

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
E. T. S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y MORFOLOGÍA DEL TERRENO



**ESTUDIO DE LA APLICABILIDAD DE MATERIALES
COMPUESTOS AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONTENCIÓN DE TIERRAS Y SU INTERACCIÓN CON EL
TERRENO, PARA SU EMPLEO EN OBRAS DE
INFRAESTRUCTURA VIARIA**

TESIS DOCTORAL

GONZALO ANDRÉS JARA MORI

Ingeniero Constructor – Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile

DIRECTOR DE TESIS:

LUIS FORT LÓPEZ-TELLO

Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

MADRID, MAYO DE 2008

TESIS DOCTORAL

ESTUDIO DE LA APLICABILIDAD DE MATERIALES
COMPUESTOS AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONTENCIÓN DE TIERRAS Y SU INTERACCIÓN CON EL
TERRENO, PARA SU EMPLEO EN OBRAS DE
INFRAESTRUCTURA VIARIA

Por: Gonzalo Andrés Jara Mori

Ingeniero Constructor

Director de Tesis

Dr. Ing. Luis Fort López-Tello

TRIBUNAL CALIFICADOR

Presidente Dr. D.

Vocales: Dr. D.

Dr. D.

Dr. D.

Secretario Dr. D.

Acuerda otorgarle la calificación de

Madrid, de

de 2008

***A mi esposa Carola y
a mi pequeña hija Sofía***

A mis padres, Dagoberto y Delfina

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero expresar mis más sinceros agradecimientos a Raúl Espinace, profesor de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, con quién he trabajado por muchos años en el mundo de la Geotecnia y del cual he aprendido gran parte de los conocimientos que en mi corta vida profesional he adquirido. Más que un colega ha sido un amigo, que me ha apoyado a la distancia en este desafío. Agradezco toda la confianza que ha depositado en mí para la realización de este Doctorado, y especialmente por todas sus gestiones para mi incorporación en el Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras.

La presente Tesis Doctoral ha sido realizada en parte en el Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras. En especial quiero agradecer a Juan Manuel Mieres Royo, Director General de I+D+i de Acciona por haberme acogido en este departamento y por haberme brindado la posibilidad de desarrollar este trabajo de investigación. También quiero agradecer a Ignacio Calvo Herrera, Director del Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras, por su constante apoyo y conocimientos en el área de los materiales compuestos, que han sido importantes para la realización de los trabajos de laboratorio.

En forma muy especial quiero agradecer a Luis Fort López-Tello, Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos, quién ha sido el Director de la presente Tesis Doctoral, por su constante apoyo para la realización y finalización de este trabajo de investigación, como así también por sus conocimientos aportados en el ámbito geotécnico. Gracias también por todo el tiempo que hemos dedicado a tratar diversos temas, muchos de ellos que escapan al ámbito profesional, pero que me han permitido crecer más como persona.

A la Dirección de Personal y Perfeccionamiento Académico de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, por haberme otorgado una beca de Profesor Contratado para la realización de mis estudios de Doctorado.

A la Fundación Agustín de Betancourt de la Universidad Politécnica de Madrid, por haberme concedido una beca de estudios de Doctorado durante estos últimos cuatro años.

Quiero agradecer a Valentín Bella y Hernán Patiño, del Laboratorio de Geotecnia de la E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, por su constante apoyo y colaboración en la realización de los ensayos de rozamiento realizados en dependencias de dichos laboratorios. Largas fueron las conversaciones técnicas, que me han permitido resolver muchas dudas de ejecución de los ensayos y de interpretación de resultados, que como resultado se han presentado en esta Tesis Doctoral.

Agradezco al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, en especial a Clemente Arias y José Luis Miranda, por los ensayos de rozamiento realizados que me han permitido complementar los resultados obtenidos en las pruebas ejecutadas en la UPM. Así también quiero agradecer a Encina Polo de la biblioteca del CEDEX por todo el material bibliográfico proporcionado durante el desarrollo de esta Tesis Doctoral.

Quiero agradecer también, a todos los integrantes del Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras que de alguna forma u otra han aportado conocimientos importantes para el desarrollo de este tema de investigación. En especial quiero agradecer a Stefano Primi, Diego Gomez, Anamaría Henao y Esteban Montoya, por sus importantes aportaciones en la línea de materiales compuestos; Diana Martín, Natalia Martín y Eleanor Sillerico, por todo el apoyo que me han brindado y los trabajos que han realizado en el desarrollo del proyecto; y a Santiago Palencia y Alfonso Campos, laborantes del área de materiales compuestos, por todo el trabajo que han realizado en la preparación de probetas para los ensayos a escala reducida.

A todos los amigos que he conocido durante estos cuatro años en Acciona y en la Universidad: David García, Gerdo Dalhuzien, Daniel López, Edith Guedella, Marta Perez, Amandine Gal, Adriana Zambrano, Eleanor Sillerico, Carlos Martín-Portugués y

Diego Manzanal. Quiero agradecerles el constante apoyo y preocupación que me han dado día tras día, como así también el cariño, simpatía y aprecio que siento por cada uno de ustedes.

A mis padres, Dagoberto y Delfina, y mis hermanas, Sonia y Daniela, por todo el apoyo que me han dado desde mi venida y durante todo este tiempo a la distancia. Han sido un pilar importante para mí en este nuevo desafío, con su incondicional cariño y con las constantes palabras de apoyo para mi desarrollo personal y profesional.

Finalmente quiero agradecer a las dos personas más importantes de mi vida, a mi esposa Carola y a mi pequeña Sofía. A Carola, porque gracias a tu amor, paciencia e incondicional apoyo, he tenido las fuerzas necesarias para sacar adelante esta Tesis, y ha sido tu constante motivación la que me ha permitido luchar día a día para alcanzar este objetivo. Y a mi pequeña Sofía, porque en tus cortos tres meses de vida me has dado la fuerza para seguir adelante en este camino y un motivo más para lograr este objetivo.

RESUMEN

Los muros de contención de tierras son elementos estructurales de amplio uso en obras de infraestructura viaria, cuya finalidad es la contención de tierras para estabilización de taludes naturales, formación de terraplenes para carreteras, formación de estribos para obras de paso, etc. Tradicionalmente se han empleado para su construcción, materiales tales como mampostería, hormigón en masa y/o hormigón armado.

En las últimas décadas han tenido un fuerte desarrollo tecnológico, debido principalmente a la aparición de nuevas alternativas de solución como complemento a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras ha pasado por la incorporación de nuevos materiales para su diseño, la definición de nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales a partir de los materiales de uso tradicional.

Es así como gran parte de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al refuerzo de suelos (con inclusión de armaduras metálicas o geosintéticos) y al empleo del hormigón prefabricado para la construcción de los muros (como pueden ser muros ménsula, muros criba, muros de tierra mecánicamente estabilizada, etc.).

El empleo de elementos prefabricados permite realizar los trabajos de puesta en obra con una reducción de tiempo y coste, y una mejora en la calidad final de la estructura, desde un punto de vista estructural y estético. Además, esta técnica permite una reducción del impacto medio ambiental, debido a la posibilidad de dar distintos acabados superficiales a la estructura.

En este sentido, es posible desarrollar nuevas soluciones de estructuras de contención de tierras prefabricadas, mediante el empleo de materiales “no tradicionales” como es el caso de los materiales compuestos (*composites*). Los composites presentan la ventaja de tener un reducido peso en comparación a otros materiales, como es el caso del hormigón (pueden alcanzar densidades del orden de 0,10 a 0,20 t/m³), con lo que la

puesta en obra de estas estructuras se facilita, no necesitando el empleo de maquinarias de gran envergadura para su instalación, lo que permite también llegar a zonas de difícil acceso. Además, algunos de estos materiales presentan la posibilidad de reciclaje, con lo que se reduce el impacto que se genera sobre el medio.

Los materiales compuestos disponen de ventajas con relación a otros productos, aportando numerosas cualidades funcionales como son: ligereza; resistencia mecánica y química; mantenimiento reducido; libertad de formas. Su uso permite aumentar la vida útil de ciertos componentes estructurales, gracias a sus propiedades mecánicas (rigidez, resistencia a la fatiga) y a sus propiedades químicas (resistencia a la corrosión). También enriquecen las posibilidades de diseño, permitiendo aligerar las estructuras y realizar formas complejas aptas para cumplir varias funciones.

A través de este proyecto de investigación, se estudiará el desarrollo de una nueva aplicación de los materiales compuestos en la industria de la construcción, mediante el diseño de estructuras de contención de tierras fabricados en base a estos materiales. Se evaluarán distintas posibilidades de solución (muros tipo ménsula, muros de tierra mecánicamente estabilizada, entre otros), a partir del análisis del comportamiento geotécnico de dichas estructuras y de su interacción con el terreno, y se propondrá, finalmente, un prototipo que pueda ser utilizado en obras de infraestructura viaria.

ABSTRACT

Retaining walls made by soil are structural elements with a wide use in road infrastructure construction site, which aim is the soil containment for natural slope stabilisation, bank formation for road, support formation for passage work, etc. Traditionally there are used for its construction materials like masonry, mass concrete and/or reinforced concrete.

During the last decades, there had an important technological development, due to principally the new alternatives appearance of solution to complete the ones of more traditional use. The reached advance in the development of these infrastructures took through the new materials incorporation for its design, the definition of new constructive methods and the creation of new structural elements from traditionally used materials

The majority of the current applications in engineering are oriented to the soils reinforcement (with introduction of metal or geosynthetics frameworks) and to the prefabricated concrete use for walls construction (like cantilever, screening, mechanical stabilisation soil walls, etc)

The use of prefabricated elements allows making construction works with time and cost reduction and improving the structure final quality from the aesthetical and structural points of view. Moreover, this technique allows environmental impact reduction due to the possibility to give different superficial finishing to the structure.

In this sense, it is possible to develop new solutions for contention structure of prefabricated soils through the use of "non-traditional" materials like composites. Composite materials offer the advantage of a reduced weight compared to other materials like concrete (concrete can reach density in the order of 0.10 to 0.20 t/m³), facilitating the construction of these structures without the need of using important machinery for its laying and allowing to attain complicated access zones. In addition,

some of these materials offer the opportunity of recycling reducing its environmental impact.

The composite materials provide many advantages compared to other products giving several functional quality like lightness, chemical and mechanical resistance, reduced maintenance and shape liberty. It use allows improve the useful life of some structural components thanks to its mechanical (stiffness, fatigue resistance) and chemical (corrosion resistance) proprieties. Also they enrich the design possibilities allowing lightening structures and make complex shapes suitable for fulfilling various functions.

Through this research project, it will be studied the new application development for composite materials in construction sector by means of structure design of soil contention based on these materials. Various solutions (cantilever, mechanical stabilisation soil walls...) will be evaluated from the geotechnical performance analysis of these structures and its interaction with the terrain and finally, a prototype able to be used in road infrastructures will be projected.

INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	i
RESUMEN.....	v
ABSTRACT.....	vii
INDICE.....	ix
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Antecedentes históricos y estado actual.....	1
1.2. Planteamiento del problema.....	6
1.3. Objetivos y alcance de la investigación.....	7
1.3.1. Objetivo general.....	7
1.3.2. Objetivos Específicos.....	8
1.3.3. Alcance de la investigación.....	8
1.4. Metodología empleada.....	9
2. LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS: TIPOLOGÍAS Y DISEÑO GEOTÉCNICO.....	13
2.1. Introducción.....	13
2.2. Los muros de contención de tierras.....	15
2.2.1. Clasificación de los muros de contención de tierras.....	17
2.2.2. Tipologías de muros de contención.....	19
2.2.3. Muros prefabricados.....	25
2.2.4. Muros de tierra mecánicamente estabilizada.....	29
2.3. Diseño geotécnico de estructuras de contención de tierras.....	31
2.3.1. Introducción.....	31
2.3.2. Conceptos generales.....	33
2.4. Empuje de tierras sobre muros de contención.....	39

2.4.1.	La determinación del empuje de tierras: desarrollo histórico y principales métodos	40
2.4.2.	La teoría de empuje de tierras de Rankine	47
2.4.3.	La teoría de empuje de tierras de Coulomb	66
2.4.4.	Empujes de tierra debido a sobrecargas	78
2.4.5.	Consideraciones de empujes debido al agua	85
2.4.6.	Efectos de la compactación en el empuje sobre muros.....	87
2.4.7.	Consideraciones sobre la acción del sismo en el empuje de tierras.....	91
2.4.8.	Estimación de empujes mediante ábacos.....	95
2.5.	Desplazamientos de un muro de contención debido a los empujes del terreno.....	101
2.6.	Dimensionamiento de muros de contención de tierras.....	107
2.6.1.	Consideraciones generales para el diseño de muros de contención.....	109
2.6.2.	Evaluación de la estabilidad de un muro de contención de tierras	115
2.6.3.	Evaluación de la estabilidad externa.....	119
2.6.4.	Evaluación de la estabilidad interna	133
3.	LOS MATERIALES COMPUESTOS APLICADOS A LA INGENIERÍA	139
3.1.	Introducción.....	139
3.2.	Componentes de los materiales compuestos	142
3.2.1.	Fibras: características y tipos	144
3.2.2.	Matrices: características y tipos.....	155
3.3.	Procesos de fabricación y propiedades de los composites.....	161
3.3.1.	Procesos de fabricación empleados en la elaboración de materiales compuestos.....	162
3.3.2.	Principales propiedades de los materiales compuestos.	172
3.4.	Estructuras sandwich para el diseño de elementos estructurales.....	183
3.4.1.	Núcleos de nidos de abeja.....	185
3.4.2.	Núcleos de espumas	188
3.4.3.	Consideraciones generales sobre las estructuras tipo sandwich.....	190

3.5.	Aplicaciones de los materiales compuestos	192
3.5.1.	Aplicaciones en la ingeniería	194
3.5.2.	Aplicaciones geotécnicas	201
3.6.	Análisis comparativo de los composites a emplear en muros de contención de tierras..	204
3.7.	Análisis técnico y económico para el empleo de composites en muros de contención de tierras.....	209
4.	DISEÑO GEOTÉCNICO Y SIMULACIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN MATERIALES COMPUESTOS	213
4.1.	Introducción.....	213
4.2.	Determinación de la fricción superficial: estado actual del conocimiento ...	214
4.2.1.	Primeras aportaciones: los estudios de Potyondy	215
4.2.2.	Aportaciones más recientes	219
4.2.3.	Comentarios generales sobre las aportaciones presentadas	236
4.3.	Estudio experimental: fricción superficial entre suelos y materiales compuestos	238
4.3.1.	Preparación de placas en materiales compuestos.....	239
4.3.2.	Suelos empleados para estudios de rozamiento.....	243
4.3.3.	Evaluación de la rugosidad superficial de las placas en materiales compuestos	247
4.3.4.	Evaluación del rozamiento en la interfaz suelo-material compuesto... ..	252
4.4.	Diseño geotécnico de un muro de contención en materiales compuestos....	267
4.4.1.	Definición de la geometría, cargas sobre el muro y parámetros geotécnicos.....	268
4.4.2.	Análisis de estabilidad externa del muro de tierra mecánicamente estabilizada	270
4.4.3.	Análisis de estabilidad interna del muro de tierra mecánicamente estabilizada.....	275
4.5.	Simulación de un muro de contención en materiales compuestos.....	285

5. PROPUESTA DE PROTOTIPO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS EN MATERIALES COMPUESTOS.	291
5.1. Introducción.....	291
5.2. Definición del prototipo: configuración geométrica y valores de cálculo para el diseño.....	292
5.3. Diseño de placas y flejes de refuerzo	295
5.4. Pruebas de laboratorio sobre elementos estructurales	299
5.4.1. Ensayos de tracción en flejes de refuerzo.	300
5.4.2. Ensayos para definición de sistema de conexión.....	309
5.5. Esquema del prototipo diseñado en materiales compuestos	314
5.6. Equipos de auscultación propuestos para la monitorización del muro.....	318
6. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES	321
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	329
ANEJOS:	
ANEJO A.....	341
ANEJO B.....	347
ANEJO C.....	361
ANEJO D.....	377
ANEJO E.....	383

LISTADO DE FIGURAS

- 1.1 Plano esquemático y sección del Newgrange Cairn.
- 1.2 Sección vertical y horizontal del muro de contención de la terraza del templo de Demeter en Pergamon.
- 1.3 Aplicación de muro de tierra mecánicamente estabilizada.

- 2.1 Costes relativos de muros de contención de tierras.
- 2.2 Tipologías de muros según su funcionalidad: (a) de sostenimiento; (b) de contención; (c) de revestimiento.
- 2.3 Diversas tipologías de muros convencionales.
- 2.4 Muro de gravedad de mampostería.
- 2.5 Muro de contención tipo cribas.
- 2.6 Muro de contención de gaviones.
- 2.7 Muro de contención de escollera.
- 2.8 Muro de contención tipo ménsula.
- 2.9 Muro de pantalla prefabricada y zapata in situ.
- 2.10 Muro de módulos prefabricados verdes.
- 2.11 Muro de bloques prefabricados de hormigón.
- 2.12 Componentes de un muro de Tierra Armada.
- 2.13 Muro de Tierra Armada y sistema de conexión para flejes de refuerzo.
- 2.14 Tensiones principales en un elemento de suelo
- 2.15 Esquema del empuje de tierras al comienzo del siglo XVIII.
- 2.16 Esquema básico planteado por Coulomb para el empuje de tierras.
- 2.17 Esquema básico planteado por Boussinesq para el empuje de tierras.
- 2.18 Determinación de empuje pasivo a partir de superficies de rotura curvas.
- 2.19 Método gráfico de Culman para determinar la presión activa de suelos.
- 2.20 Estados de equilibrio plástico representados por los círculos de Mohr.
- 2.21 Estado activo de Rankine. Familias de planos formadas por expansión horizontal.

- 2.22 Círculo de Mohr obtenido para la condición de rotura activa de Rankine.
- 2.23 Estado pasivo de Rankine. Familias de planos formadas por contracción horizontal.
- 2.24 Círculo de Mohr obtenido para la condición de rotura pasiva de Rankine.
- 2.25 Estados activo, pasivo y al reposo de Rankine en suelos con cohesión y rozamiento.
- 2.26 Estados tensionales en terreno inclinado.
- 2.27 Estados de tensiones correspondientes a un terreno inclinado, representados por un círculo de Mohr.
- 2.28 Desarrollo de empujes sobre una estructura de contención de gravedad.
- 2.29 Desarrollo de fuerzas de rozamiento tierras-muro.
- 2.30 Formación de la cuña de deslizamiento en el estado activo de Rankine en una estructura de contención de tierras tipo cantilever.
- 2.31 Distribución de σ'_{ha} y E_a en el trasdós de un muro de contención de tierras.
- 2.32 Esquema general de las condiciones de contorno para la aplicación de la teoría de Coulomb: (a) condición activa; (b) condición pasiva.
- 2.33 Condición de empuje activo de Coulomb para suelos sin cohesión.
- 2.34 Polígono de fuerzas para el estado activo de Coulomb en suelos sin cohesión.
- 2.35 Condición de empuje pasivo de Coulomb para suelos sin cohesión.
- 2.36 Polígono de fuerzas para el estado pasivo de Coulomb en suelos sin cohesión.
- 2.37 Coeficientes de empuje activo en suelos con cohesión.
- 2.38 Aplicación de una sobrecarga uniformemente distribuida s sobre una estructura de contención de tierras.
- 2.39 Aplicación de una sobrecarga en faja s de ancho b sobre una estructura de contención de tierras.
- 2.40 Variación de carga lineal con la profundidad.
- 2.41 Variación de carga puntual con la profundidad.
- 2.42 Aplicación de una sobrecarga lineal s paralela al muro sobre una estructura de contención de tierras.
- 2.43 Empuje del agua en condiciones hidrostáticas. Condición de empuje activo.

- (a) Relleno completamente sumergido, y (b) relleno parcialmente sumergido.
- 2.44 Incremento de K_o de la arena con la compactación.
- 2.45 Determinación de K_r en muros de tierra mecánicamente estabilizada.
- 2.46 Mapa de peligrosidad sísmica de España.
- 2.47 Ábacos para estimar la presión de tierras contra muros que soportan una superficie de relleno plana
- 2.48 Ábacos para estimar la presión de tierras contra muros que soportan una superficie de relleno quebrada.
- 2.49 Estimación de empujes mediante ábacos basados en la teoría de Coulomb.
- 2.50 Relación entre el empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo
- 2.51 Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral en muros de tierra mecánicamente estabilizada.
- 2.52 Sistemas de drenaje con materiales granulares.
- 2.53 Sistema de drenaje de muros de tierra mecánicamente estabilizado.
- 2.54 Dimensionamiento de estructuras de contención de gravedad y en ménsula.
- 2.55 Comprobación de la estabilidad externa de muros de contención de tierra
- 2.56 Ubicación de los empujes en el trasdós de muros: (a) muros de gravedad; (b) muros tipo ménsula; (c) muros de tierra mecánicamente estabilizada.
- 2.57 Recomendaciones sobre la aplicación de los empujes de tierras mediante la teoría de Rankine en muros ménsula.
- 2.58 Empujes sobre muro ménsula cuando el plano de discontinuidad corta el alzado del muro.
- 2.59 Aplicación de empujes sobre muros: (a) muro tipo ménsula; (b) muro de tierra mecánicamente estabilizada.
- 2.60 Esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco de un muro de contención de tierras.
- 2.61 Círculos de deslizamiento pésimos en cálculo de estabilidad global de un muro de contención de tierras
- 2.62 Definición de la línea de máximas tracciones en los flejes de refuerzo. (a) Línea

- curva real de localización de máximas tensiones; (b) aproximación lineal para máximas tracciones.
- 2.63 Tensiones que se desarrollan en las armaduras de refuerzos en muros de tierra mecánicamente estabilizada y separación entre armaduras.
- 3.1 Proceso de manufactura de la fibra de vidrio.
- 3.2 Fibras de vidrio empleadas en aplicaciones de ingeniería. (a) Fibra de vidrio en rollo; (b) fibra de vidrio bidireccional $0/\pm 45^\circ$
- 3.3 Esquema general de fabricación de las fibras de carbono.
- 3.4 Fibras de carbono empleadas en aplicaciones de ingeniería. (a) Fibra de carbono en rollo; (b) tejido de fibra de carbono bidireccional $0/90^\circ$
- 3.5 Consistencia de las resinas empleadas en la fabricación de materiales compuestos.
- 3.6 Laminado de fibra y resina. (a) Esquema de preparación del laminado; (b) producto final fabricado.
- 3.7 Esquema de sistema de proyección Spray Layup.
- 3.8 Esquema de fabricación por contacto manual.
- 3.9 Máquina impregnadora eléctrica.
- 3.10 Esquema del método vacuum bagging.
- 3.11 Imagen de la técnica vacuum bagging para la fabricación de laminados.
- 3.12 Esquema general de equipo de preimpregnado.
- 3.13 Esquema del proceso de fabricación por pultrusión.
- 3.14 Esquema proceso de fabricación Resin Film Infusión.
- 3.15 Módulos de deformación en función de la orientación de las fibras de un material compuesto típico vidrio/poliéster con una orientación $[\theta_1/\theta_2/\theta_1]$, donde θ es el ángulo en grados.
- 3.16 Coeficiente de poisson en función de la orientación de las fibras de un material compuesto típico Vidrio/Poliéster con una configuración $[\theta_1/\theta_2/\theta_1]$, donde θ es el ángulo en grados.
- 3.17 Curvas tensión-deformación de distintos materiales compuestos y aceros.

- 3.18 Esquema general de una estructura tipo sándwich.
- 3.19 Influencia del espesor del núcleo en la rigidez y peso de la estructura tipo sándwich. Alas formadas aluminio de $e = 2 \text{ mm}$ y densidad del núcleo de $37 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.
- 3.20 Esfuerzos que se desarrollan en una estructura sándwich sometida a flexión.
- 3.21 Núcleos de nidos de abeja para uso en estructuras tipo sándwich.
- 3.22 Procesos de fabricación núcleos nidos de abeja.
- 3.23 Espuma de poliuretano empleada en estructuras tipo sándwich.
- 3.24 Esquema de panel sándwich y sus notaciones.
- 3.25 Aplicación de materiales compuestos en el puente de Holding, Dinamarca.
- 3.26 Aplicación de materiales compuestos en puente Wichwire Run en West Virginia, EEUU.
- 3.27 Puente en materiales compuestos de la ciudad de Lérida.
- 3.28 Aplicación de materiales compuestos en paso superior Autovía del Cantábrico.
- 3.29 Aplicación de materiales compuestos en viaducto carretera M-111, Madrid.
- 3.30 Barras de FRP para empleo en estructuras de hormigón.
- 3.31 Aplicación de materiales compuestos en vigas de puentes.
- 3.32 Aplicación de materiales compuestos en refuerzo de pilares.
- 3.33 Problemas presentados en pilotes tradicionales empleados en ambientes agresivos. (a) Corrosión de pilotes de acero; (b) degradación de pilotes de hormigón; (c) deterioro de pilotes de madera.
- 3.34 Aplicación de FRP's en la fabricación de pilotes.
- 3.35 Anclaje fabricado en FRP's para la contención de un talud.

- 4.1 Perfilómetro para medida de rugosidad superficial.
- 4.2 Perfil de alturas obtenido de perfilómetro para la determinación de $R_{\text{máx}}$.
- 4.3 Determinación de R_a a partir del perfil de alturas.
- 4.4 Representación esquemática del tamaño de las partículas de suelo sobre perfil de alturas. Definición de D_{50} .
- 4.5 Resultados de fricción superficial obtenidos por Uesugi y Kishida, mediante el

- estudio de arenas y aceros.
- 4.6 Resultados de fricción superficial obtenidos por Subba Rao et al en aparato de corte tipo B.
- 4.7 Curvas granulométricas de suelos empleados por Frost y Han para el estudio de interfaz con FRP.
- 4.8 Resultados de fricción superficial obtenidos por Frost y Han para interfaz de arenas con aceros y FRP.
- 4.9 Influencia del tamaño medio de las arenas en el rozamiento de la interfaz.
- 4.10 Resultados de fricción superficial obtenidos por Lings y Dietz para interfaz de arenas con aceros.
- 4.11 Resultados de dilatancia obtenidos por Lings y Dietz en función de la rugosidad superficial del acero.
- 4.12 Relación entre la dilatancia y el ángulo de rozamiento de la interfaz.
- 4.13 Esquema de fabricación de laminados para ensayos de corte directo, compuestos por fibra de vidrio y resina poliéster.
- 4.14 Imágenes de placas de fibra de vidrio para ensayos de rozamiento y detalle en microscopio electrónico. (a) PFV-RB; (b) PFV-RI; (c) PFV-RA.
- 4.15 Suelos empleados en los ensayos de corte directo para el estudio de la fricción superficial. (a) Arena de miga; (b) Arena tosquiada.
- 4.16 Perfilómetro empleado para la determinación de la rugosidad superficial de las placas en materiales compuestos.
- 4.17 Equipos de corte directo empleados en los ensayos de rozamiento. (a) Aparato perteneciente al CEDEX; (b) aparato perteneciente a la UPM.
- 4.18 Colocación placa en materiales compuestos y preparación muestra para ensayos de rozamiento en equipo de corte directo.
- 4.19 Definición geométrica de muro de tierra mecánicamente estabilizada.
- 4.20 Acciones consideradas para el diseño geotécnico del muro de tierra mecánicamente estabilizada, con aplicación de materiales compuestos.
- 4.21 Determinación del coeficiente de empuje lateral de tierras para el dimensionamiento de muros de tierra mecánicamente estabilizada.

- 4.22 Determinación del coeficiente de rozamiento aparente.
- 4.23 Configuración de placas y armaduras de refuerzo para muro.
- 4.24 Definición geométrica del muro en programa Plaxis.
- 4.25 Malla de elementos finitos definida para análisis de muro de tierra mecánicamente estabilizada.
- 4.26 Malla deformada de elementos finitos obtenida para muro en materiales compuestos.
- 4.27 Malla deformada de elementos finitos obtenida para muro convencional.

- 5.1 Configuración de placas y armaduras de refuerzo para muro.
- 5.2 Criterio para la definición de la $T_{máx}$ en conexión tira-placa.
- 5.3 Esquema adoptado de tensiones sobre placa de revestimiento.
- 5.4 Diseño placas en materiales compuestos.
- 5.5 Dimensionamiento de tiras de refuerzo.
- 5.6 Fallo por cortante de las fibras en tiras de refuerzo.
- 5.7 Equipo para pruebas de tracción en tiras de refuerzo.
- 5.8 Probetas de fibra de vidrio utilizadas en ensayos de tracción.
- 5.9 Cámara de envejecimiento empleada para ensayos de durabilidad.
- 5.10 Probetas envejecidas ensayadas a tracción
- 5.11 Probeta para estudio de sistema de conexión. L pegadas sobre laminado y posterior refuerzo con dos telas de FV 0/90.
- 5.12 Probeta para estudio de sistema de conexión. L atraviesan poliuretano, con posterior refuerzo con dos telas de FV 0/90.
- 5.13 Placas de materiales compuestos fabricadas para construcción de prototipo.
- 5.14 Plano esquemático del prototipo que será implantado por el Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona
- 5.15 Plano esquemático frontal del prototipo que será implantado por el Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona.
- 5.16 Configuración de las placas fabricadas en materiales compuestos.

LISTADO DE GRÁFICOS

- 2.1 Estimación del exponente n para arenas.
- 2.2 Variación de los coeficientes de empuje activo y en reposo en función del ángulo de fricción interna.
- 2.3 Variación de los coeficientes de empuje pasivo y en reposo en función del ángulo de fricción interna.

- 3.1 Uso de materiales compuestos por sectores.
- 3.2 Situación del consumo anual de materiales compuestos en Europa.

- 4.1 Curvas granulométricas de suelos estudiados.
- 4.2 Curvas de compactación Proctor de suelos estudiados.
- 4.3 Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad baja.
- 4.4 Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad intermedia.
- 4.5 Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad alta.
- 4.6 Relación de tensiones σ' v/s τ' de ensayos de rozamiento en arena tosquizada compactada al 95% del PM.
- 4.7 Relación entre la rugosidad normalizada R_n y el ángulo de rozamiento en la interfaz δ' .
- 4.8 Relación entre la rugosidad normalizada R_n y el coeficiente de rozamiento en la interfaz δ'/ϕ' .
- 4.9 Influencia de la compactación en el rozamiento de la interfaz arena tosquizada-material compuesto.
- 4.10 Influencia de la compactación en el rozamiento de la interfaz arena de migas-material compuesto.
- 4.11 Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena tosquizada-

- material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Modificado.
- 4.12 Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena tosquiza-material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Normal.
- 4.13 Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 92% del Proctor Modificado.
- 4.14 Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Modificado.
- 4.15 Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 100% de la Densidad Relativa.
- 5.1 Influencia del % volumen de fibras en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de 600 y 640 (g/m^2).
- 5.2 Influencia del % volumen de fibras en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de vidrio de 500 (g/m^2).
- 5.3 Influencia del N° de capas en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de vidrio de 800 (g/m^2).
- 5.4 Resultados de tracción en probetas envejecidas.
- 5.5 Resultados de ensayo de tracción en sistema de conexión. Conector 1, L pegado sobre laminado y posterior refuerzo.
- 5.6 Resultados de ensayo de tracción en sistema de conexión. Conector2, L pasado a través de poliuretano.

LISTADO DE TABLAS

- 2.1 Valores de K_o en función del tipo de suelo y su grado de compacidad.
- 2.2 Clases de relleno y ángulos de talud natural definidos por Gautier.
- 2.3 Valores máximos del ángulo de rozamiento δ en función del ángulo de fricción interna del relleno ϕ' .
- 2.4 Factor r para la determinación del coeficiente sísmico horizontal.
- 2.5 Determinación del coeficiente C del terreno.
- 2.6 Valores de C a ser aplicados en las ecuaciones 2.54 y 2.55.
- 2.7 Valores del desplazamiento relativo de rotación para suelos arenosos y para suelos cohesivos.
- 2.8 Tipos de rellenos para muros de retención.
- 2.9 Propiedades físico-químicas para suelo reforzado.
- 2.10 Acciones consideradas en Eurocódigo 7 para distintas situaciones.

- 3.1 Clasificación de los materiales compuestos.
- 3.2 Breve clasificación de compuestos de matriz polimérica según la disposición y el tipo de refuerzo.
- 3.3 Principales propiedades de las fibras de vidrio.
- 3.4 Principales propiedades de las fibras de carbono.
- 3.5 Clasificación de los diferentes tipos de matrices empleadas en materiales compuestos.
- 3.6 Principales propiedades de las resinas de poliéster.
- 3.7 Principales propiedades de las resinas de viniléster.
- 3.8 Principales propiedades de las resinas epoxi.
- 3.9 Compatibilidad entre fibras y matrices.
- 3.10 Valores típicos de los módulos de deformación de laminados unidireccionales.
- 3.11 Resistencia a tracción y compresión típica de laminados unidireccionales.
- 3.12 Influencia de la orientación de las fibras en el comportamiento de laminados.
- 3.13 Principales propiedades nidos de abeja de papel.

- 3.14 Cuadro comparativo de fibras a emplear en materiales compuestos.
- 3.15 Cuadro comparativo de resinas a emplear en materiales compuestos.
- 3.16 Cuadro comparativo de métodos de procesamiento de materiales compuestos.
- 3.17 Costos unitarios de principales materiales empleados en la fabricación de materiales compuestos.

- 4.1 Valores de fricción superficial entre suelos y materiales de construcción.
- 4.2 Arenas empleadas por Uesugi y Kishida para el estudio de la fricción superficial entre arenas y aceros.
- 4.3 Arenas empleadas por Subba Rao et al para el estudio de la fricción superficial con superficies sólidas.
- 4.4 Arenas empleadas por Lings y Dietz para el estudio de la fricción en la interfaz arenas-aceros y el efecto de la dilatancia.
- 4.5 Caracterización de suelos empleados en ensayos de corte directo.
- 4.6 Resumen parámetros mecánicos de suelos obtenidos en ensayos de corte directo y triaxial, en función del grado de compactación.
- 4.7 Tamaños medios de las partículas de suelo.
- 4.8 Valores de R_{max} y R_n obtenidos para cada placa analizada.
- 4.9 Resumen de resultados de ensayos de rozamiento.
- 4.10 Parámetros geotécnicos para diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada.
- 4.11 Cálculos análisis estabilidad al vuelco.
- 4.12 Cálculos análisis estabilidad al deslizamiento.
- 4.13 Cálculos análisis estabilidad al hundimiento.
- 4.14 Coeficientes de empuje lateral K_r y rozamiento aparente f^* empleados en los cálculos.
- 4.15 Resultados obtenidos para interfaz arena de miga- materiales compuestos.
- 4.16 Resultados obtenidos para interfaz arena tosquiza- materiales compuestos.
- 4.17 Resultados obtenidos para interfaz arena de miga-acero liso.
- 4.18 Resultados obtenidos para interfaz arena de miga-acero con resaltes.

- 4.19 Parámetros geotécnicos adoptados para simulación de muro.
- 4,20 Parámetros de elementos placa y geogrillas adoptados para simulación de muro.

- 5.1 Resumen de resultados de evaluación de estabilidad interna en muro.
- 5.2 Resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio unidireccional y resina de poliéster, en probetas de $180 \cdot 25 \text{ mm}$.
- 5.3 Resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio 0/90 y resina de poliéster, en probetas de $180 \cdot 25 \text{ mm}$.
- 5.4 Influencia del número de capas en la resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio unidireccional y resina de poliéster.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y ESTADO ACTUAL

La idea de proporcionar un soporte lateral a masas de tierra mediante el empleo de estructuras de contención, es bastante antigua. Las primeras construcciones de las que se tiene conocimiento en la que se ha empleado este concepto, corresponden a los monumentos megalíticos, con estructuras que datan del año 4000 A.C. Estas construcciones, que son las primeras manifestaciones arquitectónicas de la historia, se emplearon principalmente en la costa atlántica de Europa y en el Mediterráneo Occidental.

Los megalitos fueron monumentos contruidos con grandes bloques de piedra sin labrar. Un ejemplo típico de este tipo de construcciones es el Newgrange Cairn, construido en Irlanda en el año 3200 A.C. Esta estructura estaba constituida por un gran cilindro de 82 m de diámetro, en cuyo contorno se construyeron estructuras de contención verticales de 4,20 m de altura formada por estas piedras, siendo posteriormente relleno en su interior por piedra redondeada y turba.

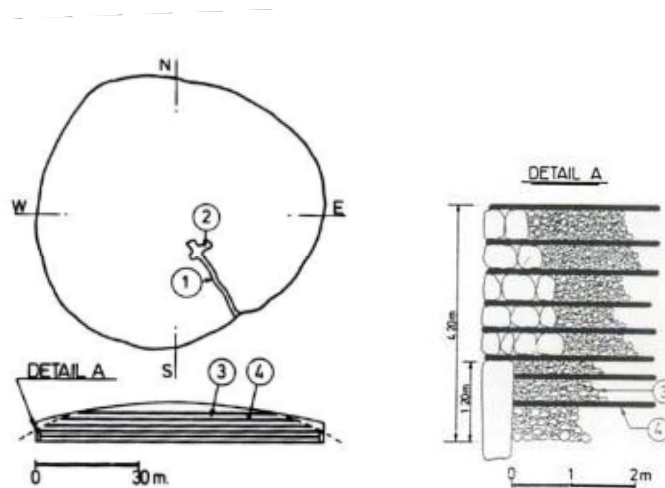


Figura 1.1: Plano esquemático y sección del Newgrange Cairn.

(Tomada de Kerisel, 1993. *History of Retaining Wall Design*)

También se tiene registro del empleo de estructuras de contención por parte de los egipcios, que fueron en la antigüedad una de las primeras civilizaciones en construir grandes monumentos y ciudades, y que hoy en día son motivo de mucha admiración por la majestuosidad de sus obras. Se cree que las primeras construcciones a gran escala realizadas por los egipcios datan del año 2686 A.C., durante el reinado del faraón Jasejemuy. Los dos materiales de construcción predominantemente empleados por los egipcios en sus construcciones fueron, el adobe y la piedra.

De la época de los egipcios, destaca la construcción de muros como medio de contención de las terrazas que soportaban el templo de Demeter en Pergamon, hacia el segundo siglo A.C., considerada una de las mejores estructuras de contención del mundo antiguo. El muro tenía 14 m de altura y una longitud de 80 m, soportado por 15 contrafuertes externos que se encontraban separados a una distancia de 5 m cada uno.

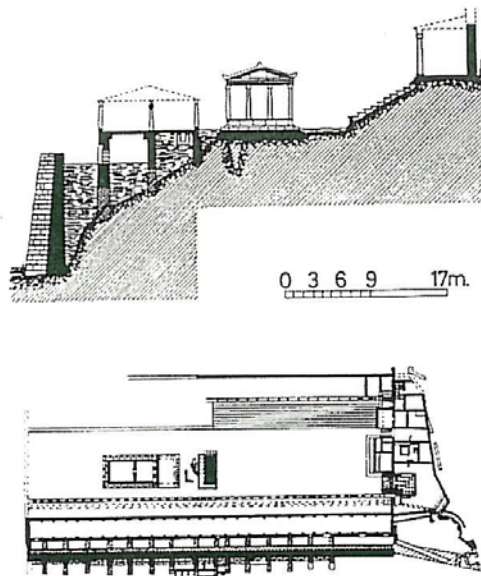


Figura 1.2: Sección vertical y horizontal del muro de contención de la terraza del templo de Demeter en Pergamon.

(Tomada de Kerisel, 1993. *History of Retaining Wall Design*)

El desarrollo de las civilizaciones trajo consigo el crecimiento de las ciudades, muchas de las cuales fueron fortificadas con muros de grandes alturas con propósitos de

defensa. Esto dio como resultado, la aparición de un tratado de fortificaciones de la Escuela de Alejandría y el primer libro importante de estructuras de contención, donde se ponía de manifiesto la necesidad de mayores espesores de los muros en proporción a sus mayores alturas. Es así como en la Edad Media y durante el Renacimiento, se desarrollaron muchos otros tratados para fortificaciones, las cuales eran construidas principalmente de mampostería. En uno de estos tratados, publicado por Marshal de Vauban en 1684, se señala que el espesor de la base de los muros debía ser función de su altura, recomendando para ello una base de espesor igual a $0,2 \cdot H + 1,48 m$.

Durante muchos siglos no se produjo evolución alguna en cuanto a los materiales desarrollados para la construcción de estructuras de contención de tierras, que como puede verse, eran diseñadas principalmente de mampostería, tanto de piedra como de ladrillo, además del empleo ocasional del adobe. La aparición del hormigón a inicios del siglo XIX y su empleo en estas estructuras a partir del siglo XX, ha permitido construir muros con mayores prestaciones estructurales y geométricas, como así también estéticas.

Tanto el hormigón, que fue empleado inicialmente en masa, como los materiales tradicionales, han permitido diseñar estructuras que trabajan fundamentalmente por gravedad, en que el peso propio del material aporta la estabilidad a la estructura. Actualmente, aún se emplean estos materiales para la construcción de este tipo de estructuras de contención, siendo su principal limitación la altura que pueden alcanzar.

Los problemas debidos a la limitación anteriormente señalada, fueron resueltos en parte con el desarrollo del hormigón armado, con el cual se han alcanzado mayores alturas, con estructuras más esbeltas y que permiten absorber no solo esfuerzos de compresión, si no también de flexión.

A partir de la incorporación de este material, se ha generado un fuerte desarrollo tecnológico durante todo el siglo XX y, debido a ello, han aparecido nuevas alternativas de solución como complemento a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el

desarrollo de estas estructuras ha pasado por la incorporación de nuevos materiales para su diseño, la definición de nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales, a partir de los materiales de uso tradicional.

Es así como gran parte de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al refuerzo de suelos (con inclusión de armaduras metálicas o geosintéticos) y al empleo del hormigón prefabricado para la construcción de los muros (como pueden ser muros ménsula, muros criba, muros de tierra mecánicamente estabilizada, etc.). En esta línea, el Ingeniero francés Henry Vidal desarrolló en la década de los años 60 una técnica a la que denominó Tierra Armada, la cual consiste en la construcción de un terraplén que es reforzado mediante tiras metálicas y que es recubierto en su exterior, con placas prefabricadas de hormigón.



Figura 1.3: Aplicación de muro de tierra mecánicamente estabilizada.

(Tomada de <http://www.recousa.com>, 2008. *The Reinforced Earth Company*)

El empleo de elementos prefabricados permite realizar los trabajos de puesta en obra con una reducción de tiempo y coste, y una mejora en la calidad final de la estructura, desde un punto de vista estructural y estético. Además, esta técnica permite una reducción del impacto medio ambiental, debido a la posibilidad de dar distintos acabados superficiales a la estructura.

Actualmente existen en el mercado una variedad de métodos y técnicas de estructuras de contención de tierras, que en su gran mayoría tienen directa aplicación a obras de infraestructura viaria, tanto para carreteras como para obras ferroviarias, entre otras. Las estructuras de contención de tierras en este tipo de obras son empleadas fundamentalmente para: contención de taludes inestables de desmontes; contención de terraplenes ubicados a media ladera; y, como elemento de contención de estribos de puentes y pasos superiores.

En este sentido, es posible desarrollar nuevas soluciones de estructuras de contención de tierras, mediante el empleo de materiales “no tradicionales” como es el caso de los materiales compuestos (*composites*). Los composites presentan la ventaja de tener un reducido peso en comparación a otros materiales, como es el caso del hormigón (pueden alcanzar densidades del orden de 0,10 a 0,20 t/m³), con lo que la puesta en obra de estas estructuras se facilita, no necesitando el empleo de maquinarias de gran envergadura para su instalación, lo que permite también llegar a zonas de difícil acceso. Además, algunos de estos materiales presentan la posibilidad de reciclaje, con lo que se reduce el impacto que se genera sobre el medio.

La palabra “*composite*” se refiere usualmente a refuerzos con fibra de materiales metálicos, poliméricos y cerámicos, que fueron desarrollados inicialmente para la industria aeroespacial en la década de los años 50. El uso de materiales compuestos en la construcción ha tenido un fuerte desarrollo desde la segunda mitad del Siglo XX, en especial, a partir de la Segunda Guerra Mundial, con el descubrimiento de las matrices plásticas, donde la expansión de los materiales compuestos ha sido constante.

Sus usos en ingeniería han sido variados, destacándose: refuerzo de hormigones con fibra de vidrio; construcción de diversas estructuras de edificación; camisas para pilotes de hormigón para su empleo en medios agresivos; y puentes en base a estos materiales, entre otros.

Se trata de materiales heterogéneos, constituidos por una matriz orgánica (polímero) asociada con un refuerzo fibroso, por lo general de vidrio, de carbono o de aramida. Las fibras son las encargadas de proporcionar las propiedades mecánicas al material y se caracterizan por ser continuas. Los esfuerzos a los que se ve sometido un material compuesto son absorbidos por estas fibras y transferidos de una fibra a otra gracias a la matriz, la cual, además de transferir las cargas a las que se ve sometido el material, son responsables de mantenerlas unidas.

Los materiales compuestos disponen de ventajas con relación a otros productos, aportando numerosas cualidades funcionales como son: ligereza; resistencia mecánica y química; mantenimiento reducido; libertad de formas. Su uso permite aumentar la vida útil de ciertos componentes estructurales, gracias a sus propiedades mecánicas (rigidez, resistencia a la fatiga) y a sus propiedades químicas (resistencia a la corrosión). También enriquecen las posibilidades de diseño, permitiendo aligerar las estructuras y realizar formas complejas aptas para cumplir varias funciones.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En España, se están desarrollando una serie de proyectos relacionados con la construcción de nuevas autovías y autopistas, como así también líneas ferroviarias de altas prestaciones, cuyo propósito es mejorar sustancialmente las infraestructuras viarias con las que actualmente cuenta el país y, con ello, alcanzar los estándares de servicio de estas vías que presentan otros países de la Comunidad Europea.

En esta línea, se está desarrollando el Plan Estratégico de Infraestructuras de Transporte (PEIT) que contempla para el año 2020 aumentar, por un lado, en un 62% los kilómetros de autopistas y autovías existentes actualmente como así también el mejoramiento de antiguas carreteras y, por otro lado, extender la red de ferrocarriles de altas prestaciones hasta mejorar en un 66% las actuales condiciones que presentan dichas vías. La mejora de estas infraestructuras involucra la realización de importantes

obras de ingeniería, muchas de las cuales están directamente relacionadas con la construcción de muros de contención de tierras, como componente de pasos superiores o para contención de desmontes, entre otras.

Junto a este desafío se encuentra la problemática de que cada vez escasean los materiales de uso tradicional con el que se diseñan los muros de contención de tierras, como son áridos y agua para la fabricación del hormigón, material constituyente tanto de muros convencionales como prefabricados. Este problema genera un importante impacto ambiental por la escasez de recursos naturales, lo que lleva a la explotación de nuevas canteras para la extracción de estos materiales.

Finalmente, tanto la plataforma tecnológica española de la construcción como la europea, fomentan el empleo de materiales de altas prestaciones como componente de elementos estructurales, que le otorguen un mejor comportamiento ante las acciones solicitantes, con la posibilidad de fabricación de piezas que se adecuen a distintas formas geométricas y que permitan a futuro su reciclaje. Los materiales compuestos se presentan como una alternativa completamente viable para cubrir las problemáticas aquí planteadas, para su empleo en muros de contención de tierras.

1.3. OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo general

Evaluar el uso de los materiales compuestos para el diseño y construcción de estructuras de contención de tierras, a ser empleadas en obras de infraestructura viaria.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Estudiar las diversas tipologías de estructuras rígidas de contención de tierras que actualmente se emplean en obras de infraestructura viaria, definiendo los métodos de diseño para su posterior dimensionamiento.
- Identificar, estudiar y definir el material compuesto más adecuado, a ser empleado en la construcción de una estructura de contención de tierras rígida utilizada en obras de infraestructura viaria.
- Determinar el rozamiento en la interfaz material compuesto – suelo, para el dimensionamiento de estructuras de contención de tierras mediante ensayos de resistencia en laboratorio.
- Diseñar y modelar una estructura de contención de tierras a base de materiales compuestos, evaluando su interacción con el terreno y su comportamiento estructural.
- Aplicar el modelo diseñado a un prototipo de estructura de contención de tierras a base de materiales compuestos.

1.3.3. Alcance de la investigación

A través de este proyecto de investigación, se estudiará el desarrollo de una nueva aplicación de los materiales compuestos en la industria de la construcción, mediante el diseño de estructuras de contención de tierras fabricadas en base a estos materiales. Se evaluarán distintas posibilidades de solución (muros tipo ménsula, muros de tierra mecánicamente estabilizada, entre otros), a partir del análisis del comportamiento geotécnico de dichas estructuras y de su interacción con el terreno, y se propondrá, finalmente, un prototipo que pueda ser utilizado en obras de infraestructura viaria.

1.4. METODOLOGÍA EMPLEADA

Para el desarrollo de la presente Tesis Doctoral, se ha empleado la siguiente metodología con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados anteriormente:

- (1) Se han estudiado las diversas tipologías de estructuras rígidas de contención de tierras y se han definido los métodos de diseño empleados para su dimensionamiento.

Se ha definido el estado actual del conocimiento relativo a las estructuras rígidas de contención de tierras que son empleadas en obras de ingeniería y, en especial, orientadas a su uso en obras de infraestructura viaria. Para ello, se ha recopilado información bibliográfica referente a este tema, la cual ha sido extraída de libros clásicos de mecánica de suelos y artículos de revistas especializadas. Así también, fueron consultados manuales de diseño y normativa vigente, tanto a nivel nacional como internacional, y diversos sitios Web de interés científico.

Se estudiaron los diversos métodos de cálculo empleados en el diseño de estructuras rígidas de contención de tierras, los cuales han sido aplicados, posteriormente, al dimensionamiento de estas estructuras a base de materiales compuestos. A partir de ello, se ha elaborado el primer capítulo del estado del arte de las estructuras de contención de tierras rígidas y sus métodos de diseño.

- (2) Se ha definido el material compuesto más adecuado para su empleo en estructuras rígidas de contención de tierras para obras de infraestructuras viarias.

Inicialmente, se ha abordado el estado actual del conocimiento de los materiales compuestos mediante el estudio y análisis de diversas bibliografías especializadas en el tema. Al igual que en el punto anterior, se ha estudiado documentación relativa a libros, artículos de revistas especializadas y sitios Web de interés científico, focalizando el conocimiento en el estudio de aplicaciones a la ingeniería y, especialmente, a la geotecnia.

El estudio de esta documentación ha permitido identificar los principales materiales empleados en el diseño de los *materiales compuestos* (fibra y matriz), las formas de procesado y las características estructurales que presentan para su empleo en aplicaciones a la ingeniería.

Con la identificación de los diversos materiales compuestos se han preparado tres cuadros comparativos de ventajas y desventajas, considerando los aspectos físicos, químicos, mecánicos y de costes, tanto de los materiales como de los tipos de fabricación. A partir de estos antecedentes, se ha definido el material compuesto más idóneo para su empleo en la construcción de una estructura de contención de tierras.

Definido el material compuesto, se ha procedido a la selección de una de las estructuras de contención de tierras estudiadas en el objetivo 1, donde sea posible su aplicación. Para efectuar dicha selección, se ha realizado un análisis técnico y económico.

Como resultado de este objetivo, se ha desarrollado el segundo capítulo de la Tesis, en el cual ha quedado definida la estructura de contención de tierras con el material compuesto seleccionado.

- (3) Se ha determinado el rozamiento en la interfaz material compuesto – suelo, para el dimensionamiento de una estructura de contención de tierras.

Se han realizado ensayos de caracterización física, química, mecánica y de compactación a dos tipos de suelos, que pueden ser empleados como material de relleno en la construcción de estructuras rígidas de contención de tierras para obras viarias.

Paralelamente, se ha definido la rugosidad del material compuesto en función del acabado superficial proporcionado durante la elaboración de probetas en laboratorio.

Posteriormente, se ha evaluado la interacción entre cada suelo seleccionado y el material compuesto definido en el objetivo (2), realizando para ello ensayos de corte directo en laboratorio. Estos ensayos han permitido obtener el rozamiento (δ) entre el material compuesto y el suelo, seleccionando el máximo valor obtenido a partir de cada una de las combinaciones ensayadas.

Los resultados de rozamiento (δ) obtenidos han sido empleados para el dimensionamiento de la estructura de contención de tierras seleccionada en esta Tesis Doctoral, que ha correspondido a un muro de tierra mecánicamente estabilizada.

- (4) Se ha diseñado y modelado la estructura de contención de tierras a base de materiales compuestos.

Una vez definidos los diferentes modelos de cálculo para el dimensionamiento de estructuras rígidas de contención de tierras, el material compuesto más idóneo para su empleo en este tipo de estructuras y el valor del rozamiento material compuesto-suelo obtenido de los ensayos, se ha realizado el diseño y modelación de la estructura seleccionada para la aplicación del material compuesto.

Para efectuar el diseño se han estudiado, en primer lugar, todas las sollicitaciones a las que se verá expuesta la estructura. A continuación, se han efectuado todas las comprobaciones necesarias que exige la normativa actual para el diseño de estructuras de contención rígidas, calculando para ello la estabilidad del muro al deslizamiento, vuelco y hundimiento, junto con el análisis de la estabilidad global del conjunto.

Posteriormente, se ha efectuado la modelación de la estructura de material compuesto con las características definidas en los objetivos previos. Para ello, se ha empleado un programa de cálculo por ordenador basado en elementos finitos.

Como resultado de lo anterior, se ha obtenido el dimensionamiento de la estructura de contención de tierras rígida a base de materiales compuestos.

- (5) Se ha propuesto un prototipo de estructura de contención de tierras en materiales compuestos, para su posterior aplicación y evaluación de su comportamiento tenso-deformacional.

Para ello, se ha propuesto la elaboración de un prototipo de estructura de contención de tierras a base de materiales compuestos, de acuerdo a los resultados obtenidos en cada uno de los objetivos anteriores, que permitirá a futuro, la evaluación de su comportamiento en un caso real.

Este proyecto de Tesis Doctoral ha sido desarrollado, en parte, en el Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras, por lo que se ha estudiado la posibilidad de aplicar y monitorizar el prototipo definido en una obra, puesta en marcha recientemente, de la que se espera puedan obtenerse resultados en el futuro, aplicables a otros trabajos en esta línea de investigación ahora abierta.

2. LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS: TIPOLOGÍAS Y DISEÑO GEOTÉCNICO

2.1. INTRODUCCIÓN

Una estructura de contención de tierras^{2.1}, denominada comúnmente *muro*, es una estructura permanente, relativamente rígida y continua, que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno desequilibrada, natural o artificial, que se encuentra ubicada en su parte posterior (trasdós). Terzaghi, Peck y Mesri (1996) lo definen como una estructura destinada a soportar suelos que presentan pendientes mayores que su ángulo de reposo.

Los muros de contención de tierras son empleados en diversas actuaciones de la ingeniería, como son: contención de taludes y estribos de pasos superiores en obras de infraestructura viaria (carreteras, ferrocarriles, etc.); contención de terrenos en obras de edificación (a nivel superficial y en el interior del terreno); utilización para la construcción de muelles portuarios; contención de vertederos; entre otros. Su empleo data ya de hace varios siglos, pero solo a partir del siglo XVII aparecen las primeras contribuciones que han permitido desarrollar las teorías para su diseño geotécnico (Soriano, 1996).

Este tipo de estructuras actúa generalmente como un elemento de transición, destinada a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno, con una pendiente superior a lo que permitiría la resistencia del mismo, transmitiendo a su base y resistiendo con deformaciones admisibles los correspondientes empujes laterales a los que se ve sometido.

^{2.1} En la literatura se habla tanto de estructuras como de muros de contención de tierras, por lo que en esta Tesis Doctoral se emplearán indistintamente ambas palabras.

En ocasiones se emplean para estabilizar deslizamientos potenciales o ya existentes, donde el muro es introducido al pie del talud como elemento de contención. En desmontes y terraplenes, en los que la falta de espacio impone condiciones de construcción con el diseño de taludes casi verticales, el empleo de muros puede ser casi obligado. Este es un caso muy frecuente en la construcción de obras de infraestructuras viarias.

Existen diversas clasificaciones por las cuales se distinguen las distintas tipologías de muros de contención de tierras que son empleadas en obras de infraestructura viaria. En este capítulo se presentan las más significativas, que en general son incluidas en la mayoría de los textos de Mecánica de Suelos, y que corresponden a: desde un punto de vista funcional; de acuerdo a la forma en como contrarrestan los empujes; según la interacción suelo-estructura; y, según el material con el que son fabricados.

Las diversas tipologías de muros de contención de tierras que pueden ser empleadas en obras de infraestructura viaria, son diseñadas para que resistan las acciones a las cuales se ven sometidas, y según las normativas actuales y el tipo de estructura que se emplee, se analizan tanto por estabilidad externa como por estabilidad interna.

El diseño de un muro de contención de tierras se realiza esencialmente por tanteos, definiendo unas dimensiones iniciales que son evaluadas para que la estructura sea estable al vuelco, deslizamiento, hundimiento y estabilidad global, este último a partir de un análisis de estabilidad de taludes que incluya la estructura, el relleno de trasdós y el terreno de cimentación. Para el análisis de estabilidad interna, característico de muros de tierra mecánicamente estabilizada con armaduras de refuerzo, dicho análisis está orientado a analizar la rotura de las armaduras y su interacción con el material de relleno que forma el muro propiamente tal.

La determinación de las acciones que actúan sobre un muro y que permiten efectuar el análisis de su estabilidad, se realiza a partir de la definición, por un lado, de las fuerzas solicitantes que actúan como fuerzas desestabilizadoras, y por otro, de las fuerzas

resistentes, que actúan como fuerzas estabilizadoras y que contribuyen a la estabilidad de muro. La determinación de las fuerzas desestabilizadoras, se hace a partir de diversos métodos de diseño geotécnico, siendo los métodos desarrollados por Coulomb (1776) y Rankine (1857) los de más amplia aplicación para el dimensionamiento de estas estructuras.

En este capítulo se analizan, por un lado, la diversas tipologías que son empleadas actualmente en obras de infraestructura viaria, presentando las distintas clasificaciones que se encuentran en las referencias bibliográficas estudiadas. Además, se establece el estado actual del conocimiento de los métodos empleados para el dimensionamiento geotécnico de los muros de contención de tierras presentados en los primeros apartados, desde las primeras contribuciones desarrolladas en el siglo XVII hasta aquellas utilizadas en la actualidad para la definición de los empujes de tierras que actúan en su trasdós, debidos a: peso propio del relleno; sobrecargas; presencia de agua hidrostática; compactación; y, sismo.

2.2. LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Los muros de contención de tierras pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada. Los muros convencionales son los de uso más extendido y los más antiguos, empleándose para su fabricación mampostería de piedra, hormigón en masa y hormigón reforzado. Los muros prefabricados (de hormigón) y los muros de tierra mecánicamente estabilizada (con inclusión de armaduras de refuerzo en el suelo), son de uso más reciente, y actualmente son empleados en un gran número de aplicaciones, por su rapidez de ejecución, por las menores afecciones que generan al medio ambiente y por la reducción de costes que se alcanza en su proceso de fabricación y puesta en obra.

Durante muchos años los muros de contención de tierras han sido construidos casi exclusivamente de hormigón armado, siendo diseñados como muros de gravedad y como muros ménsula (cantilever). Estos tipos de muros son esencialmente rígidos y, en general, pueden presentar problemas estructurales cuando son cimentados en suelos de pobres características geotécnicas. Además, su coste aumenta más en estas condiciones con el aumento de su altura, en comparación a los muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Elias, Christopher y Berg (2001), han presentado un análisis comparativo de costes de algunos muros de contención estudiados en función de su altura. En su estudio se puede observar que, los muros de tierra mecánicamente estabilizada son los que presentan los menores costes en comparación a las estructuras rígidas, debido a que ellos pueden tolerar mayores asentamientos y alcanzar mayores alturas, por el efecto de refuerzo que se crea con la inclusión de las armaduras (figura 2.1). Los muros rígidos aumentan significativamente su coste para alturas mayores a 7 m, debido a que es necesario reforzar adecuadamente el hormigón para los mayores esfuerzos a los que se ven sometidos.

El desarrollo de cada una de estas técnicas ha permitido disponer en la actualidad de un gran número de soluciones para las distintas aplicaciones mencionadas anteriormente, que se ajustan adecuadamente a los requerimientos que imponen los proyectos de ingeniería. Además, ha llevado a la definición de distintos tipos de clasificaciones, considerándose en general para todas las tipologías las siguientes:

- según la función que cumplen en el terreno;
- según la forma en como contrarrestan los esfuerzos del terreno;
- según la interacción suelo-estructura que se crea en el contacto entre ambos materiales, y;
- según los materiales que son empleados para su fabricación.

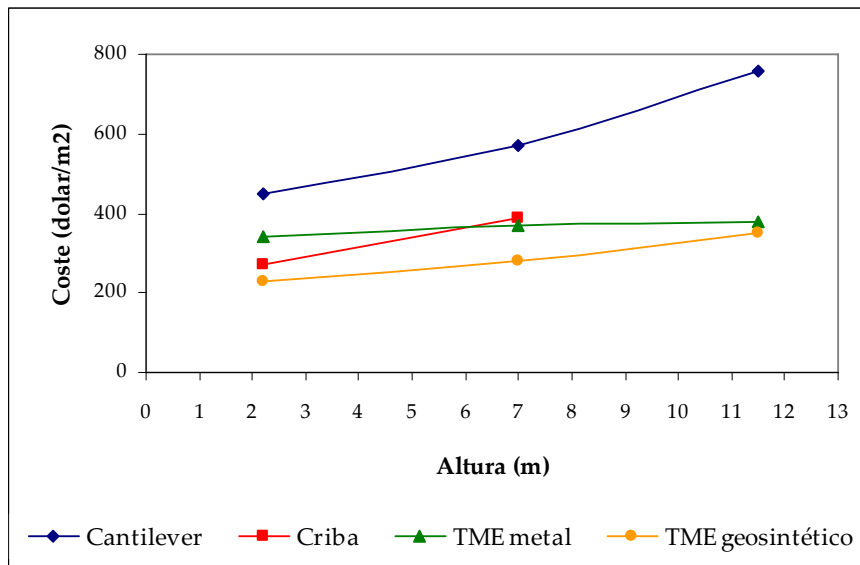


Figura 2.1: Costes relativos de muros de contención de tierras.

(Tomada de FHWA NHI 00 043, 2001. *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*)

2.2.1. Clasificación de los muros de contención de tierras

Diversas clasificaciones de los muros de contención han sido planteadas históricamente. Desde un punto de vista funcional, los muros de contención se pueden dividir en tres tipos fundamentales: de sostenimiento, de contención y de revestimiento (Jiménez Salas et al, 1981).

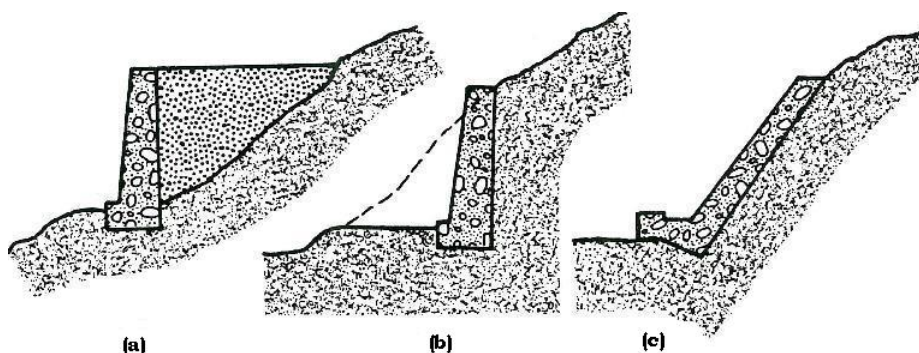


Figura 2.2: Tipologías de muros según su funcionalidad: (a) de sostenimiento; (b) de contención; (c) de revestimiento.

(Tomada de Jimenez Salas et al, 1981. *Geotecnia y Cimientos II*)

Los primeros son aquellos que se construyen separados del terreno natural, y que posteriormente se rellenan con tierras en su trasdós. Los muros de contención son los contruidos directamente “contra” un talud en terreno natural, sin relleno en su trasdós. Finalmente, los muros de revestimiento son diseñados para recubrir y proteger un talud de la erosión, arrastre o meteorización, siendo elementos de delgado espesor adosados a un terreno natural en pendiente (en general son los menos empleados).

Otra importante clasificación de los muros se basa en la forma de cómo ellos contrarrestan los esfuerzos del terreno a los que se ven sometidos. Existen muros de *gravedad*, en los que el efecto estabilizador viene dado por su peso propio, y muros *aligerados*, en los que el efecto estabilizador viene dado por el aprovechamiento de las tierras que son colocadas en su trasdós (caso típico de los muros ménsula).

Por otro lado, en función de la interacción suelo-estructura, los muros suelen dividirse en dos grandes grupos^{2.2}:

- Estructuras rígidas: que por sus condiciones (dimensiones, morfología, etc.) no cambian de forma bajo los empujes del terreno, es decir, que sus movimientos son perfectamente de giro y/o traslación, sin que se produzcan deformaciones significativas de flexión.
- Estructuras flexibles: que por contraposición con las anteriores, son aquéllas que por sus condiciones soportan los empujes de tierras experimentando deformaciones a flexión considerables, o las que debido a sus deformaciones modifican la configuración de los empujes del terreno.

Finalmente, los muros de contención pueden ser clasificados por el material con el cual son fabricados. Antes de la aparición del hormigón armado, la mayoría de los muros de contención eran diseñados en base a mampostería de piedra y hormigón en masa.

^{2.2} Ortuño, L. (2005). Empujes sobre muros. Muros convencionales.

Dado que la estabilidad de estas estructuras es debida principalmente a su peso propio, son también conocidos como muros de gravedad.

La aparición de muros de hormigón armado ha permitido reducir el peso de la estructura y con ello aumentar su altura, por lo que generalmente son llamados muros aligerados. En función de su configuración geométrica, estos muros pueden ser de semigravedad, cantilever (o en ménsula) y con contrafuertes. Su estabilidad es debida al peso de tierras que se ubica en la parte posterior del muro y sobre la zapata.

2.2.2. Tipologías de muros de contención

Tal como se mencionara en el apartado 2.2, los muros de contención pueden ser divididos en tres tipologías: muros convencionales, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada. Esta subdivisión permite diferenciar aquellos muros que son completamente construidos in-situ (muros convencionales), de aquellos de aparición más reciente y que son fabricados mediante un proceso industrializado (muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada).

La aparición de muros prefabricados en el mercado ha traído innumerables beneficios, no solo en lo referido al costo de construcción, sino también a aspectos medioambientales, a la rapidez de ejecución de las obras y al desarrollo de una técnica que permite alcanzar mayores alturas, adecuándose así a los requerimientos que imponen los proyectos. Estos beneficios también han sido alcanzados con los muros de tierra mecánicamente estabilizada, siendo además posible su empleo en zonas con suelos que presentan inadecuadas propiedades geotécnicas.

Dentro de cada una de estas tipologías es posible incluir varios tipos de muros de contención, dependientes principalmente de los materiales empleados para su construcción y de su geometría.

2.2.2.1. Muros convencionales

Los muros convencionales, o también llamados tradicionales, se encuentran incluidos dentro del grupo de los denominados rígidos, definidos como aquellos que, ante los empujes de tierras, por su forma y dimensiones sufren preferentemente movimientos de giro y/o traslación, sin deformaciones significativas de flexión, que a su vez pueden dar lugar a modificaciones en la distribución de empujes. Los movimientos que pueden producirse en cualquier tipología de estos muros, dependen principalmente de las condiciones de cimentación de la estructura.

Dentro de esta tipología se pueden incluir los muros de gravedad, los muros de semigravedad, los muros en L o T invertida (ménsula) y los muros con contrafuertes. De estos, los muros ménsula son los que pueden verse más afectados por la deflexión de su alzado, debido a que estos muros son más ligeros con relación a los muros de gravedad.

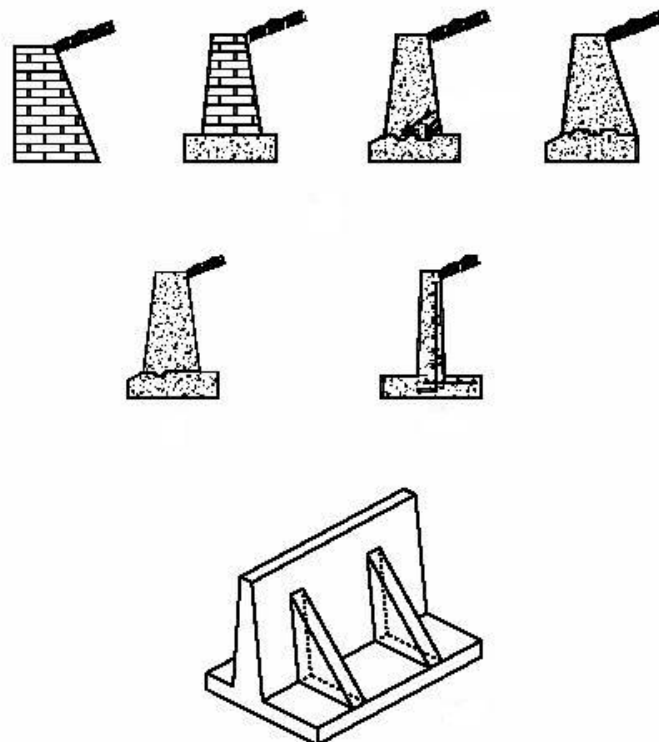


Figura 2.3: Diversas tipologías de muros convencionales.

2.2.2.2. Muros de gravedad

Es la tipología de muro más antigua, y pueden ser fabricados de hormigón en masa, mampostería y fábrica. Suelen dotarse de una leve pendiente en el intradós, con el propósito de mejorar la estabilidad de la estructura. El efecto estabilizador de estos muros es logrado por su peso propio y por su resistencia a la compresión, no precisando de armaduras dada estas características. Además, pueden ser de variadas formas y son los más resistentes a los agentes destructivos. En general no es frecuente el empleo de estos muros para alturas mayores a 8 m.

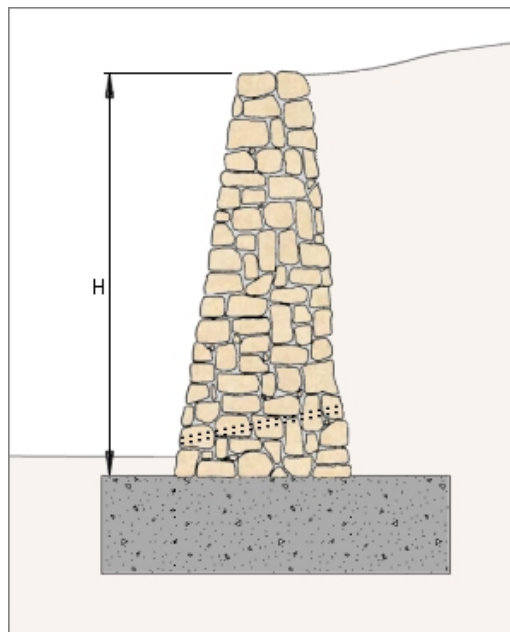


Figura 2.4: Muro de gravedad de mampostería.

Como estos muros pueden sufrir algún movimiento al entrar en carga, si éste es de giro, con la inclinación del intradós se evitan efectos visuales indeseables de desplome, lo que tiende a ocurrir cuando el intradós es vertical. Con respecto al trasdós, también puede ejecutarse con inclinación, lo que resulta favorable para la estabilidad.

Uno de los inconvenientes de los muros de gravedad es el hecho de que su peso está limitado por la resistencia del cimiento, situación muy importante si el material del mismo es arcilloso. Por contrapartida, la principal ventaja que presentan estos muros

es su facilidad para ser construidos y el reducido coste que presentan al ser empleados en estructuras de pequeña altura. Dentro de esta categoría también se encuentran los muros criba, los muros de gaviones y los de escollera, que suelen diseñarse como muros de gravedad.

Los muros criba, o también denominados muros *jaula*, están formados por dos clases de vigas cortas, que pueden ser de hormigón prefabricado o madera y que se entrecruzan entre sí, formando un armazón que es rellenado posteriormente con material granular drenante. Generalmente son instalados con su intradós en pendiente, aunque puede ser vertical para aplicaciones de escasa altura.



Figura 2.5: Muro de contención tipo cribas.

Los muros de gaviones están formados por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, que son rellenados posteriormente con gravas. Estos muros suelen ser de altura moderada (del orden de 5 m), aunque se han construido muros de 25 m de altura con resultados satisfactorios. Las unidades de gaviones son firmemente unidas entre sí con redondos que los conectan, fijados a través de costuras con alambres de iguales características a los que forman las mallas, de modo de formar una estructura continua.



Figura 2.6: Muro de contención de gaviones.

La elección del material a ser empleado en la construcción de este tipo de estructuras, referido esto a las características de la malla o el material de relleno, es fundamental para la obtención de una estructura realmente eficaz. La malla, en particular, debe poseer una elevada resistencia mecánica, elevada resistencia contra la corrosión, buena flexibilidad y no ser fácil de destejer o desmallar.

Los muros de escollera están constituidos por bloques pétreos, que son obtenidos generalmente por voladura, con formas más o menos prismáticas y superficies rugosas. Tanto los muros de gaviones como los muros de escollera presentan la ventaja de su gran flexibilidad al ser empleados en estabilización de taludes, principalmente por su capacidad de sufrir movimientos importantes sin romperse, manteniendo íntegras sus características básicas como elemento de contención (Ortuño, 2005).



Figura 2.7: Muro de contención de escollera.

2.2.2.3. Muros de semigravedad

Estos muros son una variante de los denominados muros de gravedad, constituidos fundamentalmente por hormigón y que van ligeramente armados, con lo que se reduce en parte su peso al necesitarse de menos hormigón para ser construidos. La reducción de la sección de hormigón suele ir asociada a una reducción de su base de apoyo, y por lo tanto a un aumento de las presiones sobre el terreno. Dada sus características, estos muros suelen ser considerados también como muros *aligerados*.

2.2.2.4. Muros ménsula y con contrafuertes

Estos tipos de muros son empleados ante la necesidad de reducir el volumen de materiales a emplear. Existen de dos tipos: los muros *ménsula* y los muros *con contrafuertes*.

Los muros ménsula, en L o T invertida (también denominados cantilever), están constituidos por una losa o zapata sobre la que se levanta el alzado, siendo generalmente de espesor reducido, absorbiendo las flexiones de la ménsula mediante armadura sencilla o doble. También pueden llevar zarpas en la zapata, cuyo propósito es mejorar su resistencia al deslizamiento.



Figura 2.8: Muro de contención tipo ménsula.

Los muros ménsula de uso más tradicional (en T invertida), están constituidos por una zapata y un alzado. La parte de la zapata que sobresale hacia el intradós, suele denominarse “puntera”, mientras que la que se extiende hacia el trasdós, “talón”. Sobre el talón, una parte de las tierras correspondientes al relleno del muro gravitan sobre él, dándole estabilidad y confiriéndole al conjunto muro-relleno características que lo hacen funcionar globalmente como muro de gravedad (Ortuño, 2005).

La presión que ejerce este tipo de estructuras sobre el cimiento, es menor que la que genera los muros de gravedad, por lo que son adecuados cuando la cimentación posee características geotécnicas deficientes. El empleo de este tipo de estructuras es recomendable para alturas no superiores a 14 m.

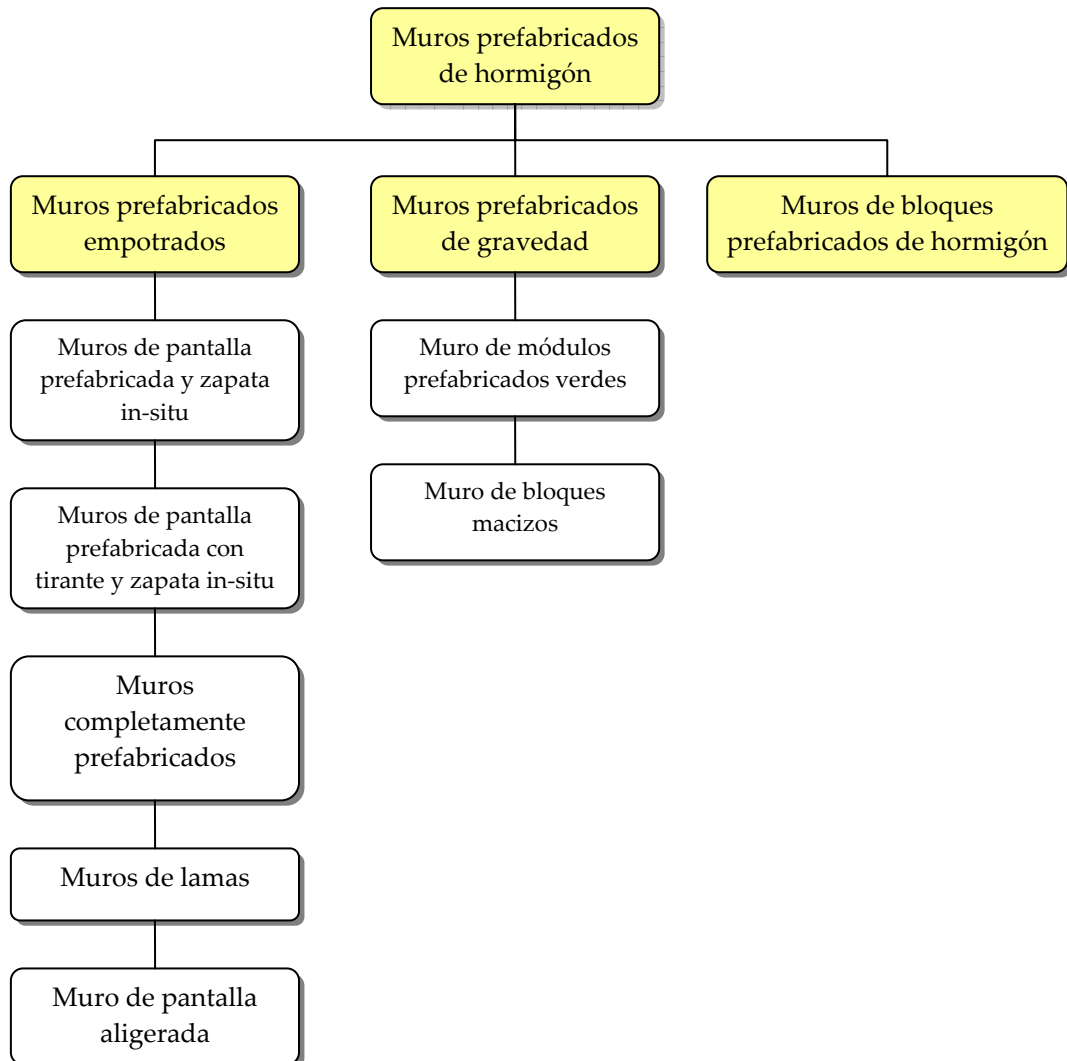
Los muros de contrafuerte son una variante de los muros L. A intervalos regulares tienen placas delgadas de hormigón conocidas como *contrafuertes*, que conectan entre sí el muro (alzado) con la losa de base. Con esto se reduce la fuerza cortante y los momentos flectores. Estos contrafuertes pueden ser ubicados en el trasdós como en el intradós, aunque su empleo más habitual es en el trasdós.

2.2.3. Muros prefabricados

Los muros convencionales en muchas ocasiones resultan inadecuados por los requerimientos en cuanto a estabilidad y deformabilidad de su cimentación. Además, la mayor demanda para la conservación del medio ambiente obliga a que las obras interfieran lo menos posible con el aspecto natural del entorno.

A partir de ello, en las últimas décadas han aparecido en el mercado nuevas alternativas de solución que compaginan las funciones resistentes con las ecológicas. Estas nuevas alternativas corresponden a estructuras de contención prefabricadas, fabricadas principalmente en hormigón, que permiten alcanzar una mayor rapidez de ejecución de las obras y una minimización del impacto ambiental.

Los muros prefabricados de hormigón son elaborados total o parcialmente por un proceso industrial mecanizado. En algunos casos se hace necesaria la colocación de armaduras, con el propósito de resistir los esfuerzos de flexión a los que se ven sometidos. Según su diseño estructural, los muros prefabricados de hormigón pueden ser clasificados en tres grandes grupos, como puede verse en el siguiente esquema:



Las principales ventajas que lleva asociada la utilización de este tipo de muros de contención de tierras, son:

- Reducción de tiempo y de costes en la ejecución de la obra, influenciado por la sencillez de montaje de los elementos prefabricados.

- Reducción de los recursos humanos necesarios para su puesta en obra, con una menor mano de obra especializada.
- Mejora de la calidad final de la estructura.
- Reducción del impacto ambiental, con la posibilidad de obtener diferentes acabados dependiendo del entorno donde se ubique la estructura de contención.

2.2.3.1. Muros prefabricados empotrados

Este tipo de muros trabaja en voladizo, el cual es formado por un elemento plano o nervado, continuo o discontinuo, pretensado o postensado, y que se encuentra empotrado en su base. Sus dos funciones principales son las de sostenimiento y contención de tierras, y entran en carga cuando es colocado el material de relleno en su trasdós. La máxima altura que pueden alcanzar estos tipos de muros es de 16,0 m.



Figura 2.9: Muro de pantalla prefabricada y zapata in situ.

2.2.3.2. Muros prefabricados de gravedad

Son aquellos formados por elementos prefabricados, generalmente de hormigón, que son estables por su propio peso sin que existan esfuerzos de tracción en algunos de sus

elementos, y que pueden ser de módulos huecos o de bloques macizos. La máxima altura aconsejable para este tipo de muros, oscila entre 20,0 y 24,0 m.



Figura 2.10: Muro de módulos prefabricados verdes.

2.2.3.3. Muros de bloques prefabricados de hormigón

Son muros realizados mediante la superposición de bloques abiertos, no macizos, y que se unen entre sí por un mortero de cemento. En general su uso se limita a muros de pequeña altura (máximo 3,0 m), siendo necesario en algunos casos armarlos interiormente, con barras de acero y hormigón. Además, suelen unirse a la cimentación mediante armaduras de espera.



Figura 2.11: Muro de bloques prefabricados de hormigón.

2.2.4. Muros de tierra mecánicamente estabilizada

La idea de la tierra mecánicamente estabilizada fue desarrollada por primera vez en los años 60 del siglo pasado, por el Ingeniero Francés Henri Vidal (Schlosser, 1972), quién creó y patentó la “Tierra Armada”.

La tecnología creada por Vidal consiste en la estabilización mecánica de un terraplén por medio de la inclusión de tiras metálicas, las cuales refuerzan el suelo por el efecto de interacción que se genera entre ambos, aumentando significativamente su resistencia. Las tiras son conectadas en su extremo a un muro de revestimiento, que sirve principalmente para prevenir el escape del relleno y que está constituido por diversas placas, tal como se muestra en la figura 2.12 y que en la tecnología original desarrollada por Vidal, eran de acero. La configuración general de una estructura de tierra mecánicamente estabilizada y sus componentes, se muestra en la siguiente figura:

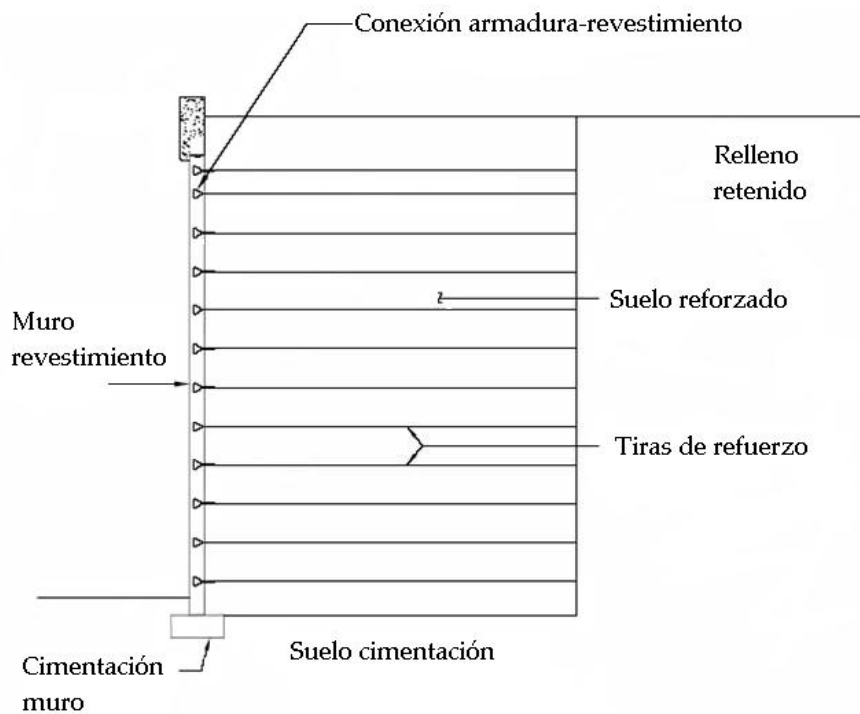


Figura 2.12: Componentes de un muro de Tierra Armada.

A partir de la creación de la tecnología de Tierra Armada, se han desarrollado diversas alternativas de muros de tierra mecánicamente estabilizada mediante el empleo de nuevos materiales. Así, como material de refuerzo se emplean actualmente tiras y mallas metálicas (armadura inextensible), y diversos materiales poliméricos como pueden ser geotextiles y geomallas (armadura extensible), mientras que como material de revestimiento el hormigón prefabricado es empleado en la gran mayoría de las aplicaciones.

El proceso constructivo de estos muros consiste en la ejecución de un relleno compactado en capas de espesor uniforme, el cual es contenido por placas de revestimiento que son instaladas al finalizar la compactación de cada capa. A cada nivel de tierras se instalan las tiras de refuerzo que son conectadas a las placas mediante adecuados sistemas de sujeción. Estos muros pueden alcanzar alturas sobre los 30 m, dependiendo de las aplicaciones para las cuales son empleados.



Figura 2.13: Muro de Tierra Armada y sistema de conexión para tiras de refuerzo.

Las placas de revestimiento empleadas en estos muros tienen distintas configuraciones geométricas (rectangulares, hexagonales y/o en forma de cruz), y en general sus dimensiones son de 1,50×1,50 m. En cuanto a los sistemas de refuerzo, estos son instalados en el relleno a intervalos regulares, con separación vertical (S_v) y horizontal (S_h) de aproximadamente 0,75 m, y en el caso de ser metálicos, son elaborados de acero galvanizado por los problemas de corrosión a los cuales se ven sometidos.

2.3. DISEÑO GEOTÉCNICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

2.3.1. Introducción

El diseño geotécnico de un muro de contención de tierras se realiza a partir de la determinación de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura, mediante los cuales se evalúa su estabilidad y se define la configuración geométrica capaz de resistir dichos esfuerzos en forma segura. Estos esfuerzos, denominados comúnmente “empujes”, se obtienen considerando las siguientes acciones:

- empujes de las tierras ubicadas en el trasdós de la estructura;
- eventuales sobrecargas existentes en la superficie del relleno del trasdós;
- acción del agua por presencia de un nivel freático (esfuerzo hidrostático) o cursos de agua (esfuerzos de filtración);
- efectos del proceso de compactación en los empujes de trasdós; y/o,
- acciones de carácter extraordinario o temporal, como puede ser la acción de un sismo.

Los empujes de tierra son generalmente obtenidos mediante métodos de cálculo simplificados, de base analítica o empírica, los cuales han sido desarrollados a partir del siglo XVIII y que actualmente siguen siendo empleados para el diseño de muros de contención de tierras. De todos ellos, los de más amplia aplicación corresponden a los métodos propuestos por Coulomb en 1776 y por Rankine en 1857.

La teoría planteada por Coulomb, mediante el estudio del método de máximos y mínimos aplicado al problema del empuje de tierras, permitió explicar el comportamiento de rotura de los suelos a través de la definición de la *línea de rotura crítica* que se crea en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite, la cual es obtenida una vez que se han estudiado varias superficies

potenciales de falla. En sí su teoría considera que para una superficie potencial de falla, se produce un deslizamiento como un sólido rígido del terreno del trasdós de la estructura por esfuerzo cortante, una vez que se ha movilizadado su máxima resistencia al corte.

Por su parte, la teoría propuesta por Rankine fue una de las primeras que incorporó el concepto de plasticidad al estudio del comportamiento del suelo bajo diversos estados tensionales. Mediante la aplicación de la teoría de la resistencia al corte de los suelos propuesta por Coulomb, Rankine determinó los estados tensionales que alcanza una masa semiinfinita de suelo arenoso cuando se mueve paralelamente a la superficie, definiendo estados límites una vez que el suelo alcanza la condición de rotura. A estos estados límites los denominó *estados de equilibrio plástico*, y a partir de ellos ha sido posible explicar de una forma más racional los fenómenos de rotura posibles en una masa de suelo (Soriano, 1996).

Los métodos de cálculo desarrollados por estos investigadores permiten determinar la magnitud del empuje de tierras que se genera en el trasdós de un muro de contención, para posteriormente evaluar su estabilidad ante dichas sollicitaciones. La obtención de estos empujes está basada en consideraciones de equilibrio límite, mediante la definición, según el caso, de dos estados de tensiones, activo y pasivo, a partir de los cuales el suelo alcanza su estado de rotura. En la actualidad siguen siendo los métodos más empleados para el dimensionamiento de diversos muros de contención de tierras con resultados satisfactorios, como los muros convencionales y los muros de tierra mecánicamente estabilizados, entre otros.

El empuje que genera el terreno ubicado en el trasdós de un muro plantea un problema complejo de interacción suelo-estructura, debido a que la magnitud del empuje depende de los desplazamientos y deformaciones que sufra la estructura (Ortuño, 2005). En este sentido, los métodos de cálculo señalados anteriormente no proporcionan información sobre los movimientos del muro, lo cual puede ser

estudiado mediante el empleo de métodos numéricos a través de herramientas de cálculo de elementos finitos.

Considerando todo lo anterior, en este capítulo se presentan las teorías anteriormente señaladas para la determinación de empujes del terreno sobre muros de contención de tierras, las cuales, indistintamente, son empleadas en el dimensionamiento de muros convencionales y muros de tierra mecánicamente estabilizada aplicadas a obras de infraestructura viaria, como así también a muros prefabricados de hormigón.

Además, se presentan las principales consideraciones respecto a la influencia de sobrecargas existentes en el relleno del trasdós, efectos de la compactación del relleno, influencia de empujes debido a la presencia de agua y algunas consideraciones sobre empujes adicionales provocados por la presencia de eventos sísmicos. Finalmente, se presentan, tanto a nivel teórico como a nivel normativo, los métodos empleados para el dimensionamiento de muros de contención de tierras, abordando los principales conceptos asociados al cálculo de la estabilidad externa e interna de las estructuras seleccionadas como posible aplicación de los materiales compuestos.

2.3.2. Conceptos generales

2.3.2.1. Criterio de rotura de suelos

La *resistencia al corte de un suelo*, permite determinar factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de tierras sobre un muro de contención, entre otros. A partir de la resistencia al corte es posible realizar cualquier análisis de estabilidad de una masa de suelo.

Coulomb (1776) observó que si el empuje que genera un suelo sobre un muro produce un desplazamiento de éste, el suelo que está retenido forma un plano de deslizamiento

aproximadamente recto. Coulomb postuló que la máxima resistencia al corte τ de una masa de suelo en el plano de deslizamiento, es

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

donde c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, respectivamente y que se basa en una formulación puramente empírica. De acuerdo a esta formulación, la resistencia al corte depende no solo del tipo de suelo sino además de la tensión vertical σ .

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo, y en especial, de muros de contención de tierras (Berry y Reid, 1993). Esta situación no se hizo evidente hasta que Terzaghi postuló el principio de los esfuerzos efectivos, a partir del cual la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo se define como

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

siendo c' y ϕ' los parámetros de resistencia al corte efectiva del suelo, y $(\sigma - u)$ la tensión normal efectiva que actúa en la masa de suelo.

Tras el desarrollo de esta formulación pudo apreciarse que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a fricción que se produce en el contacto intergranular de las partículas, y que depende de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Así, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal en una superficie potencial de falla, mayor será la resistencia al corte en dicho plano.

Por otro lado, la resistencia al corte de un suelo puede ser obtenida a partir de la aplicación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en que la recta de falla es obtenida

considerando las tensiones principales (σ_1 y σ_3) que se presentan en cualquier punto de la masa de suelo, y que está definida por

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \cdot \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.3)$$

Si se considera que $N_{\phi'} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$, definida por Terzaghi et al (1996) como *valor de flujo*, la ecuación 3.3 puede ser expresada como

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_{\phi'} + 2c' \cdot \sqrt{N_{\phi'}} \quad (2.4)$$

Esta ecuación permite definir el comportamiento general de una masa de suelo en estado de rotura, y con ello estudiar los diferentes estados de tensiones que se generarn en el interior de la masa de suelo considerando la relación entre σ_1 y σ_3 . De esta ecuación, Rankine definió los estados de equilibrio plástico que se presentan en una arena seca ($c = 0$), y a partir de ello, se extendió su estudio para suelos que presentan cohesión.

2.3.2.2. Estado inicial de tensiones en una masa de suelo: el estado en reposo

La figura 2.14 muestra un elemento de suelo que se encuentra situado a una cierta profundidad z y cuya densidad es γ . Sobre este elemento actúan tensiones efectivas verticales y horizontales, que para superficies de terreno horizontales corresponden a tensiones principales.

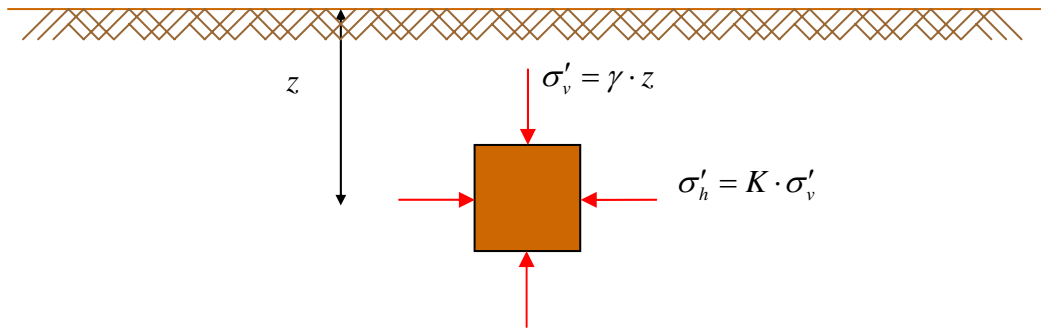


Figura 2.14: Tensiones principales en un elemento de suelo.

Como el elemento de la figura 2.14 es simétrico en el plano vertical, la tensión normal efectiva a una profundidad z es

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z \quad (2.5)$$

que corresponde a una tensión principal. Como consecuencia, la tensión normal efectiva σ'_h en el plano vertical del elemento a una profundidad z es también una tensión principal, y que se relaciona con σ'_v a partir de un coeficiente de proporcionalidad K , como

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v \quad (2.6)$$

Para la condición en reposo de una arena, depositada en estado natural o bien en forma artificial, K adquiere un valor K_o , de modo que

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad (2.7)$$

Normalmente para esta condición, σ'_v es denominado como σ'_{vo} . Por lo tanto, la ecuación 2.7 puede ser expresada de la siguiente manera

$$\sigma'_{ho} = K_o \cdot \sigma'_{vo} \quad (2.8)$$

El valor de K_o es una constante empírica que se denomina *coeficiente de presión lateral de tierras en reposo* y cuya magnitud depende de la densidad relativa de la arena y del proceso de formación del depósito. Terzaghi (1920) fue un de los primeros que definió valores de K_o para arenas según la densificación que presenten. Experimentalmente, determinó que para una arena depositada en capas horizontales sin apisonar, K_o puede variar entre 0,40 y 0,50.

Jacky (1944), propuso una aproximación empírica para la determinación del valor de K_o , para un suelo normalmente consolidado y que viene dada por

$$K_o \cong 1 - \text{sen}\phi' \quad (2.9)$$

Para el caso de suelos sobreconsolidados, Alpan et. al (1967) han propuesto una formulación para la determinación de K_o en función del grado de sobreconsolidación y que es relacionado con el valor de K_o del material normalmente consolidado, mediante la siguiente formulación

$$K_{o,OCR} = K_{o,NC} \cdot OCR^n \quad (2.10)$$

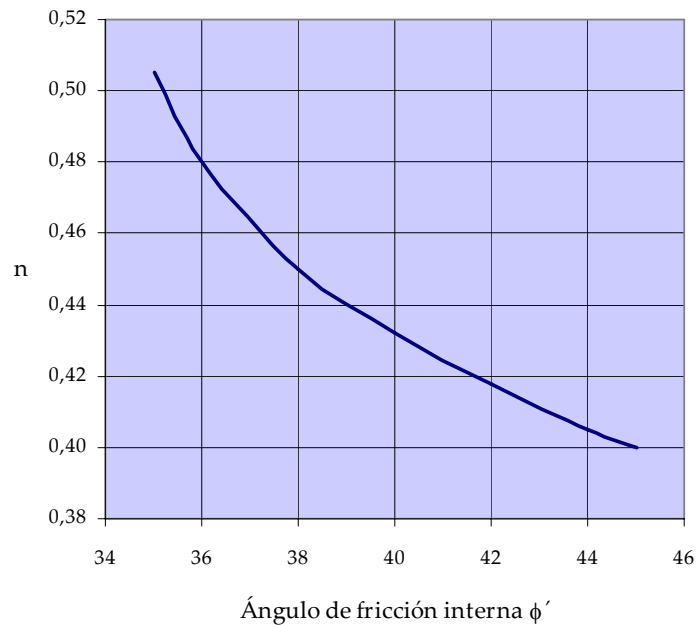
siendo OCR el grado de sobreconsolidación de la masa de suelo (es decir, la relación entre la máxima presión efectiva vertical sufrida por el suelo a lo largo de su historia geológica y la presión efectiva vertical actual) y n función del tipo de suelo y su localización, y que puede alcanzar valores en un rango entre 0,25 y 1,25. Para arenas sobreconsolidadas, el valor de n puede ser estimado a partir del gráfico 2.1. Para suelos cohesivos, Wroth y Houlsby (1985) sugieren los siguientes valores de n considerando el índice de plasticidad del suelo

$$n = 0,42 \text{ para arcillas de baja plasticidad (IP < 40)}$$

$$n = 0,32 \text{ para arcillas de alta plasticidad (IP > 40)}$$

Por su parte, Mayne y Kulhawy (1982) sugieren que un valor medio de $n = 0,5$ puede ser aplicable tanto para arenas como para arcillas, y que $n = \text{sen}\phi'$ puede ser utilizado para arenas.

Gráfico 2.1: Estimación del exponente n para arenas.



Finalmente, Berry y Reid (1993) proporcionan distintos valores de K_o en función del tipo de suelo y de su grado de compactación, los cuales son presentados en la siguiente tabla.

Tabla 2.1: Valores de K_o en función del tipo de suelo y su grado de compactación.

Tipo de suelo	K_o
Arena suelta	0,5
Arena densa	0,35
Arena compactada	1,0 - 1,5
Arcilla normalmente consolidada	0,5 - 0,7
Arcilla preconsolidada	1,0 - 4,0
Arcilla compactada	1,0 - 2,0

(Tomada de Berry y Reid, 1993. *Mecánica de Suelos*)

Para que el valor K de una masa de suelo pueda pasar del valor K_o en reposo a cualquier otro valor, es necesario que toda la masa experimente un movimiento de expansión o de contracción en el sentido horizontal. Como el peso del suelo situado sobre un plano horizontal cualquiera no sufre con este movimiento cambio alguno, la presión vertical σ'_{vo} no se altera. Por el contrario, la presión horizontal σ'_{ho} disminuye si la masa se expande y aumenta si se contrae.

2.4. EMPUJE DE TIERRAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Tal como se comentara al inicio de este capítulo, han sido diversas las teorías y métodos que se han desarrollado a partir del siglo XVIII para la estimación de los empujes que actúan sobre estructuras de contención de tierras, y en su gran mayoría se basan en las propuestas hechas tanto por Coulomb como por Rankine. Entre los métodos que se han desarrollado, se encuentran:

- Métodos basados en las teorías de equilibrio límite.
- Métodos basados en el campo de tensiones.
- Estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas.
- Métodos gráficos.
- Métodos en base al empleo de ábacos.

Estos métodos, en general, permiten estimar de forma bastante aproximada los empujes tanto activos como pasivos, siendo los primeros de mayor interés para el dimensionamiento de muros de contención convencional empleados en infraestructuras de carreteras (muros de gravedad, muros tipo ménsula, muros prefabricados y muros de tierra mecánicamente estabilizada). La incorporación de métodos numéricos, aunque poco extendido en este tipo de estructuras de contención, permiten obtener información sobre los movimientos de la estructura, lo que no es posible determinar a partir de los otros métodos.

En los apartados siguientes se desarrollan los temas comentados en los párrafos precedentes. Inicialmente, se presenta un resumen de los métodos que se han desarrollado a través de las últimas tres décadas para la determinación de los empujes de tierras, donde se incluyen las teorías planteadas por Coulomb y Rankine. Estas últimas, que son las de más amplia aplicación, son posteriormente presentadas con más detalle junto a los métodos de ábacos, ampliamente utilizados en geotecnia por su simplicidad en la obtención de los coeficientes de empuje activo y pasivo.

2.4.1. La determinación del empuje de tierras: desarrollo histórico y principales métodos

Diversos autores han presentado, tanto en congresos como en simposios de Geotecnia, importantes aportaciones sobre el desarrollo histórico de la Mecánica de Suelos en los últimos tres siglos, como así también, sobre el desarrollo de las teorías que se han empleado y se siguen empleando para el dimensionamiento de muros de contención de tierras. Cabe destacar en este sentido, los trabajos realizados por Skempton (1985) y Kerisel (1992), quienes tratan de forma genérica la evolución de los principales métodos que en la actualidad aún son empleados para el cálculo del empuje de tierras.

Estos autores presentan en sus trabajos las principales aportaciones desarrolladas entre los siglos XVIII y XIX, desde los primeros estudios realizados por Gautier (1917) y Belidor (1729), hasta las importantes contribuciones de Coulomb (1776), Rankine (1857) y Boussinesq (1883).

Con el desarrollo de estas teorías, durante el siglo XX han surgido muchos métodos para la determinación o estimación del empuje de tierras que se han basado en las aportaciones de los siglos anteriores, desde el desarrollo de métodos gráficos o mediante tablas, hasta la aplicación de métodos numéricos ampliamente utilizados en la actualidad.

2.4.1.1. Primeras contribuciones

Una de las primeras contribuciones corresponde a Gautier (1717), quién definió tres clases de rellenos en su disertación sobre los espesores necesarios para los estribos de puentes. A estas tres clases de relleno les asignó diferentes ángulos de talud natural, que son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 2.2: Clases de relleno y ángulos de talud natural definidos por Gautier.

Clase de relleno	Ángulo de talud natural
Arena limpia y seca	31°
Tierras ordinarias	45°
Arcilla compactada	Variable > 45°

Gautier determinó que un muro de contención de tierras es necesario cuando se quiere disponer de un talud mayor al correspondiente “talud natural” y consideró que el empuje de tierras era debido a la cuña de tierras que se muestra en la figura 2.15.

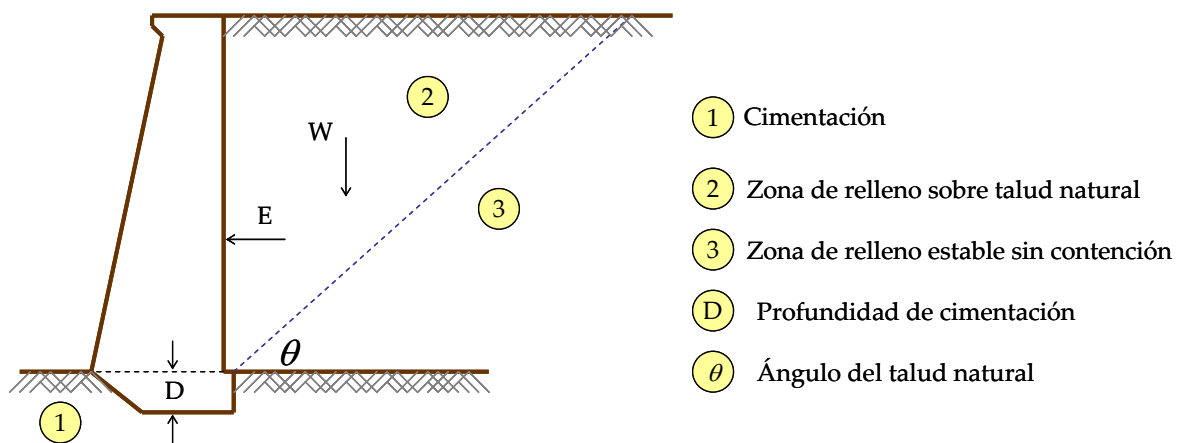


Figura 2.15: Esquema del empuje de tierras al comienzo del siglo XVIII.

Con el desarrollo de este concepto, en 1729 se define un coeficiente de empuje en el libro de texto B. F. Belidor. Considerando que el ángulo de talud natural de las tierras

ordinarias es de 45° , el empuje E desarrollado en el trasdós del muro se calcula aplicando la siguiente formulación propuesta

$$E = \frac{1}{2}W \quad (2.11)$$

Esta formulación se obtiene considerando que el peso de la cuña que soporta el muro y el empuje son iguales siempre que la línea correspondiente al ángulo de talud natural no opusiese resistencia. A partir de esto, se puede definir un coeficiente de empuje $K = 0,5$.

F. Gradoy en 1746 definió nuevas inclinaciones para las líneas de rotura, a partir de observaciones realizadas en diferentes muros y de ensayos ejecutados en pequeños modelos. Los resultados de sus estudios permitieron definir que la línea de rotura se formaba más cerca del muro, con inclinaciones del orden de 57° para arenas cuyo talud natural era de 31° , formando cuñas deslizantes mucho menores a las consideradas hasta entonces.

J. R. Peronet en 1769 propone nuevos ángulos de talud natural, considerando el efecto de la altura del relleno y la valoración negativa que se le da a la presencia de arcillas. Para arcillas húmedas, el ángulo de talud natural puede ser de 18° o menor, lo que provocaría un aumento de la cuña deslizante actuando sobre el muro.

2.4.1.2. Teorías basadas en métodos de equilibrio límite

Una de las contribuciones más importantes para la determinación del empuje activo de tierras fue la presentada por C. A. Coulomb (1776), quién mediante el estudio del método de máximos y mínimos explicó el comportamiento de rotura de los suelos a través de la definición de la *línea de rotura crítica* que se crea en el trasdós de un muro, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite (ecuación 2.1).

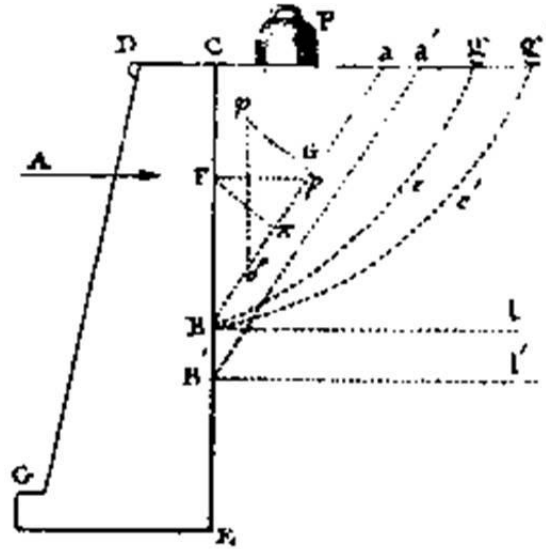


Figura 2.16: Esquema básico planteado por Coulomb para el empuje de tierras.

(Tomada de Kerisel, 1993. *History of retaining wall design*)

Esta ley de rotura y las fórmulas de empuje deducidas a partir de ella, siguen siendo en la actualidad las herramientas principales para el cálculo de empujes, y ha sido la base para el desarrollo de otros métodos como los planteados por Boussinesq (1883) y, Caquot y Kerisel (1948) mediante el desarrollo de ábacos.

Una de las últimas contribuciones del siglo XVIII corresponde a la presentada por Boussinesq (1883), quién aportó una solución correspondiente al empuje sobre un muro en condición de rotura plástica, fórmulas que no han sido tan divulgadas como las correspondientes a las teorías de Coulomb o Rankine. El mérito de Boussinesq, es que ha formulado claramente las ecuaciones que gobiernan el problema de la presión activa, cualquiera sea la fricción en el muro, la inclinación del relleno o la pendiente del trasdós del muro (Kerisel, 1993).

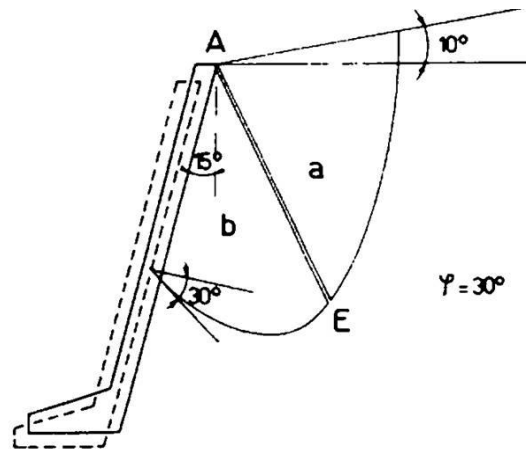


Figura 2.17: Esquema básico planteado por Boussinesq para el empuje de tierras.

(Tomada de Kerisel, 1993. *History of retaining wall design*)

También aportó las soluciones correspondientes a la teoría de la elasticidad mediante la definición de tensiones y desplazamientos que se generan en suelos en cimentaciones elásticas. Estas soluciones son hoy en día empleadas para calcular el empuje de tierras sobre muros debidos a sobrecargas (cargas puntuales, lineales o en faja).

2.4.1.3. Teorías basadas en el campo de tensiones

Rankine en el año 1857, casi un siglo después de las aportaciones realizadas por Coulomb, estudió de forma más racional el fenómeno de rotura del terreno que se crea tanto en el trasdós de un muro como bajo sus cimientos. En su estudio, definió los *estados de equilibrio plástico*, que corresponden a la condición de estados de tensiones de los cuales todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo están al borde de la falla. Los estados tensionales definidos por Rankine corresponden a aquellos producidos por relajación o compresión de una masa de arena seca, que además presenta una superficie horizontal, y corresponde a un caso particularmente sencillo de la teoría del campo de tensiones para suelos no cohesivos (Ortuño, 2005).

2.4.1.4. Estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas

Los métodos desarrollados por Coulomb y Rankine, como se verá más adelante, fueron definidos para superficies de rotura plana. En general, el asumir esta condición resulta bastante razonable para la determinación del empuje activo. Sin embargo, para la determinación del empuje pasivo al asumir superficies de rotura planas resulta menos aproximado a la realidad, dando una sobreestimación del mismo especialmente para valores elevados del ángulo de rozamiento tierras-muro.

En este sentido, existen algunos métodos que permiten determinar los empujes activo y pasivo asumiendo superficies de rotura curvas. Entre los más destacados se encuentran los correspondientes a cálculos de equilibrio límite con superficies de rotura no planas o espiral logarítmica (Terzaghi, 1948) y combinaciones entre campos de tensiones de Rankine y equilibrio límite (Caquot y Kerisel, 1948). Caquot y Kerisel han desarrollado a partir de este método, ábacos para estimar los coeficientes de empuje activo y pasivo, considerando que el empuje actúa normal al paramento del muro.

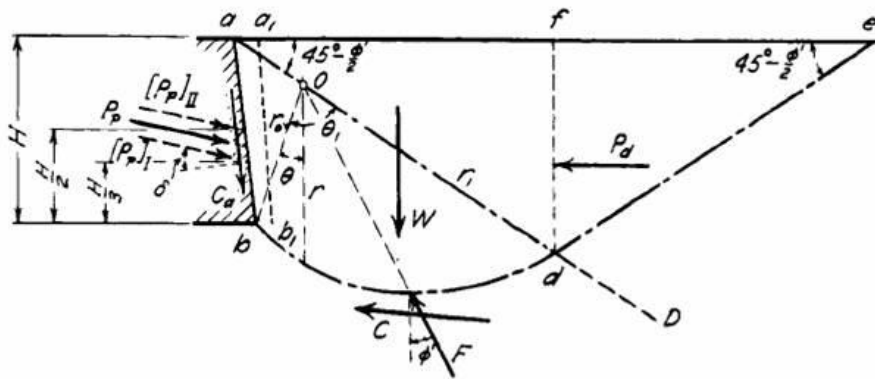


Figura 2.18: Determinación de empuje pasivo a partir de superficies de rotura curvas.

(Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)

2.4.1.5. Métodos gráficos

Culman (1875) desarrolló uno de los primeros métodos mediante el empleo de gráficos para determinar el empuje activo de un suelo no cohesivo que actúa sobre una

2.4.2. La teoría de empuje de tierras de Rankine

Rankine en 1857, estudió los estados de tensiones que se pueden generar al interior de una masa semiinfinita de arena cuando esta se relaja o se comprime en el plano horizontal, con el propósito de definir las condiciones límites que puede desarrollar el material al momento de alcanzar el estado de rotura. La condición de rotura así definida por Rankine, implica que toda la masa de suelo se encuentra en estado de plastificación o en *estado de equilibrio plástico*.

Una masa de suelo se encuentra en *estado de equilibrio plástico* si todos sus puntos están al borde la falla. Asumiendo que para alcanzar la condición de plastificación en una masa de arena se debe cumplir el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (ecuación 2.3), en la figura 2.20 se representan los estados de tensiones que se desarrollan cuando se produce la falla por compresión o relajación en el plano horizontal, considerando que la tensión vertical σ'_{vo} permanece constante en todo momento.

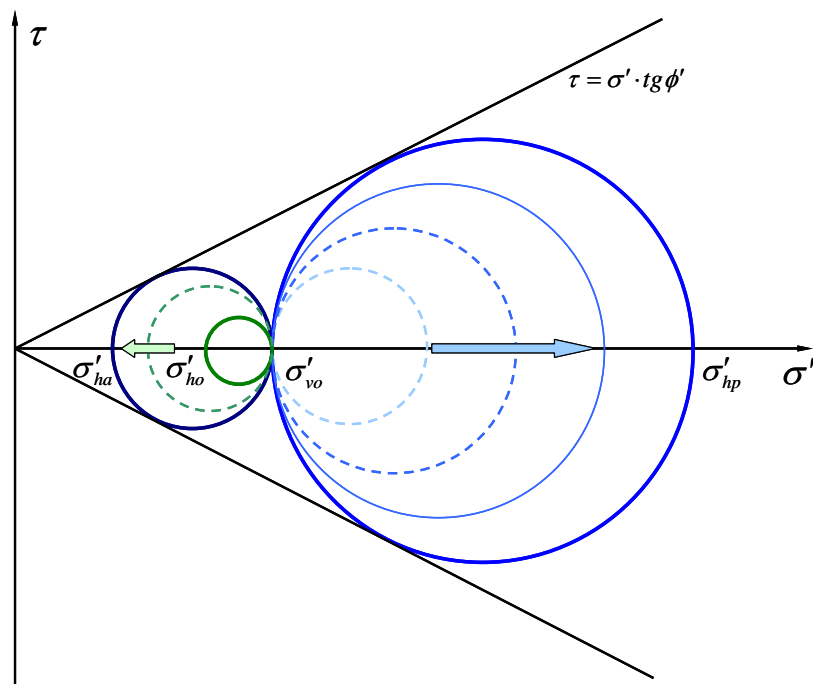


Figura 2.20: Estados de equilibrio plástico representados por los círculos de Mohr.

Los estados de tensiones alcanzados son denominados, estado activo, cuando toda la masa de arena sufre un movimiento horizontal por relajación de sus partículas, y estado pasivo, cuando toda la masa de arena sufre un movimiento horizontal por compresión de sus partículas. Un movimiento adicional de relajación o compresión no produce estados de tensiones superiores, debido a que se ha alcanzado la condición de rotura de la masa de arena.

2.4.2.1. El estado activo de Rankine en suelos sin cohesión

La figura 2.21 muestra una masa semiinfinita de arena de longitud l con una superficie de terreno horizontal AB . Si se analiza el estado de tensiones iniciales de un punto ubicado a una profundidad z (figura 2.14), las tensiones vertical y horizontal sobre un elemento de suelo ubicado a dicha profundidad son obtenidas a partir de las ecuaciones 2.5 y 2.8, correspondiendo ambas al estado de reposo.

Si se asume que la masa de arena se relaja horizontalmente, el plano vertical ab se desplaza una distancia d_1 hasta alcanzar a_1b_1 , lo que provoca una disminución de la tensión horizontal σ'_{ho} , permaneciendo constante la tensión vertical σ'_{vo} .

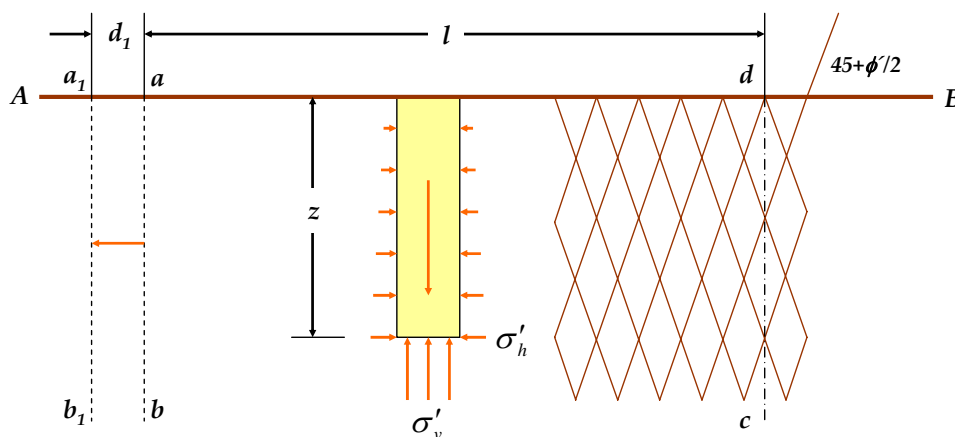


Figura 2.21: Estado activo de Rankine. Familias de planos formadas por expansión horizontal.

El círculo de Mohr correspondiente al estado activo que se obtiene en toda la masa de arena, va aumentando progresivamente de tamaño desde la condición de reposo definida por σ'_{vo} y σ'_{ho} , hasta topa la envolvente de rotura de Coulomb. En este momento, el material ha alcanzado el estado de equilibrio plástico para la condición activa, movilizándose toda la tensión tangencial que es capaz de desarrollar sin ser posible reducir σ'_h más allá de esta condición límite (figura 2.22).

La presión efectiva horizontal correspondiente a este estado límite se denomina *presión de tierras activa de Rankine* (σ'_{ha}), que como puede verse en la figura 2.22 corresponde a la mínima presión efectiva horizontal que el terreno puede alcanzar para una presión efectiva vertical (σ'_{vo}) que permanece invariante. En el momento de alcanzar el estado límite activo, se desarrolla una familia de planos de deslizamiento que forman un ángulo de $45 + \phi'/2$ con la horizontal (figura 2.21).

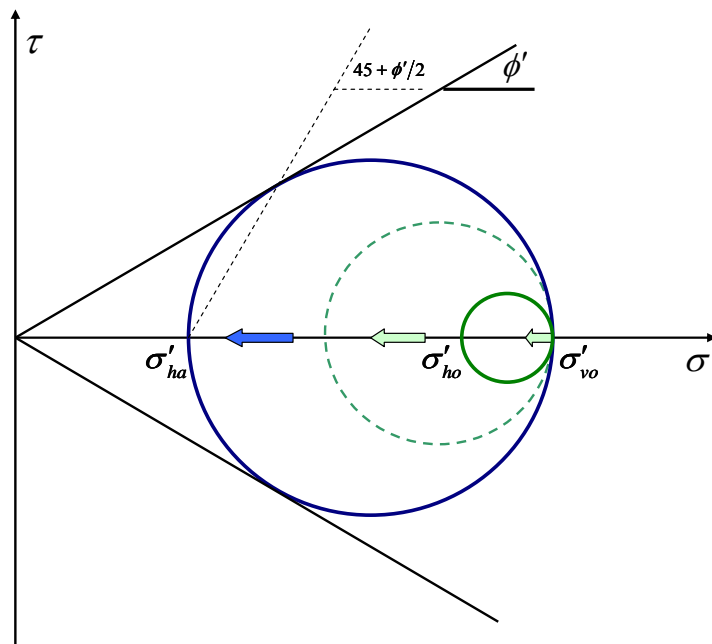


Figura 2.22: Círculo de Mohr obtenido para la condición de rotura activa de Rankine.

Para la condición activa, la relación entre las dos tensiones actuantes a una profundidad z es

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{vo} \quad (2.12)$$

donde K_a es denominado *coeficiente de presión de tierras activa*.

A partir de la ecuación 2.3 y dado que la tensión principal mayor para la condición activa es σ'_{vo} y la tensión principal menor es σ'_{ha} , la relación entre ambas tensiones corresponde a

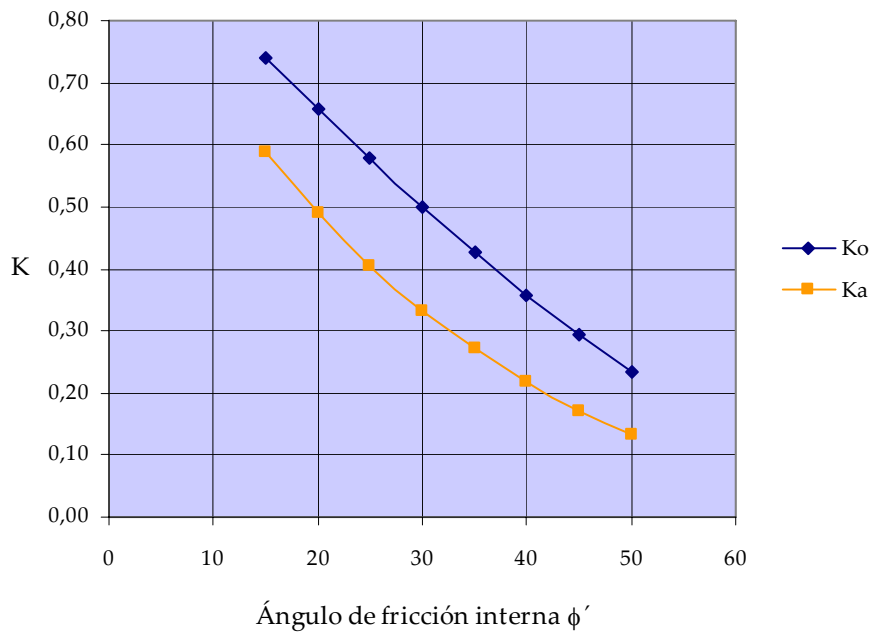
$$\sigma'_{ha} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \sigma'_{vo} \quad (2.13)$$

De las ecuaciones 2.12 y 2.13 se desprende que el coeficiente de presión de tierras activa es

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'} \quad (2.14)$$

El valor del coeficiente de presión de tierra activa así obtenido es menor al correspondiente al estado en reposo del suelo normalmente consolidado (ecuación 2.9). La variación que se obtiene entre ambos coeficientes, se muestra en el siguiente gráfico:

Gráfico 2.2: Variación de los coeficientes de empuje activo y en reposo en función del ángulo de fricción interna.



2.4.2.2. El estado pasivo de Rankine en suelos sin cohesión

La figura 2.23 muestra una masa semiinfinita de arena de longitud l con una superficie de terreno horizontal AB . Al igual que para la condición activa, si se analiza el estado de tensiones iniciales de un punto ubicado a una profundidad z (figura 2.14), las tensiones vertical y horizontal sobre un elemento de suelo ubicado a dicha profundidad son obtenidas a partir de las ecuaciones 2.5 y 2.8, correspondiendo ambas al estado de reposo.

Si se asume que la masa de arena se comprime horizontalmente, el plano vertical ab se desplaza una distancia d_2 hasta alcanzar a_2b_2 , lo que provoca un aumento de la tensión horizontal σ'_{ho} , permaneciendo constante la tensión vertical σ'_{vo} .

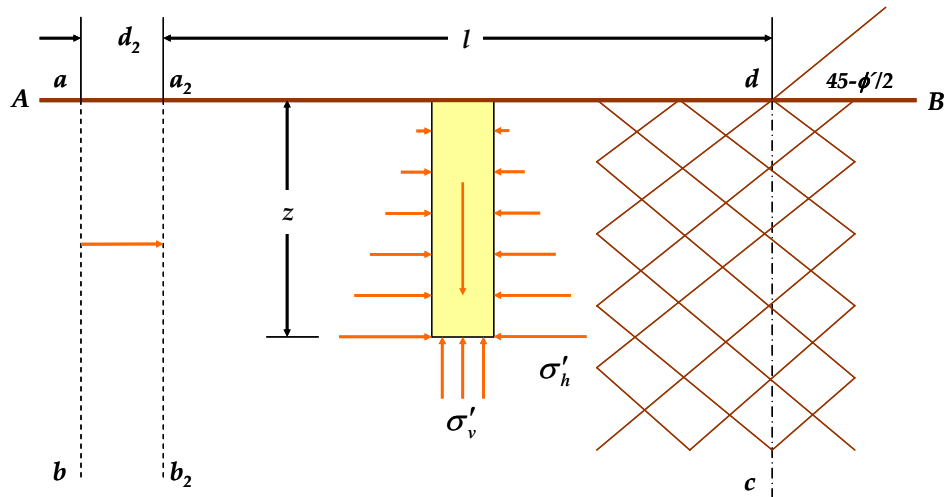


Figura 2.23: Estado pasivo de Rankine. Familias de planos formadas por contracción horizontal.

El círculo de Mohr correspondiente al estado pasivo que se genera en toda la masa de arena, a diferencia de la condición activa, pasa por dos estados. Inicialmente disminuye de tamaño hasta que σ'_{vo} y σ'_{ho} se igualan, lo que queda reflejado por un punto en el plano τ vs σ' . Posteriormente, el círculo aumenta progresivamente de tamaño hasta topar la envolvente de rotura de Coulomb. En este momento, el material ha alcanzado el estado de equilibrio plástico para la condición pasiva, movilizándose toda la tensión tangencial que es capaz de desarrollar sin ser posible aumentar σ'_h más allá de esta condición límite (figura 2.24).

Como se aprecia en las figuras 2.21 y 2.23, el desplazamiento necesario d_2 para alcanzar la condición pasiva es mayor que el desplazamiento d_1 para alcanzar la condición activa.

La presión efectiva horizontal correspondiente a este estado límite se denomina *presión de tierras pasiva de Rankine* (σ'_{hp}), que como puede verse en la figura 2.24 corresponde a la máxima presión efectiva horizontal que el terreno puede alcanzar para una presión efectiva vertical (σ'_{vo}) que permanece invariante. En el momento de alcanzar el estado

límite pasivo, se desarrolla una familia de planos de deslizamiento que forman un ángulo de $45 - \phi'/2$ con la horizontal (figura 2.23).

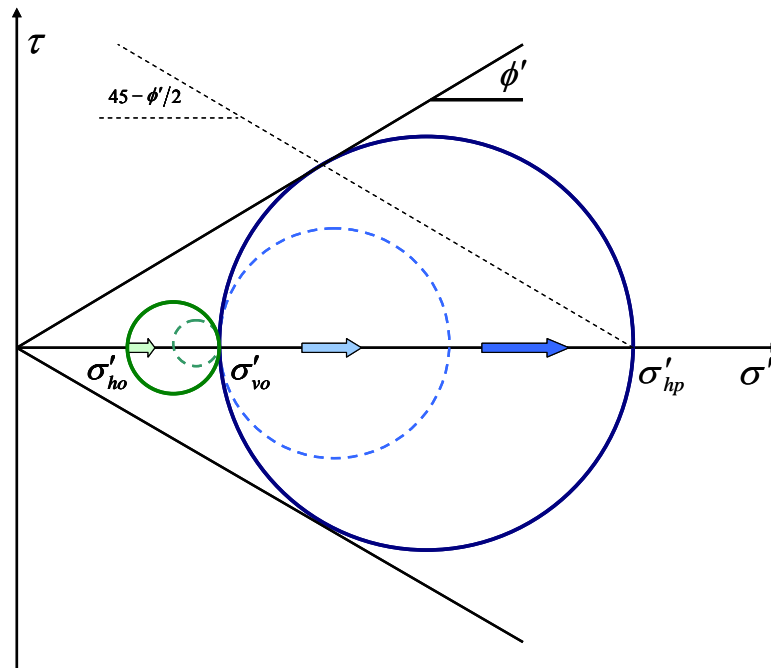


Figura 2.24: Círculo de Mohr obtenido para la condición de rotura pasiva de Rankine.

Para la condición pasiva, la relación entre las dos tensiones actuantes a una profundidad z es

$$\sigma'_{hp} = K_p \cdot \sigma'_{vo} \quad (2.15)$$

donde K_p es denominado *coeficiente de presión de tierras pasiva*.

A partir de la ecuación 2.3 y dado que la tensión principal mayor para la condición pasiva es σ'_{hp} y la tensión principal menor es σ'_{vo} , la relación entre ambas tensiones corresponde a

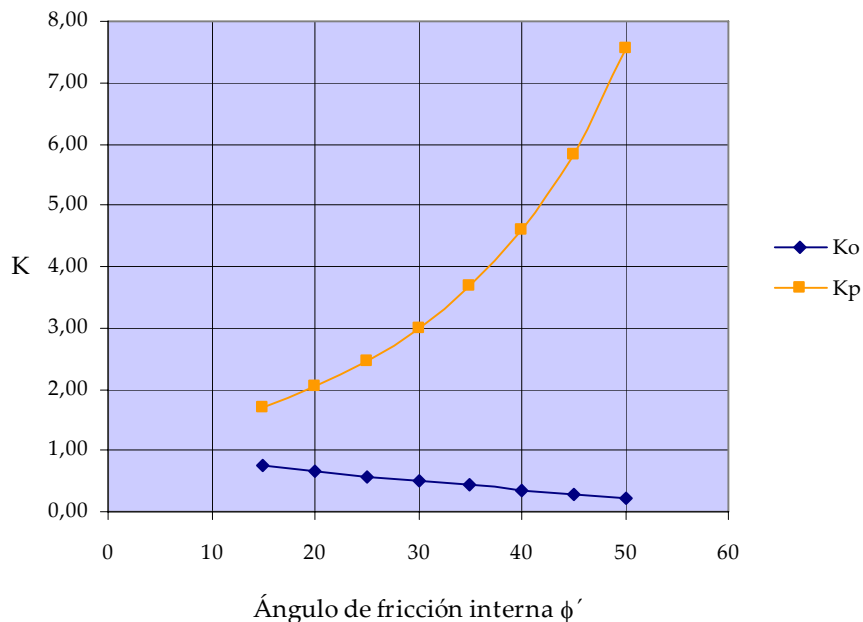
$$\sigma'_{hp} = tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \sigma'_{vo} \quad (2.16)$$

De las ecuaciones 2.15 y 2.16 se desprende que el coeficiente de presión de tierras pasiva es

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \quad (2.17)$$

El valor del coeficiente de presión de tierras pasiva así obtenido es mayor al correspondiente al reposo del suelo normalmente consolidado (ecuación 2.9). La variación que se obtiene entre ambos coeficientes, se muestra en el siguiente gráfico:

Gráfico 2.3: Variación de los coeficientes de empuje pasivo y en reposo en función del ángulo de fricción interna.



2.4.2.3. Consideraciones generales de los estados activo y pasivo de Rankine en suelos sin cohesión.

Del análisis de los estados activo y pasivo de Rankine para suelos sin cohesión, se desprende que el esfuerzo horizontal necesario para que se desarrolle por completo la condición pasiva es mayor al esfuerzo horizontal necesario para que se desarrollen las condiciones activa y al reposo. Como resultado de ello y lo presentado en los gráficos 2.2 y 2.3, se cumple que

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Como puede verse en las gráficas anteriormente señaladas, tanto K_a como K_o disminuyen en forma aproximadamente lineal con el aumento de ϕ' , mientras que K_p aumenta de forma exponencial con el aumento de ϕ' . Así, por ejemplo, para el caso de arenas sueltas ($\phi' = 30^\circ$) la relación $K_p/K_a \cong 9$, mientras que para el caso de arenas compactas ($\phi' = 45^\circ$) la relación $K_p/K_a \cong 32$.

De acuerdo a este análisis se desprende que el considerar la condición pasiva en estructuras de contención de tierras empleadas en obras de infraestructura viaria, puede llevar a resultados bastante conservadores en su diseño. Por este motivo y por condiciones de tipo constructiva, algunas normativas, como es el caso del Código Técnico de la Edificación en España, recomiendan no incluir en los diseños los esfuerzos asociados a la condición pasiva que se puede desarrollar en el intradós de un muro.

2.4.2.4. Los estados de Rankine en suelos con cohesión

Las ecuaciones anteriormente planteadas, pueden ser ampliadas para suelos que presentan cohesión. En la figura 2.25 se representan los círculos de Mohr, tanto para la

condición activa como pasiva, correspondientes a un suelo que presenta fricción y cohesión, y que tiene una superficie de relleno horizontal. Los estados de tensiones iniciales σ'_{ho} y σ'_{vo} , corresponden a los mostrados en la figura 2.14.

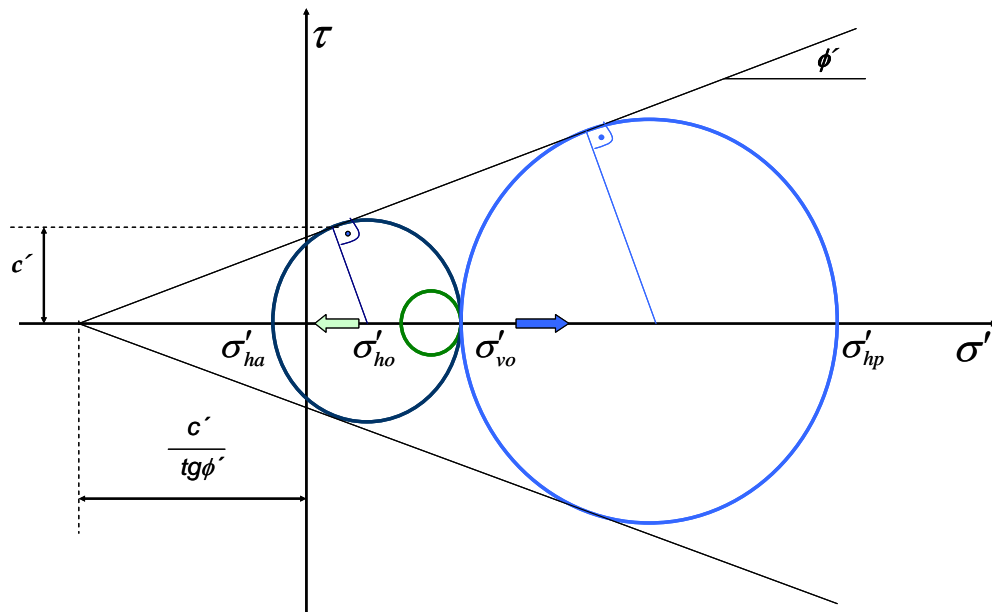


Figura 2.25: Estados activo, pasivo y al reposo de Rankine en suelos con cohesión y rozamiento.

Bajo estas condiciones y aplicando relaciones trigonométricas establecidas a partir de la figura 2.25, se deduce para la condición activa lo siguiente:

$$\text{sen } \phi' = \frac{\frac{\sigma'_{vo} - \sigma'_{ha}}{2}}{\frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{ha}}{2} + \frac{c'}{\text{tg } \phi'}}$$

Despejando σ'_{ha} , se obtiene lo siguiente:

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'} \cdot \sigma'_{vo} - 2 \cdot c' \cdot \frac{\cos\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'}$$

Considerando que $K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'}$ y que $\frac{\cos\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'} = \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$, se obtiene finalmente

que:

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{vo} - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.18)$$

que corresponde a la presión de tierras activa para un suelo que presenta cohesión y fricción.

Análogamente, se puede determinar la ecuación correspondiente a la presión de tierras pasiva como

$$\sigma'_{hp} = K_p \cdot \sigma'_{vo} + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (2.19)$$

La figura 2.25 presenta un caso particular en el que la presión de tierras activa σ'_{ha} es negativa, lo que implica que el suelo está sometido a tracciones. Dado que un suelo no puede soportar tracciones, la mínima tensión horizontal posible de alcanzar al interior de una masa de suelo es $\sigma'_h = 0$. Considerando que la tensión vertical σ'_{vo} permanece invariante, la profundidad teórica que alcanzaría una eventual grieta de tracción en un suelo con cohesión debido a relajación horizontal, es (Ortuño, 2005):

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma} \cdot \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.20)$$

2.4.2.5. Estados activo y pasivo de Rankine con relleno inclinado

Tal como se ha comentado en los párrafos precedentes, la teoría de Rankine fue desarrollada para la determinación de los estados de tensiones que se generan en una masa semiinfinita de arena con terreno horizontal. A partir de esta condición, se han definido los coeficientes de presión de tierras activo y pasivo.

Partiendo de esta base, la teoría de Rankine puede ser ampliada para la determinación de los estados activo y pasivo para un terreno que presenta un ángulo de inclinación β . La figura 2.26 muestra las tensiones vertical y horizontal que se desarrollan para esta condición. Como puede verse, ambas tensiones se ven influenciadas por la inclinación del terreno.

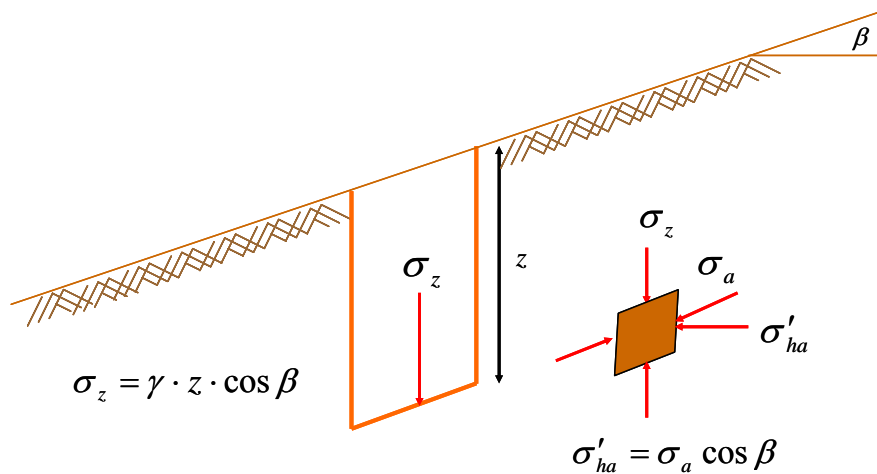


Figura 2.26: Estados tensionales en terreno inclinado.

Bajo los estados de tensiones presentados en la figura 2.26, la figura 2.27 muestra el círculo de Mohr correspondiente a una masa de arena con un ángulo de rozamiento interno ϕ' y un ángulo de inclinación del terreno β . De esta figura se desprende que

$$\beta \leq \phi'$$

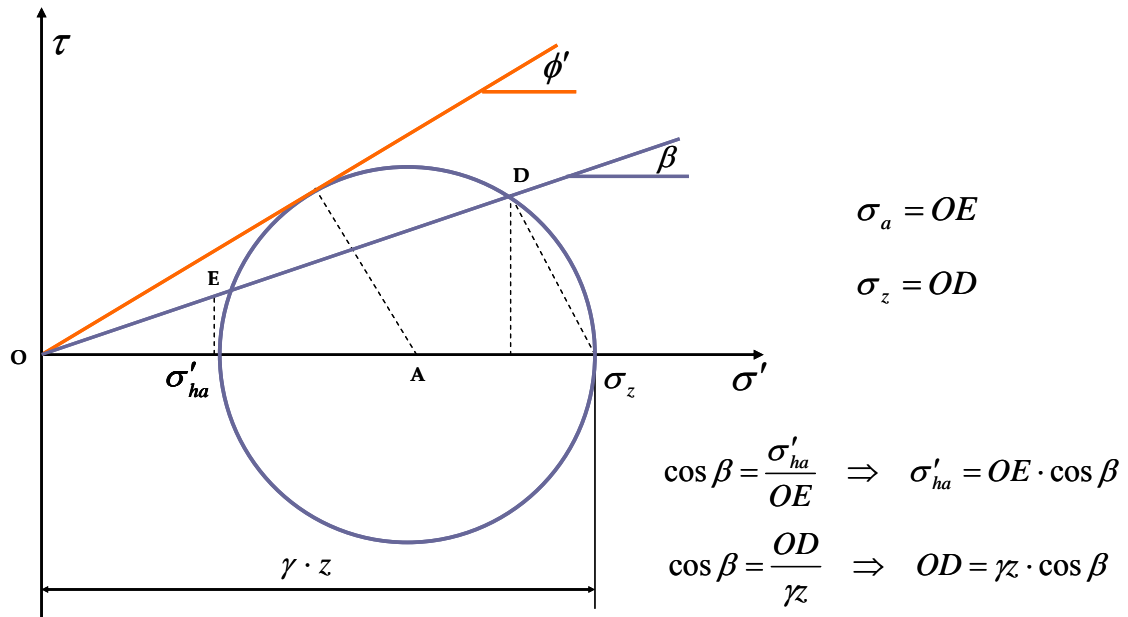


Figura 2.27: Estados de tensiones correspondientes a un terreno inclinado, representados por un círculo de Mohr.

Para la condición activa, la relación entre la tensión horizontal y la tensión vertical para un plano paralelo a β está dada por la siguiente expresión

$$K'_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_z} = \frac{\sigma_a}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta} \quad (2.21)$$

Según Bowles (1996), el coeficiente de presión de tierras activa para un terreno inclinado se determina a partir de la siguiente expresión

$$K'_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.22)$$

Finalmente, la presión de tierras activa en el plano horizontal considerando que el terreno tiene un ángulo de inclinación β y que $\sigma'_{ha} = \sigma_a \cos \beta$, es

$$K_a = \cos \beta \cdot K'_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.23)$$

Análogamente, el coeficiente de presión de tierras pasiva en un plano horizontal considerando que el terreno tiene un ángulo de inclinación β , es

$$K_p = \cos \beta \cdot K'_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.24)$$

Raymond (1997) comenta que la aplicación de estos coeficientes en la práctica es cuestionable, dado que en el caso de que el ángulo de inclinación del terreno β sea igual al ángulo de fricción interna del suelo ϕ' , los estados de tensiones activa y pasiva obtenidos son teóricamente iguales. Además, si $\beta > \phi'$ los valores de K_a y K_p se indeterminan.

Cuando $\beta = 0$, K_a adquiere la expresión definida en la ecuación 2.14 y K_p adquiere la expresión definida en la ecuación 2.17.

2.4.2.6. Determinación de los empujes de tierra a partir de los estados activo y pasivo de Rankine

Los estados activo y pasivo definidos por Rankine, permiten determinar bajo ciertas condiciones, los empujes que se crean sobre una estructura de contención de tierras en su trasdós y su intradós. Como consecuencia de estos empujes, se desarrolla un movimiento en el plano horizontal tal como se muestra en la figura 2.28. Si el empuje de tierras en el trasdós supera a aquel que se desarrolla en el intradós, el terreno del trasdós se relaja y el del intradós se comprime de manera similar a lo presentado en las figuras 2.21 y 2.23.

A pesar de esto, el dimensionamiento de una estructura de contención de tierras que es empleada en obras de infraestructura viaria se realiza, en general, considerando que se desarrollará por completo la condición activa, mientras que por aspectos de tipo constructivo y en especial por movimientos de tierras que se pueden realizar con posterioridad en el terreno circundante al pie de la cimentación, no se considera el estado pasivo en los respectivos cálculos.

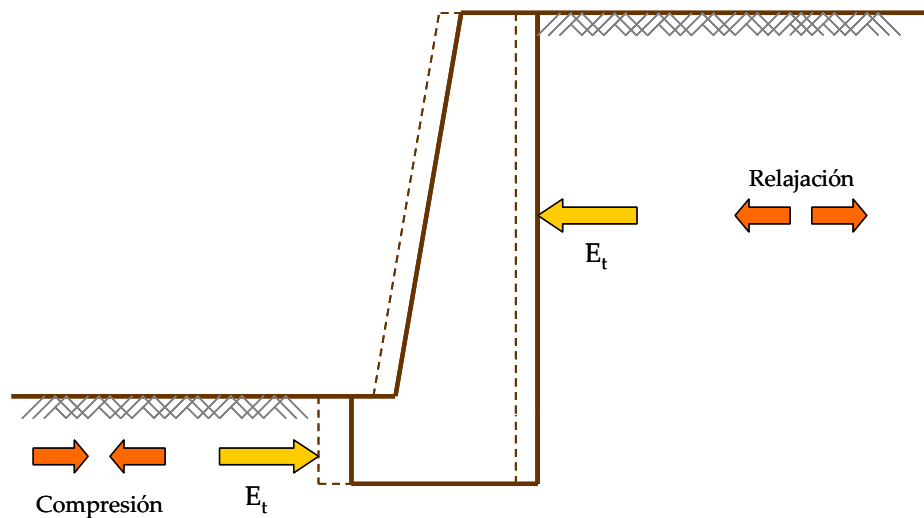


Figura 2.28: Desarrollo de empujes sobre una estructura de contención de gravedad.

Así, debido a la relajación del suelo del trasdós se produce una reducción progresiva de las tensiones efectivas horizontales, alcanzándose finalmente el estado activo de Rankine y la consecuente rotura en los planos de deslizamiento que se crean en el trasdós de la estructura. Por su parte, en el intradós, debido a la compresión del terreno, se produce un aumento de las tensiones efectivas horizontales, alcanzándose el estado pasivo de Rankine y la rotura del suelo circundante. La condición pasiva también es posible de alcanzar si el muro se desplaza horizontalmente comprimiendo el terreno del trasdós, situación poco frecuente en la práctica en estructuras de contención de tierras empleadas en obras de infraestructura viaria, a menos que se considere el empleo de anclajes al terreno.

La aplicación de la teoría de Rankine al cálculo de empuje de tierras, requiere la definición de algunas hipótesis que deben ser consideradas en el cálculo, las cuales son:

- Se admite que todo el terreno ubicado en el trasdós de la estructura, se encuentra en estado de plastificación generalizada.
- El paramento del trasdós del muro es vertical.
- El relleno del trasdós debe ser homogéneo, y de comportamiento isótropo y elástico.
- La superficie del relleno del trasdós debe ser plana, ya sea horizontal o inclinada.
- No existe rozamiento entre el relleno y el muro (algunos autores definen esta condición considerando la superficie del trasdós del muro como lisa).

Considerando estas hipótesis, la teoría de Rankine presenta algunas limitaciones que hacen que los empujes de tierras obtenidos sean solo una aproximación a las condiciones reales que se desarrollan en terreno. En efecto, la teoría de Rankine parte de la hipótesis que toda la masa de suelo se encuentra en estado de rotura, situación que en la práctica no se da (Ortuño, 2005). Además, los estados de esfuerzos que se desarrollan asociados a esta teoría, requieren que no haya esfuerzos cortantes en los planos verticales, lo que significa esencialmente que no exista rozamiento entre suelo y muro. Esta última situación tampoco se da en la práctica, debido a que los muros presentan rugosidad y pueden desarrollar esfuerzos cortantes en ellos (Peck et al., 2001).

Esta última condición es la más limitativa en la aplicación de la teoría de Rankine en la determinación de los empujes de tierra. En condiciones reales, cuando un muro se desplaza en el plano horizontal debido al empuje, el terreno del trasdós se relaja y tiende a asentar, mientras que el terreno situado en el intradós se comprime y tiende a ser levantado, creándose un rozamiento en las zonas de contacto con el muro, que dependerá de la rugosidad que este presente (figura 2.29).

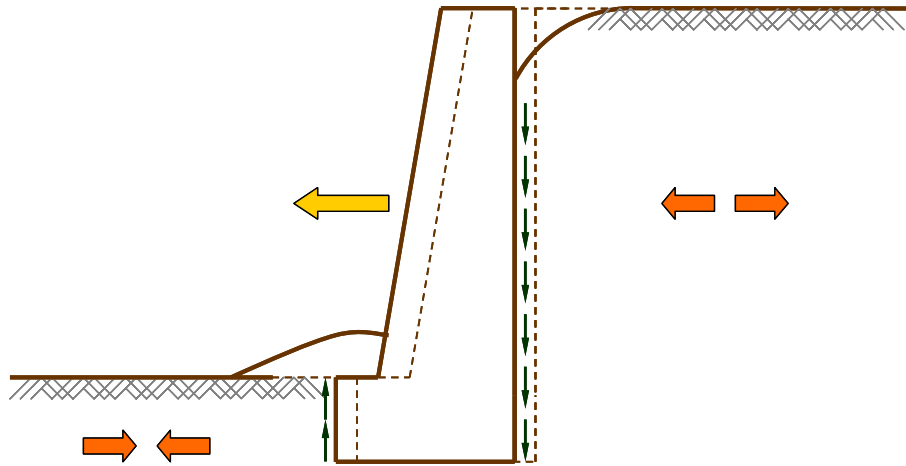


Figura 2.29: Desarrollo de fuerzas de rozamiento tierras-muro.

Esta situación provoca una alteración del estado tensional teórico de Rankine y de su aplicabilidad, dando lugar a una reducción del empuje activo y un aumento del empuje pasivo, obteniéndose diseños conservadores (Ortuño, 2005).

A pesar de estas limitaciones, la teoría de Rankine es empleada para el dimensionamiento de una gran cantidad de estructuras de contención de tierras, incluyendo muros rígidos, muros flexibles, muros prefabricados de hormigón, muros de tierra mecánicamente estabilizada, entre otros.

En algunos casos de gran importancia práctica, como son los muros tipo cantilever y las estructuras de tierra mecánicamente estabilizada, el realizar el diseño considerando estas estructuras como un muro vertical liso es casi estrictamente correcto, tal como se muestra en la figura 2.30. En este caso, si en el trasdós del muro el relleno corresponde a una arena (al igual que la empleada para la definición de los estados activo y pasivo de Rankine), el desplazamiento del muro en el plano horizontal bajo la influencia del empuje crea una falla por corte de la arena a lo largo de dos familias de planos que forman un ángulo de $45 + \phi'/2$.

Dentro de la cuña formada por estas dos familias de planos de deslizamiento, la arena alcanza el estado activo de Rankine, y como se comentó anteriormente, no se producen

tensiones de corte en el plano vertical, en especial para este caso en el plano ab , creándose una situación idéntica de empuje de tierras si se considera un muro de trasdós liso.

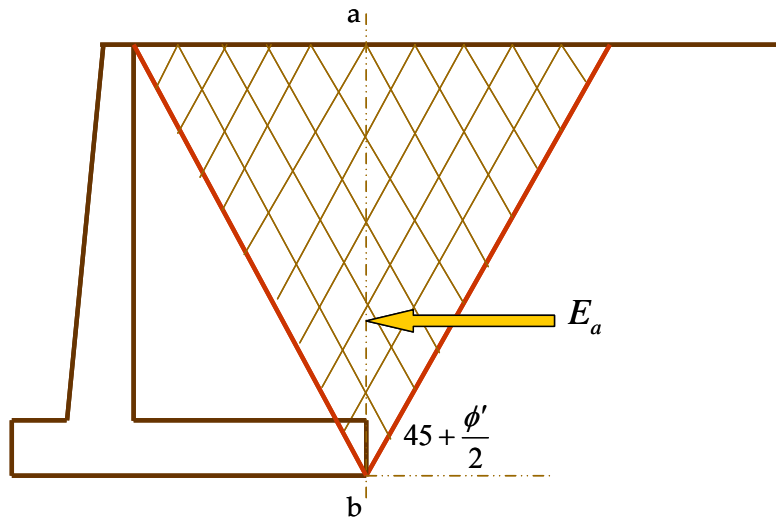


Figura 2.30: Formación de la cuña de deslizamiento en el estado activo de Rankine en una estructura de contención de tierras tipo cantilever.

Para el dimensionamiento de una estructura de contención, el valor último de la presión de tierras depende no solo de la naturaleza del suelo y de la altura de la estructura, si no también de la cantidad de movimiento que este experimente (Terzaghi et al, 1996). En la situación inicial, la presión del suelo puede alcanzar la condición de reposo, y tan pronto como la estructura de contención se mueva lo suficiente en la dirección horizontal, se puede satisfacer la condición de deformación de la masa de relleno circundante, pasando del estado en reposo al estado activo de equilibrio plástico.

Considerando todos estos antecedentes, para el caso general de una estructura de contención de tierras de altura H con un relleno de trasdós que presenta cohesión, con una densidad aparente γ y rozamiento interno efectivo ϕ' , sin presencia de nivel

freático y con relleno de trasdós horizontal, la tensión horizontal efectiva a cualquier profundidad z es:

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.25)$$

que corresponde a la ecuación 2.18 definida en el apartado 2.4.2.4 y siendo K_a obtenido a partir de la ecuación 2.14.

La tensión efectiva horizontal para la condición activa debida al peso de las tierras, aumenta de forma lineal con la profundidad desde un valor igual a 0 para la superficie del relleno hasta un valor igual a $K_a \cdot \gamma \cdot H$. Por su parte, la tensión efectiva horizontal debida a la cohesión toma un valor de $-2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$ para toda la altura del muro.

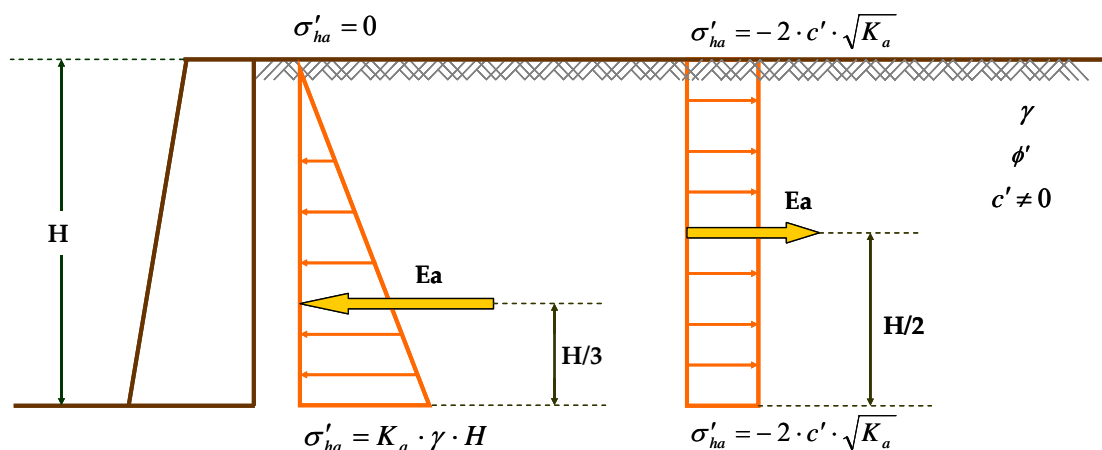


Figura 2.31: Distribución de σ'_{ha} y E_a en el trasdós de un muro de contención de tierras.

El área de los diagramas triangular y rectangular de esfuerzos mostrados en la figura 2.31, define la fuerza activa efectiva horizontal que actúa en el trasdós del muro de contención, denominada comúnmente *Empuje de Tierras*, que para la condición activa

corresponde a E_a , mientras que para la condición pasiva corresponde a E_p . Integrando el valor de σ'_{ha} de la ecuación 2.18 entre 0 y H , se tiene que

$$E_a = \int_0^H (K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}) \cdot dz \quad (2.26)$$

Desarrollando esta integral, se obtiene el empuje activo total como

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \quad (2.27)$$

De forma análoga se puede obtener el empuje de tierras pasivo aplicando la teoría de Rankine. Para el caso de suelos sin cohesión, como sería el caso de una masa semiinfinita de arena idéntica a la empleada para el desarrollo de los estados activo y pasivo de Rankine, el valor del empuje activo de tierras es

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.28)$$

2.4.3. La teoría de empuje de tierras de Coulomb

Coulomb en 1776 publicó su teoría para el cálculo de empujes de tierras sobre estructuras de contención, que como comentan Jiménez Salas et al (1981), es muy anterior a las teorías planteadas por Rankine para el mismo propósito. El método propuesto por Coulomb se basa en la aplicación de las teorías de equilibrio límite, en la que se considera que el suelo ha alcanzado la rotura en una superficie potencial de deslizamiento debido a que su resistencia friccional ha sido movilizadada completamente.

Los métodos de cálculo basados en las teorías de equilibrio límite, han sido de amplia difusión para la resolución de problemas geotécnicos, y en la actualidad siguen siendo muy utilizados para el dimensionamiento de cimentaciones, muros de contención de tierras, taludes, entre otros. Además, modelos de cálculo basados en elementos finitos incorporan estas teorías para la resolución de ciertos problemas geotécnicos.

La teoría de Coulomb se basa en suponer que, al moverse la estructura de contención bajo la acción del empuje del relleno ubicado en su trasdós, se produce el deslizamiento de una cuña de dicho terreno que se encuentra limitada por su trasdós, la línea correspondiente al plano de deslizamiento que pasa por el pie del muro y la superficie del relleno.

Como se comentó en el apartado 2.4.2.6, la teoría de Rankine presenta algunas limitaciones que condicionan su aplicación al dimensionamiento de estructuras de contención de tierras, en especial a lo relativo con la rugosidad que crea en su trasdós. El no considerar esta condición de contorno, lleva a una determinación bastante conservadora del empuje de tierras, debido a que la rugosidad tiende a reducir la presión de tierras activa, por lo que los resultados obtenidos a partir de la aplicación de la teoría de Rankine están del lado de la seguridad.

La teoría de Coulomb, en cambio, puede adaptarse para cualquier condición de contorno, esto es, considerar la rugosidad que se crea en el trasdós de una estructura de contención y, adoptar cualquier ángulo de inclinación de la superficie del relleno y del trasdós de la estructura. Por otro lado, adopta una simplificación en la forma de la superficie de deslizamiento del relleno del trasdós cuando se desarrolla la condición activa o pasiva, asumiendo que dicha superficie es plana. Según Terzaghi et al (1996), el error en la determinación de la presión de tierras obtenido a partir de la teoría de Coulomb es comúnmente pequeño comparado con el asociado al uso de la teoría de Rankine.

Para aplicar la teoría de Coulomb al dimensionamiento de una estructura de contención de tierras, al igual que la teoría de Rankine, se deben considerar las siguientes hipótesis (Bowles, 1996):

- El suelo es isótropo y homogéneo, y tiene fricción y cohesión.
- La superficie de deslizamiento es plana al igual que la superficie del relleno.
- La resistencia a la fricción es distribuida uniformemente a lo largo de la superficie de deslizamiento y el coeficiente de fricción suelo-suelo es $f = tg\phi'$.
- La cuña de falla que se desarrolla en el trasdós de la estructura es un cuerpo rígido que experimenta traslación.
- Existe fricción en la estructura de contención, debido al movimiento de la cuña de falla respecto a la cara de su trasdós. Esta fricción se identifica mediante un ángulo denominado frecuentemente δ .
- La falla es un problema de deformación plana.

Tanto la teoría de Rankine como la de Coulomb parten de considerar que el muro puede moverse libremente en el plano horizontal, desde la posición ab a la posición a_1b_1 o a la posición a_2b_2 , tal como muestran las figura 2.21 y 2.23 para el desarrollo de las condiciones activa y pasiva respectivamente, y que el agua presente en los vacíos no ejerce una importante presión de filtración. En la realidad, este movimiento no es del todo cierto, dado que las estructuras de contención tienden a rotar en su pie debido a la presión de tierras.

La figura 2.32 muestra el esquema general de las condiciones de contorno que se asumen para la aplicación de la teoría de Coulomb. Como puede verse en dicha figura, la superficie de deslizamiento cb que se crea en el relleno del trasdós es ligeramente curva, pero se asume plana para simplificar la determinación de la presión lateral de tierras.

El método de Coulomb consiste en tantear diversas superficies de deslizamiento cb y hallar, a partir de ello, los empujes correspondientes. El valor máximo del empuje de tierras obtenido de este modo, corresponde al *empuje de tierras de Coulomb* que actúa sobre la estructura de contención.

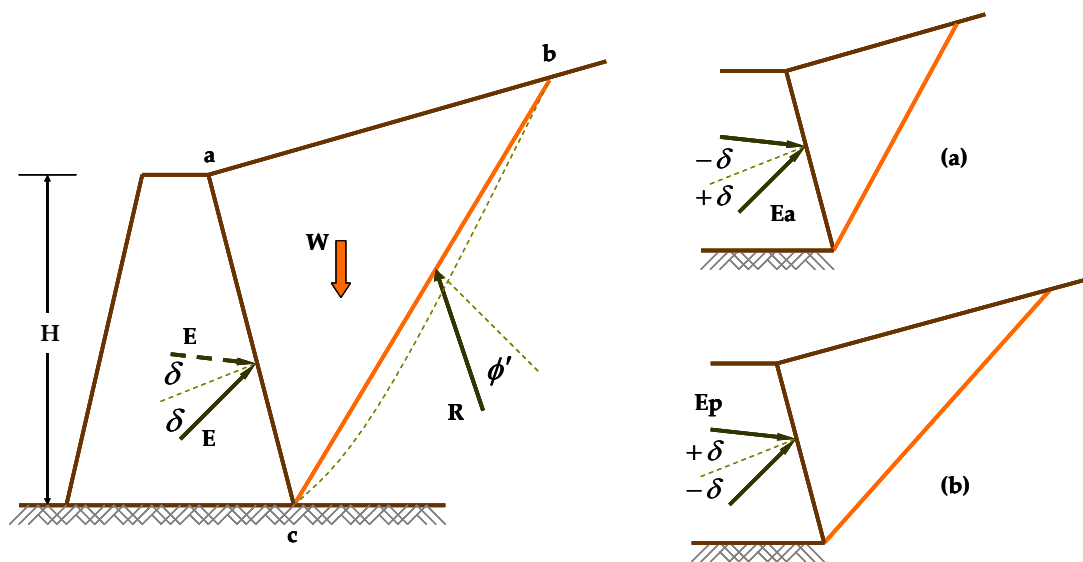


Figura 2.32: Esquema general de las condiciones de contorno para la aplicación de la teoría de Coulomb: (a) condición activa; (b) condición pasiva.

Para un plano de deslizamiento cb arbitrario, la cuña abc se encuentra en equilibrio bajo el peso del relleno W , la reacción de la presión de tierras resultante E y la reacción R en el plano de deslizamiento, la cual forma un ángulo ϕ' con la normal debido a que se asume que se desarrolla por completo la resistencia friccional en dicho plano. Por otro lado, la reacción E que se genera en el trasdós de la estructura forma un ángulo δ con la normal, pudiendo asumir un valor positivo o negativo^{2,3}.

^{2,3} Si la estructura de contención se apoya en un terreno firme, el empuje E se inclina en un ángulo $+\delta$ con la normal. Por otro lado, es probable que el muro pueda asentar más que el relleno del trasdós, por lo que en este caso el empuje E se inclina en un ángulo $-\delta$ con la normal.

Dado que la magnitud del peso de las tierras W y la dirección de las fuerzas E y R son conocidas, el valor de la presión de tierras E puede ser obtenido a partir de la definición de un polígono de fuerzas.

En cuanto al coeficiente de rozamiento tierras-estructura (δ), en la literatura existen diversas recomendaciones para estimar de forma adecuada este parámetro, en función del tipo de relleno que se emplee, la rugosidad que presente el trasdós de la estructura en función del material de construcción empleado para su construcción. Como comenta Bowles (1996), al parecer el valor de δ no depende solo de las propiedades del suelo empleado como material de relleno, si no también de la magnitud y dirección del movimiento de la estructura.

Considerando esto, a continuación se presentan las recomendaciones contenidas en la ROM 0.5-2005 sobre los valores máximos de δ que pueden ser empleados en la determinación de los coeficientes de empuje activo y pasivo en función del ángulo de rozamiento ϕ' del relleno.

Tabla 2.3: Valores máximos del ángulo de rozamiento δ en función del ángulo de fricción interna del relleno ϕ' .

Tipo de paramento	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramentos perfectamente lisos ^{2,4}	0	0
Acero	$\frac{2}{3}\phi'$	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escollera/madera	$\frac{2}{3}\phi'$	0
Hormigonado contra el terreno	ϕ'	0

(Tomada de ROM 0.5-05, 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*)

^{2,4} Tratados con asfalto, alquitrán, betún, etc.

2.4.3.1. Empuje activo de Coulomb en suelos sin cohesión

Para un suelo arenoso seco y sin cohesión, la figura 2.33 muestra las fuerzas que actúan sobre una estructura de contención debido al empuje del relleno ubicado en su trasdós. Producto de este empuje, la estructura se desplaza horizontalmente, generándose un plano de deslizamiento cb en el momento en que dicho suelo alcanza la condición de rotura. Como resultado de esto, el material alcanza la condición activa de esfuerzos una vez que se ha desarrollado su condición de equilibrio límite.

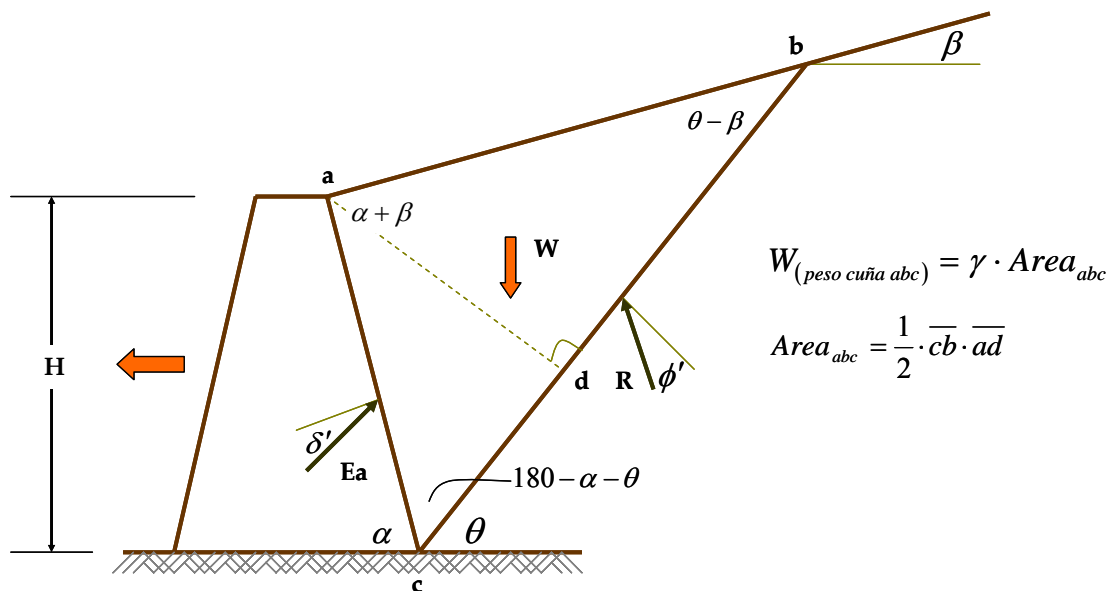


Figura 2.33: Condición de empuje activo de Coulomb para suelos sin cohesión.

Debido al movimiento horizontal que experimenta la estructura de contención, el bloque de suelo abc tiende a deslizarse a través del plano de discontinuidad cb y a lo largo del plano de contacto ac , correspondiente este al trasdós de la estructura. En estos planos los estados de tensiones que se alcanzan corresponden a los de rotura (condición de equilibrio límite), los cuales pueden ser obtenidos a partir de la ecuación 2.2, que define la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo en términos efectivos.

Para este caso en el que se considera el suelo sin cohesión, la resistencia al esfuerzo cortante en el plano de deslizamiento cb queda expresada por la siguiente expresión

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.29)$$

A partir de la figura 2.33, y considerando el equilibrio de las fuerzas que actúan en el bloque de suelo abc , el empuje activo en suelos sin cohesión se determina de la siguiente manera. El peso del bloque abc que actúa sobre la cuña de deslizamiento bc , se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$W_{(\text{peso cuña } abc)} = \gamma \cdot \text{Area}_{abc} \quad (2.30)$$

De la misma figura es posible obtener las distancias \overline{ad} y \overline{bc} , considerando las siguientes relaciones trigonométricas:

$$\frac{\overline{ac}}{ac} = \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha}$$

$$\operatorname{sen}(180 - \alpha - \theta) = \frac{\overline{ad}}{\overline{ac}} \Rightarrow \overline{ad} = \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \theta)$$

$$\frac{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}{\overline{bc}} = \frac{\operatorname{sen}(\theta - \beta)}{\overline{ac}} \Rightarrow \overline{bc} = \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \frac{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}{\operatorname{sen}(\theta - \beta)}$$

Reemplazando \overline{ad} y \overline{bc} en las ecuaciones mostradas en la figura 2.33, se obtiene el peso W como:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{\operatorname{sen}^2 \alpha} \cdot \left[\operatorname{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}{\operatorname{sen}(\theta - \beta)} \right] \quad (2.31)$$

Como se comentara anteriormente, dado que la magnitud del peso de las tierras W y la dirección de las fuerzas E y R son conocidas, es posible obtener a partir de la figura 2.34, el siguiente polígono de fuerzas

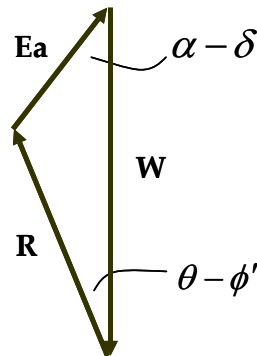


Figura 2.34: Polígono de fuerzas para el estado activo de Coulomb en suelos sin cohesión.

Del equilibrio de las fuerzas de este polígono, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \phi')} = \frac{W}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi' + \delta)}$$

Despejando E_a , se tiene que:

$$E_a = \frac{W \cdot \text{sen}(\theta - \phi')}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi' + \delta)}$$

Reemplazando el peso W de la cuña abc obtenido en la ecuación 2.32, se obtiene el empuje activo como:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{\text{sen}^2 \alpha} \cdot \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \phi')}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi' + \delta)}$$

Dado que el máximo empuje sobre el trasdós del muro se da cuando $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$, el empuje activo E_a es:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.32)$$

Esta es la expresión general para la determinación del empuje activo de tierras en suelos sin cohesión definido por Coulomb. Considerando que el empuje de tierras en el trasdós de la estructura es $E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$, el coeficiente de empuje lateral activo queda definido por:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.33)$$

Cuando $\delta = \beta = 0$ y $\alpha = 90^\circ$, la expresión 2.33 se iguala a la expresión 2.14 definida para el estado activo de Rankine.

2.4.3.2. Empuje pasivo de Coulomb en suelos sin cohesión

De manera similar a lo obtenido en el apartado anterior para el caso activo, es posible obtener el empuje pasivo de tierras para suelos sin cohesión aplicando la teoría de Coulomb. A diferencia del caso anterior, la estructura de contención es forzada a moverse hacia el intradós, tal como se muestra en la figura 2.35. En este caso, la fuerza necesaria para alcanzar la condición pasiva es mayor a la necesaria para alcanzar la condición activa, debido a que no solo se debe vencer la resistencia en el plano de deslizamiento si no también a aquella opuesta por el peso de la estructura.

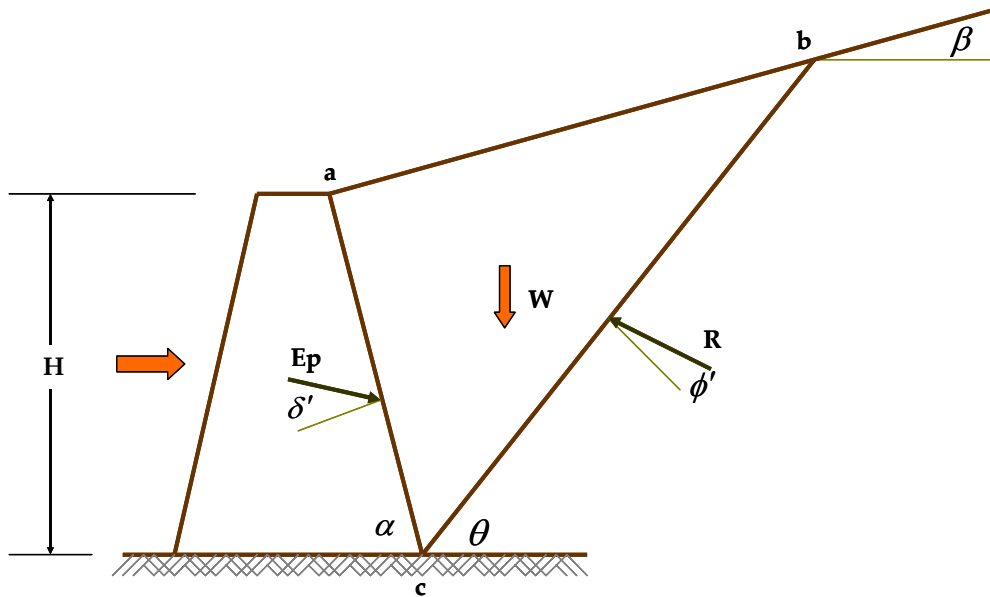


Figura 2.35: Condición de empuje pasivo de Coulomb para suelos sin cohesión.

Al igual que para el caso activo, aplicando ciertas ecuaciones trigonométricas, el peso W de la cuña abc se obtiene como:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \quad (2.34)$$

Así también, dado que la magnitud del peso de las tierras W y la dirección de las fuerzas E y R son conocidas, es posible obtener a partir de la figura 2.35 el siguiente polígono de fuerzas

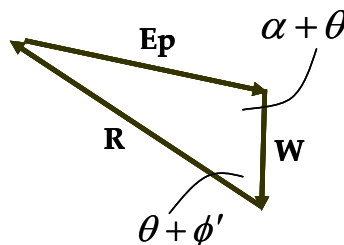


Figura 2.36: Polígono de fuerzas para el estado pasivo de Coulomb en suelos sin cohesión.

Haciendo equilibrio de fuerzas en el polígono presentado en la figura 2.36, se obtiene E_p a partir de la siguiente expresión:

$$E_p = W \cdot \frac{\text{sen}(\theta + \phi')}{\text{sen}(180 - \theta - \phi' - \delta - \alpha)}$$

Dado que el máximo empuje sobre el trasdós del muro se da cuando $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$, el empuje pasivo E_p es:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Esta es la expresión general para la determinación del empuje pasivo de tierras en suelos sin cohesión definido por Coulomb. Considerando que el empuje de tierras en el trasdós de la estructura es $E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$, el coeficiente de empuje lateral activo queda definido por:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.35)$$

Cuando $\delta = \beta = 0$ y $\alpha = 90^\circ$, la expresión 2.35 se iguala a la expresión 2.17 definida para el estado pasivo de Rankine.

2.4.3.3. El método de Coulomb en suelos con cohesión

Según Jiménez Salas et al (1981), la teoría de Coulomb es aplicable a suelos con cohesión añadiendo en el polígono de fuerzas la adherencia entre terreno y estructura

en su trasdós, las presiones intersticiales en el plano de rotura y en el trasdós si hubiera filtración, y la cohesión a lo largo de dicho plano. Tomando en consideración estos antecedentes, para el caso particular de un muro con trasdós vertical y superficie de terreno horizontal, y suponiendo que no se generan presiones intersticiales ni se forman grietas en el relleno del trasdós, Packshaw (1946) ha definido la componente normal del empuje activo total como:

$$E_a \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - K_{ac} \cdot c' \cdot H \quad (2.36)$$

Los coeficientes K_a y K_{ac} pueden ser obtenidos a partir de la siguiente figura:

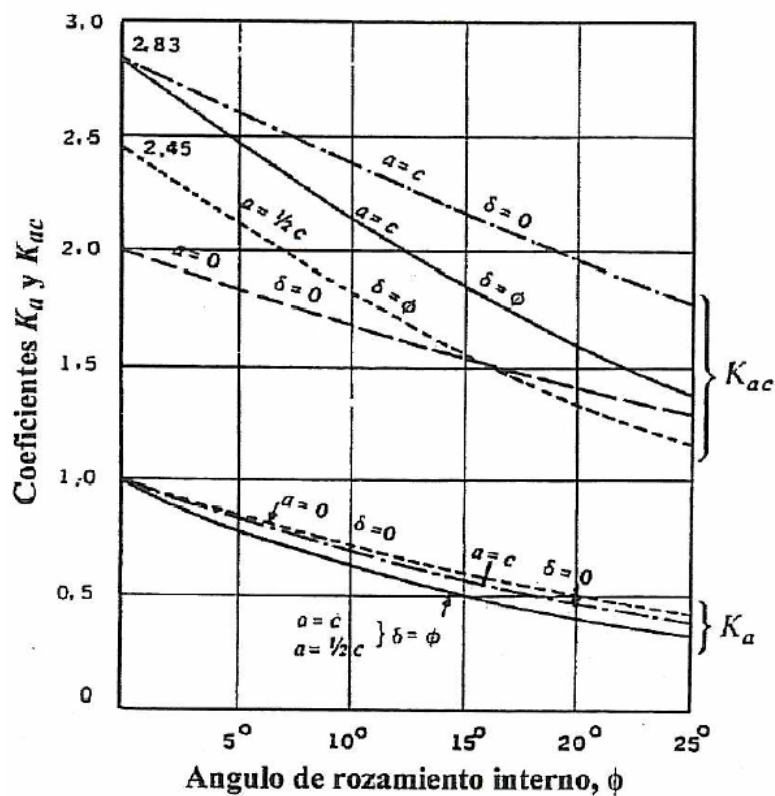


Figura 2.37: Coeficientes de empuje activo en suelos con cohesión.

(Tomada de Jiménez Salas et al, 1981. *Geotecnia y Cimientos II*)

Para el caso particular de que el rozamiento tierras-estructura sea nulo ($\delta = 0$), los coeficientes K_a y K_{ac} pueden ser obtenidos a partir de las siguientes expresiones:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.37)$$

$$K_{ac} = 2 \cdot \sqrt{1 + \frac{a}{c}} \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.38)$$

2.4.4. Empujes de tierra debido a sobrecargas

Las cargas que actúan sobre una estructura de contención de tierras pueden ser, en términos generales, de cuatro tipos:

- Sobrecarga uniformemente distribuida.
- Sobrecarga en faja.
- Sobrecarga lineal.
- Sobrecarga puntual.

Tal como se comentó en el apartado 2.4.1.2, las soluciones analíticas para la definición de las formulaciones empleadas para el cálculo del empuje debido a sobrecargas, fueron planteadas inicialmente por Boussinesq. A partir de sus estudios, obtuvo soluciones gráficas que permiten determinar la distribución de esfuerzos en una masa de suelo producto de cargas uniformemente repartidas con distintas configuraciones y cargas puntuales.

Las sobrecargas aumentan el empuje de las tierras que actúa en el trasdós de una estructura, sumándose al empuje de tierras que es debido al peso propio del material de relleno. Este incremento en el empuje de tierras, como se comenta en el DB SE-C del Código Técnico de la Edificación (2005), puede ser obtenido a partir de la aplicación de

la Teoría de la Elasticidad, siempre y cuando su valor sea reducido en comparación al empuje total (inferior al 30 %).

Las sobrecargas actuantes pueden ser aplicadas tanto si el dimensionamiento de la estructura se realiza a partir de la teoría de Rankine como de la teoría de Coulomb. Sin embargo, Ortuño (2005) plantea que una de las limitaciones que presenta la teoría de Rankine en este sentido, es el que no deben existir sobrecargas concentradas en la superficie del terreno cuando se plantea su dimensionamiento a partir de esta teoría.

2.4.4.1. Sobrecarga uniformemente distribuida.

Una sobrecarga uniformemente distribuida $s^{2.5}$ ubicada sobre una estructura de contención de tierras con trasdós vertical y relleno de superficie horizontal (aplicación de la teoría de Rankine), actúa de forma uniformemente distribuida tal como se muestra en la figura 2.38.

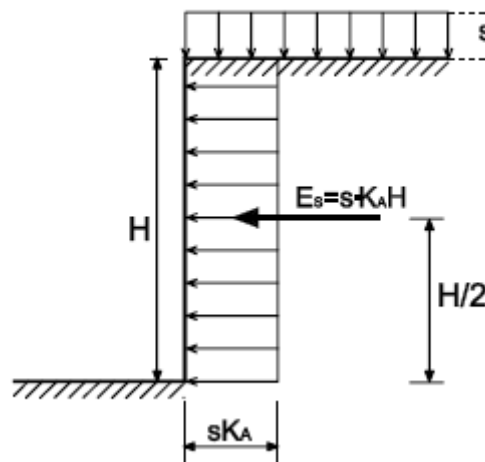


Figura 2.38: Aplicación de una sobrecarga uniformemente distribuida s sobre una estructura de contención de tierras.

(Tomada de DB SE-C, 2005. *Código Técnico de la Edificación*)

^{2.5} En la gran mayoría de los libros de Geotecnia la sobrecarga uniformemente distribuida es designada por la letra q .

Como puede verse en la figura 2.38, la distribución de esfuerzos en profundidad de una sobrecarga uniformemente distribuida adquiere una ley de tipo rectangular, asumiendo que dicha carga se mantiene constante en toda la altura del muro. La aplicación de esta sobrecarga genera un incremento horizontal de tensiones $\Delta\sigma'_{ha}$ en el trasdós de la estructura, cuya resultante actúa a una distancia $H/2$ de su base.

Debido a esto, el esfuerzo horizontal considerando una sobrecarga en superficie a partir de la aplicación de la teoría de Rankine, para un muro de altura H , con un relleno en su trasdós correspondiente a una masa semiinfinita de arena y de densidad γ , queda definido por la siguiente ecuación

$$\sigma'_{ha} = \gamma \cdot H \cdot K_a + s \cdot K_a \quad (2.39)$$

La resultante del empuje que actúa a una distancia $H/2$ de su base, que queda expresada por el empuje activo E_a , es

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + s \cdot K_a \cdot H \quad (2.40)$$

Si el relleno del trasdós presenta una cohesión c' , el empuje total sobre el trasdós de la estructura es

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + s \cdot K_a \cdot H - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.41)$$

Cuando el relleno del trasdós presenta una superficie inclinada y sobre ella existe una sobrecarga uniformemente distribuida, la aplicación de la teoría de Rankine no es adecuada. En este sentido, resulta más conveniente aplicar la teoría de Coulomb, que permite determinar el empuje del relleno cuando este presenta una inclinación β con respecto a la horizontal, tal como se comentó en el apartado 2.4.3.

La aplicación de la teoría de Coulomb, en este sentido, requiere la resolución analítica de la cuña que actúa en el trasdós del muro la cual genera la condición de empuje activo, añadiendo la sobrecarga s al peso W de dicha cuña. A partir de esta condición, la sobrecarga s es introducida en la resolución analítica del empuje definiendo un peso específico equivalente del terreno, como

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}\alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] \cdot \frac{2 \cdot s}{H} \quad (2.42)$$

y el empuje activo total en el trasdós del muro es

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{eq} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + s \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\text{sen}\alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \quad (2.43)$$

2.4.4.2. Sobrecarga en faja

Diversos autores han planteado resoluciones para la determinación del empuje activo en el trasdós de un muro debido a una sobrecarga en faja. Ortuño (2005), presenta un interesante resumen de diversos procedimientos que son aplicados para este propósito, algunos basados en la teoría de la elasticidad y otros basados en la teoría de la plasticidad. Estos procedimientos, según comenta, dan resultados diferentes, lo cual pone de manifiesto la incertidumbre asociada a este tipo de situaciones.

Por su parte el DB SE-C del Código Técnico de la Edificación (2005), plantea un método simplificado para la estimación del empuje de tierras debido a sobrecargas en faja, el cual es mostrado en la figura 2.39. La estimación del incremento de empuje horizontal aplicando este método, es restringida para sobrecargas moderadas.

Como puede verse en la figura, la estimación del empuje varía en función de que el relleno del trasdós tenga o no cohesión. Para rellenos sin cohesión, la distribución del

empuje presenta una ley de tipo triangular, mientras que para rellenos con cohesión la distribución del empuje presenta una ley de tipo rectangular.

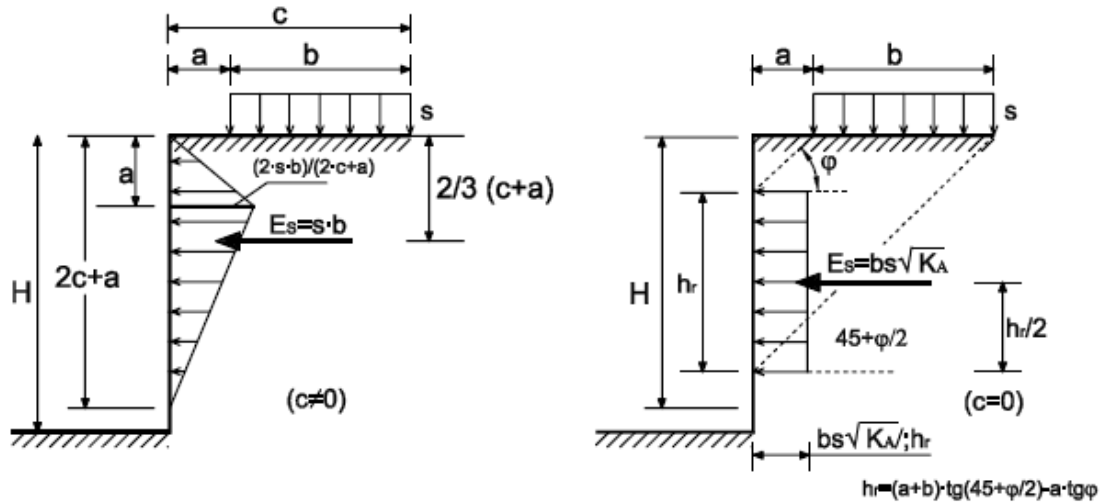


Figura 2.39: Aplicación de una sobrecarga en faja s de ancho b sobre una estructura de contención de tierras.

(Tomada de DB SE-C, 2005. *Código Técnico de la Edificación*)

2.4.4.3. Sobrecargas lineales y puntuales

El incremento de empuje debido a sobrecargas lineales y puntuales actuando en el trasdós vertical de un muro, se ha encontrado que varía con la profundidad según lo mostrado en las figuras 2.40 y 2.41. Esto ha sido estudiado por Gerber (1929) y Spangler (1938) (Peck et al, 2001), quienes definieron, a partir del estudio de pruebas a gran escala, la presión σ_h contra el respaldo de un muro.

Como se señala en la ROM 0.5-2005, ambas soluciones han sido obtenidas en función de ciertas consideraciones basadas en la teoría de la elasticidad. Además, no dependen de la resistencia del material de relleno ubicado en el trasdós de un muro ni de la posible ubicación de la línea de rotura.

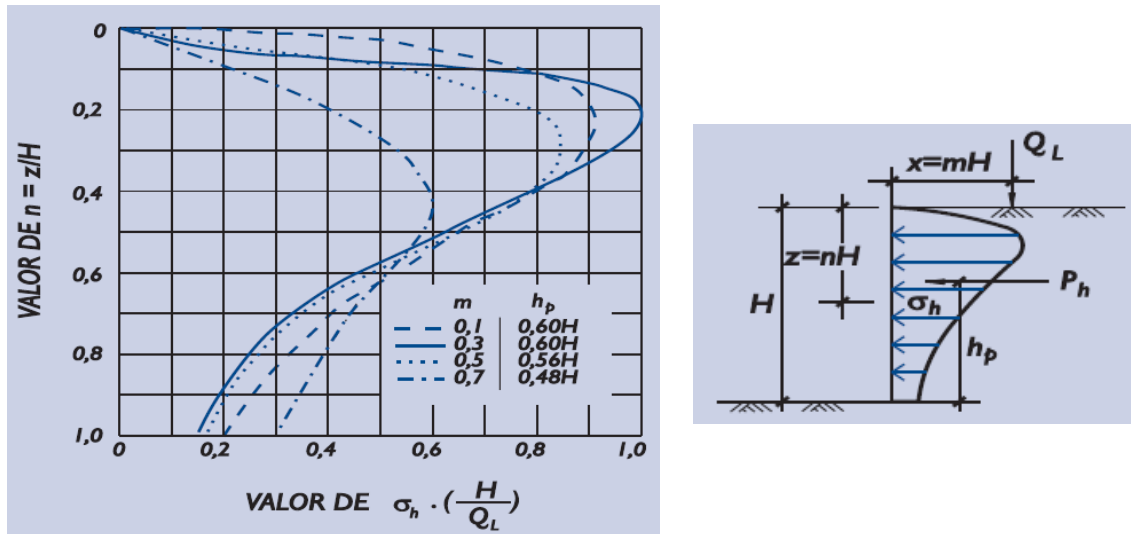


Figura 2.40: Variación de carga lineal con la profundidad.

(Tomada de ROM 0.5-05, 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*)

El empuje horizontal debido a una sobrecarga lineal a partir de los antecedentes mostrados en la figura 2.40, se obtiene de la siguiente manera:

Para $m \leq 0,4$

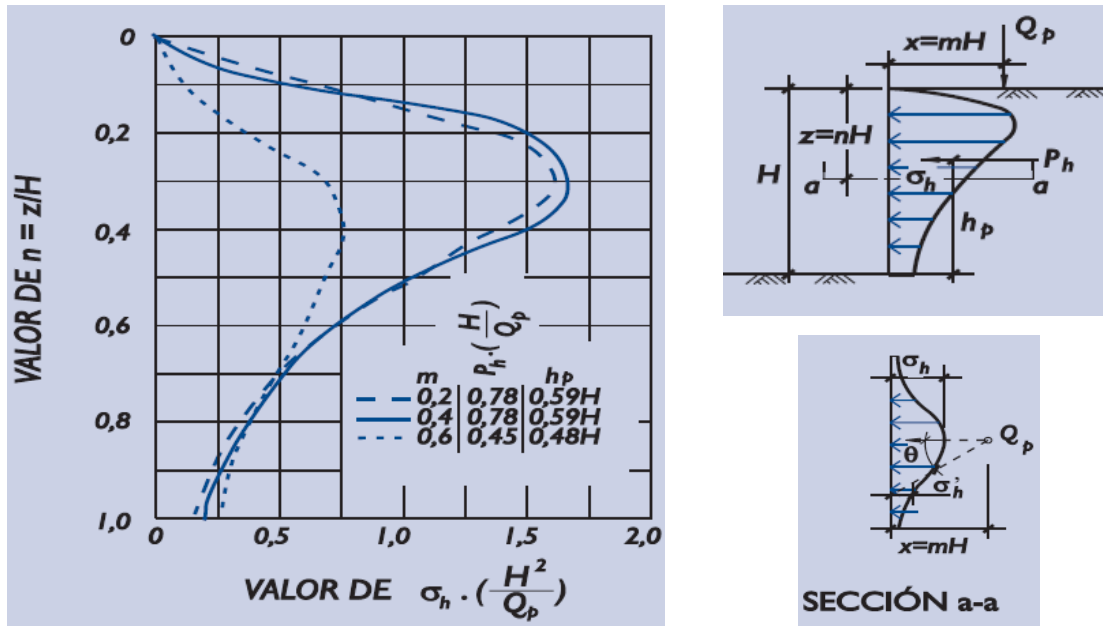
$$\sigma_h \cdot \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{0,20 \cdot n}{(0,16 + n^2)^2}$$

$$P_h = 0,55 \cdot Q_L$$

Para $m > 0,4$

$$\sigma_h \cdot \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{1,28 \cdot m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$P_h = \frac{0,64 \cdot Q_L}{(m^2 + 1)}$$



$$\sigma'_h = \sigma_h \cdot \cos^2(1,1 \cdot \theta)$$

Figura 2.41: Variación de carga puntual con la profundidad.

(Tomada de ROM 0.5-05, 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*)

El empuje horizontal debido a una sobrecarga puntual a partir de los antecedentes mostrados en la figura 2.41, se obtiene de la siguiente manera:

Para $m > 0,4$

$$\sigma_h \cdot \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{1,77 \cdot m^2 \cdot n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

Para $m \leq 0,4$

$$\sigma_h \cdot \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{0,28 \cdot n^2}{(0,16 + n^2)^3}$$

Finalmente, en el DB SE-C del Código Técnico de la Edificación, se presenta una forma simplificada para la determinación del empuje debido a una sobrecarga lineal s paralela al muro, tanto para materiales de relleno que no presentan cohesión como aquellos que si presentan.

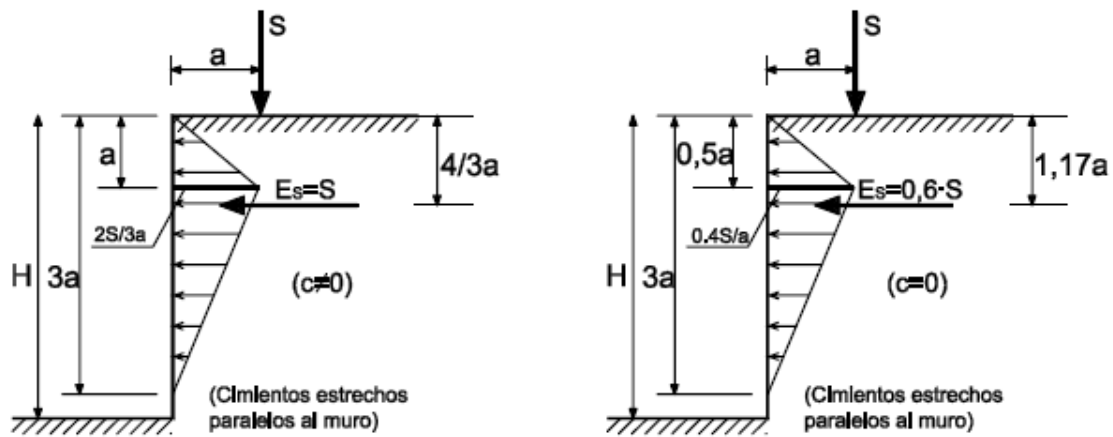


Figura 2.42: Aplicación de una sobrecarga lineal s paralela al muro sobre una estructura de contención de tierras.

(Tomada de DB SE-C, 2005. *Código Técnico de la Edificación*)

2.4.5. Consideraciones de empujes debido al agua

La presencia de agua en el relleno de trasdós de un muro de contención de tierras, es particularmente no deseable, debido a que incrementa su peso unitario y la presión lateral de tierras. Si el nivel del agua se mantiene en una forma estable (por ejemplo, debido a la presencia de un determinado nivel freático o generación de un nivel de agua asociado a la infiltración de lluvia), a la resultante del empuje efectivo del relleno es necesario añadirle el correspondiente empuje debido al agua, lo que aumenta en forma considerable las sollicitaciones sobre el muro.

En condiciones hidrostáticas, para el caso particular de un relleno de trasdós vertical, con superficie horizontal y que no tiene cohesión, en la figura 2.43 se presentan dos situaciones posibles que pueden crearse por la presencia de un nivel de agua.

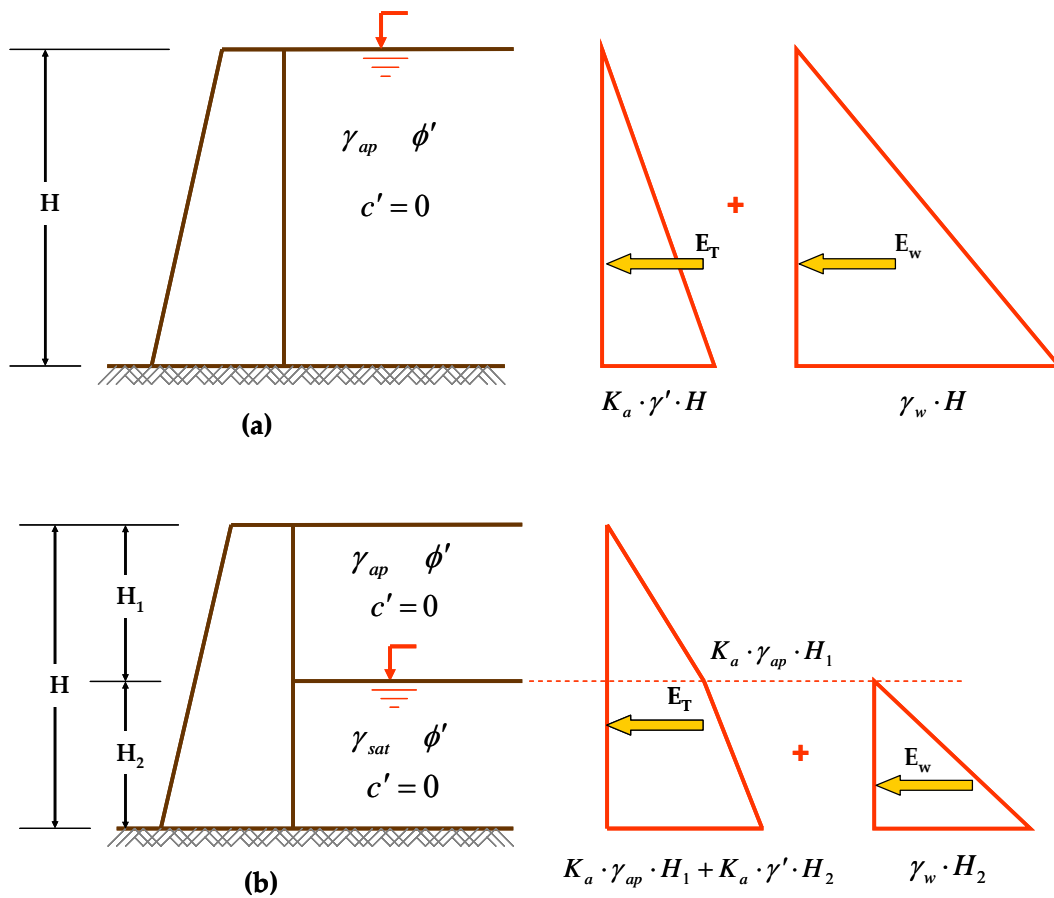


Figura 2.43: Empuje del agua en condiciones hidrostáticas. Condición de empuje activo. (a) Relleno completamente sumergido, y (b) relleno parcialmente sumergido.

En las situaciones mostradas en la figura 2.43 se aprecia que el empuje debido al agua aumenta en forma lineal con la profundidad. Dado que el agua no presenta fricción ($\phi' = 0$), el valor de $K_a = 1$, lo que da, como consecuencia, un empuje mayor a aquel correspondiente al relleno.

Para la determinación del empuje total que se crea en el trasdós del muro bajo estas condiciones, se considera por separado el empuje debido al material de relleno de aquel debido al empuje del agua. Para cualquiera de las dos condiciones, el esfuerzo horizontal que se crea en el trasdós de la estructura debe ser obtenido en tensiones efectivas, considerando para ello que

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.44)$$

A partir de esta condición, para la situación (a) planteada en la figura 2.43 el empuje activo total que se crea en el trasdós del muro debido al relleno y al agua presente, se determina mediante la siguiente expresión

$$E_{aT} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H \quad (2.45)$$

De la misma manera se determina el empuje activo total en el trasdós del muro para la situación (b), a partir de la siguiente expresión

$$E_{aT} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{ap} \cdot H_1^2 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H_2^2 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 \quad (2.46)$$

2.4.6. Efectos de la compactación en el empuje sobre muros

La compactación del relleno, junto con aumentar su densidad, incrementa las tensiones horizontales que actúan en el trasdós de un muro de contención de tierras, las que pueden ser comparables, como comenta Terzaghi et al (1996), a un fenómeno de sobreconsolidación. Este fenómeno afecta de manera distinta si el muro es de tipo convencional o de tierra mecánicamente estabilizada.

En el caso de muros convencionales, las tensiones horizontales creadas por la compactación del relleno pueden llegar a ser importantes, sobre todo en el caso de realizar la compactación mediante medios vibratorios, lo que puede influir de forma clara en los empujes del terreno.

Según Ortuño (2005), la compactación supone un proceso de carga cíclica en el relleno, dando lugar al aumento de las tensiones horizontales. Si el muro cede lo suficiente, las

tensiones horizontales tenderán a disminuir pudiendo aproximarse al estado activo. Por el contrario, si el muro es muy rígido, las tensiones horizontales generadas por la compactación permanecerán en el relleno y empujarán sobre el muro.

Para valorar el efecto de la compactación del relleno en la determinación del empuje activo, existen en la literatura diversos métodos basados algunos en experiencias realizadas en pruebas a gran escala. Tanto el DB ES-C (2005) como la ROM 0.5-05 (2005) indican que es recomendable efectuar el cálculo del muro de contención empleando un empuje no inferior a la condición al reposo, determinando para tales efectos un coeficiente de empuje lateral K_o a partir de la siguiente expresión:

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') \cdot OCR^{\frac{1}{2}} \quad (2.47)$$

siendo OCR la razón de sobreconsolidación.

La ROM 0.5-05 presenta valores de OCR en función del tipo de material de relleno que puede ser empleado en el trasdós de un muro. Para suelos granulares OCR corresponde al cociente entre la presión equivalente de compactación y la presión efectiva vertical en las proximidades del trasdós del muro. En función de la intensidad de compactación empleada, OCR puede adquirir distintos valores. Así, para compactación ligera, la citada norma propone emplear un valor de $OCR = 2$, mientras que para compactación intensa $OCR = 4$.

Para el caso de suelo cohesivos, el valor de K_o puede ser obtenido siguiendo el mismo procedimiento presentado anteriormente, pero considerando valores más altos de OCR . Para compactaciones ligeras, $OCR = 4$ mientras que para compactaciones enérgicas $OCR = 9$.

Por su parte Terzaghi et al (1996) proporcionan antecedentes sobre el efecto de la compactación en el valor de K_o a partir de trabajos realizados por Sherif et al (1984).

El trabajo de estos autores fue realizado sobre una arena de Ottawa, con un ángulo $\phi'_{cv} = 32^\circ$ y un valor de $K_{op} = 0,466$ (que corresponde al valor de K_o para materiales compactados bajo cargas cíclicas con diferentes niveles de aceleración). El aumento de la compactación está representado por el aumento de ϕ' . El resultado de este estudio es reproducido en la figura 2.44, en la que se aprecia que a medida que aumenta el efecto de la compactación se incrementa el valor de K_o en el relleno.

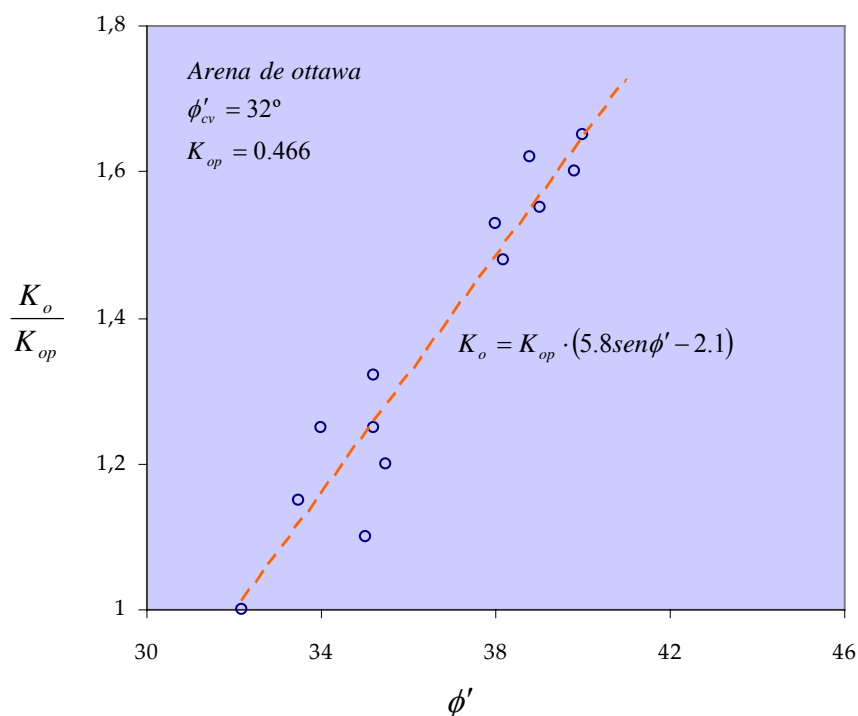


Figura 2.44: Incremento de K_o de la arena con la compactación.

(Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)

Para el caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada, la densificación del suelo tiende a causar tensiones de compactación que se desarrollan dentro del refuerzo (Ehrlich y Mitchell, 1994). Esto no solo afecta a las tensiones en cada nivel de refuerzo, sino también al módulo de deformación y ángulo de fricción del suelo.

Para este tipo de muros no existe un método de diseño que tome en cuenta directamente el efecto de la compactación desde el punto de vista teórico. Sin

embargo, desde un punto de vista empírico se ha desarrollado un método para determinar las tensiones horizontales que se crean a cada nivel de refuerzo, a través de la definición de un coeficiente de empuje lateral K_r , que incluye de forma implícita el efecto de la compactación en el material de relleno reforzado, y a partir del cual se determinan las tensiones que se crean en cada nivel de armaduras.

La figura 2.45 muestra la relación entre los tipos de materiales de refuerzo empleados en este tipo de muros y el valor de K_r obtenido en función del valor de K_a . Mitchell y Villet (1987) recomiendan emplear un valor de K_o para la parte más alta del muro y que disminuya hasta un valor de K_a , que permanece constante desde 6 m de profundidad hacia abajo.

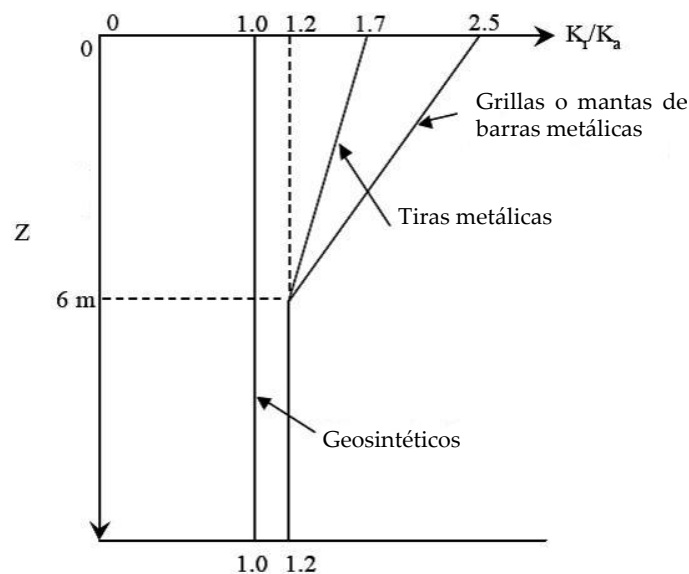


Figura 2.45: Determinación de K_r en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

(Tomada de Allen et al, 2001. *Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls*)

2.4.7. Consideraciones sobre la acción del sismo en el empuje de tierras

Un evento sísmico puede generar un esfuerzo adicional en el trasdós de un muro de contención, aumentando el empuje activo estático. Para la determinación de los empujes de tierras que se generan en el momento de un sismo, existen varios métodos en la literatura que son empleados para tales efectos. De todos estos métodos, el que ha tenido mayor difusión en Geotecnia es el propuesto por Mononobe (1929) y Okabe (1926).

En España, son dos las normativas que se emplean para determinar el empuje activo sísmico. Por una parte, se tiene la Norma Sismorresistente NCSR-02, donde se define la acción sísmica a considerar para el cálculo de empujes a partir de la importancia de la obra y del tipo de terreno de cimentación; por otra parte, se tiene la Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras IAP-98, donde se presenta la formulación de Mononobe-Okabe para la determinación del empuje activo sísmico.

Adicionalmente, la Norma Española Experimental UNE-ENV 1998-5, que es la versión en español de la Norma Europea ENV 1998-5 de octubre de 1994, entrega recomendaciones acerca de la determinación del empuje pseudo-estático provocado por un sismo, donde se incluyen todos los aspectos mencionados en las normativas anteriormente comentadas.

El modelo de Mononobe-Okabe empleado para este tipo de estudios, se basa en un análisis pseudo-estático, que ha sido desarrollado a partir de la teoría del empuje activo de Coulomb para suelos secos sin cohesión, y que se sustenta bajo las siguientes hipótesis (Cuellar y Estaire, 1996):

- El muro se mueve lo suficiente para producir el estado de equilibrio límite del relleno correspondiente a la situación del empuje activo.

- En el plano de deslizamiento se alcanza la máxima resistencia al esfuerzo cortante definido mediante la ley de Coulomb.
- La cuña de deslizamiento en el trasdós del muro actúa como un sólido rígido, por lo que la aceleración es uniforme en toda la masa.
- El efecto de una sollicitación dinámica se puede representar por las fuerzas de inercia horizontal ($k_h \cdot W$) y vertical ($k_v \cdot W$), siendo W el peso de la cuña de deslizamiento y, $k_h \cdot g$ y $k_v \cdot g$ las componentes horizontal y vertical de la aceleración dinámica en la base del muro.

La formulación planteada por Mononobe-Okabe consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante a partir de las hipótesis planteadas anteriormente, a través de coeficientes sísmicos horizontal y vertical, representativos del sismo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. A partir de ello se obtiene un incremento de empuje correspondiente a la componente sísmica.

El empuje activo sísmico E_{as} ^{2.6} obtenido a partir de la formulación de Mononobe-Okabe y considerando las variables mostradas en la figura 2.33, es

$$E_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} \quad (2.48)$$

siendo

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi' + \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \theta' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \theta' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta') \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (2.49)$$

y

^{2.6} En la mayoría de los libros de Geotecnia y normativas, el empuje activo sísmico es designado como P_{ae} .

$$\theta' = \arctg\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \quad (2.50)$$

donde

- k_v es el coeficiente de aceleración vertical, que como primera aproximación puede ser asumido igual a cero (IAP, 1998). La UNE-ENV 1998-5 recomienda emplear un valor de $k_v = 0,5 \cdot k_h$.
- k_h es el coeficiente de aceleración horizontal, que según la NCSR-02 (2002), para muros de contención de tierras puede ser asumida igual a la aceleración sísmica de cálculo a_c . Según la norma UNE-ENV 1998-5, el coeficiente de aceleración horizontal debe ser $k_h = \alpha/r$, donde $\alpha = a_c/g$ y r un factor que se adopta de acuerdo a la tabla 2.4.

Tabla 2.4: Factor r para la determinación del coeficiente sísmico horizontal.

Tipo de estructura de contención	r
Muros de gravedad que pueden experimentar un desplazamiento $d_r \leq 300 \cdot \alpha$ (mm)	2,0
Muros de gravedad que pueden experimentar un desplazamiento $d_r \leq 200 \cdot \alpha$ (mm)	1,5
Muros flexibles de hormigón armado, muros anclados o entibados, muros de hormigón armados cimentados sobre pilotes verticales, muros de sótano y estribos de puentes.	1,0

(Tomada de UNE-ENV 1998-5, 1998. *Norma española experimental. Eurocódigo 8*)

Para la definición de la acción sísmica de diseño a_c , la norma NCSR-02 define la siguiente formulación:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (2.51)$$

donde

- a_b corresponde a la aceleración básica definida por el mapa de peligrosidad presentado en la figura 2.46.
- ρ es un coeficiente adimensional de riesgo que puede tomar los siguientes valores:

$\rho = 1,0$ para construcciones de importancia normal.

$\rho = 1,3$ para construcciones de importancia especial.

- S es el coeficiente de amplificación del terreno, que puede tomar los siguientes valores:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g \quad \rightarrow \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0,4 \cdot g \quad \rightarrow \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4 \cdot g \leq \rho \cdot a_b \quad \rightarrow \quad S = 1,0$$

- C es el coeficiente del terreno, que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y que puede adoptar los siguientes valores:

Tabla 2.5: Determinación del coeficiente C del terreno.

Tipo de terreno	Identificación	C
I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750 (m/s)$.	1,0
II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. $750 \geq v_s \geq 400 (m/s)$.	1,3
III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. $400 \geq v_s \geq 200 (m/s)$.	1,6
IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. $v_s \leq 200 (m/s)$.	2,0

La norma NCSR-02 recomienda que las acciones sísmicas para el dimensionamiento de muros de contención de tierras en España se deban considerar únicamente, cuando el valor de la aceleración sísmica básica a_b sea $\geq 0,04 \cdot g$, siendo g la aceleración de gravedad, tanto para construcciones de importancia normal y especial.

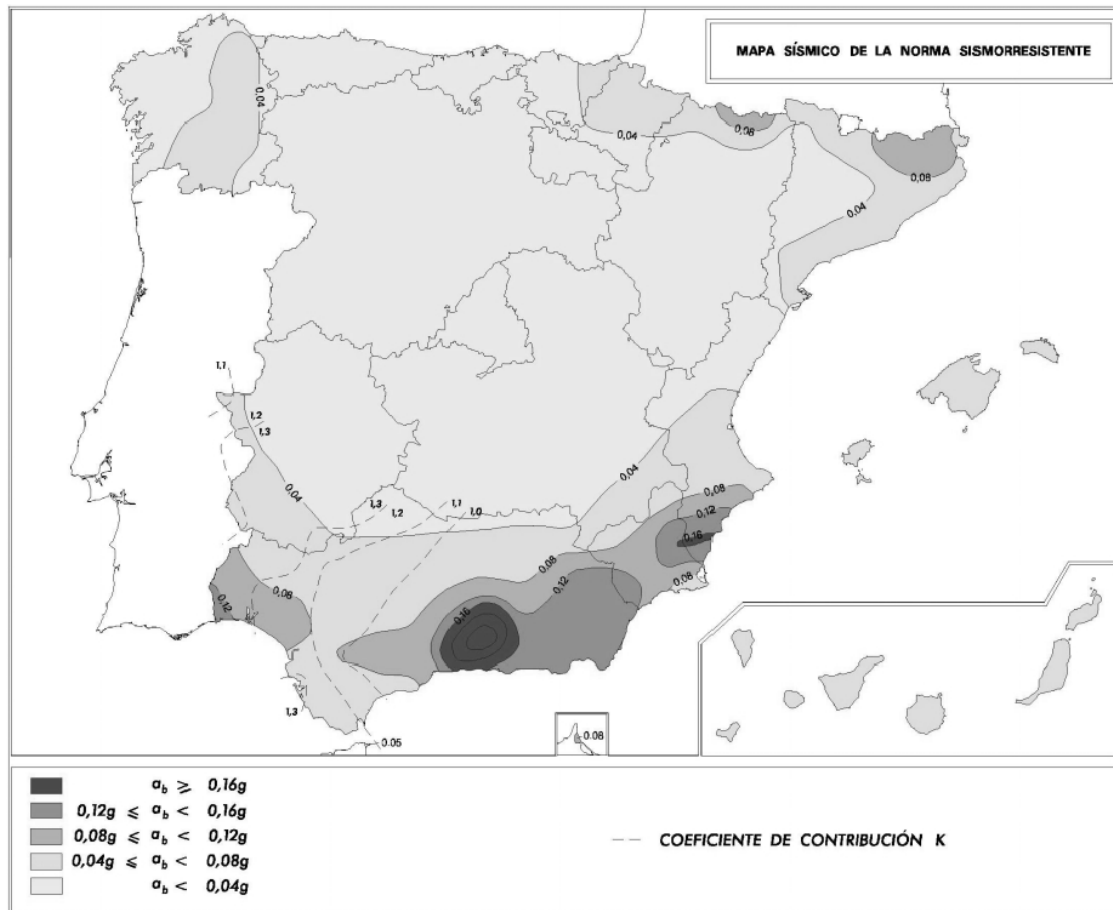


Figura 2.46: Mapa de peligrosidad sísmica de España.

(Tomada de NCSR-02, 2002. *Norma Sismorresistente de España*)

2.4.8. Estimación de empujes mediante ábacos

El uso de ábacos para la estimación de los empujes de tierras, ha tenido una amplia difusión en la ingeniería geotécnica, existiendo actualmente normativas, como es el caso de la NAVFAC en Estados Unidos, que incorporan estos métodos como recomendaciones para el dimensionamiento de ciertas estructuras. También ha sido

incluido, como comenta Jiménez Salas et al (1981), en circulares de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas de España.

Una de las primeras contribuciones en esta línea fue la planteada por Terzaghi y Peck (1948), quienes desarrollaron un método, al que denominaron *semiempírico*, para el cálculo de los empujes de tierras sobre muros de escasa altura (alturas inferiores a 6 m). La idea de este método se basa en que, quién proyecta un muro, rara vez sabe los materiales que se usarán en la formación del relleno ni en que condiciones serán colocados, lo que implica necesariamente un conocimiento bastante exacto de las características resistentes del terreno para la aplicación de métodos teóricos como los de Rankine y de Coulomb.

Una de las principales desventajas que presentan estos métodos es que la cimentación no puede ser investigada en forma adecuada, dado que las fuerzas que actúan sobre ella son desconocidas (Terzaghi et al, 1996). En este sentido, muchos proyectistas han preferido utilizar formulaciones teóricas o construcciones gráficas, como es el método de Culman, para el cálculo de las presiones de tierras que actúan sobre muros.

Como se comentó anteriormente, el método semiempírico es empleado para la estimación del empuje de tierras en muros de alturas inferiores a 6 m. Además, permite su empleo en muros que presentan relleno de trasdós plano (sea horizontal o inclinado), como así también trasdós quebrado. La aplicación de este método puede ser tanto para muros de hormigón (de gravedad y tipo ménsula) como para muros de tierra reforzada (muros de tierra mecánicamente estabilizada).

El procedimiento que se sigue para la aplicación de este método, consiste en definir inicialmente el material de relleno que estará ubicado en el trasdós de la estructura. Para ello, estos autores han definido cinco categorías de suelos que son presentadas en la tabla 2.8. Como comenta Terzaghi et al (1996), si se dispone solamente de arcilla rígida, el método semiempírico no debe ser empleado. Además, en el caso de arcilla

media o firme, se debe procurar emplear sistemas que impidan la infiltración de aguas y aislar adecuadamente la arcilla de estos problemas.

Una vez seleccionado el material de relleno, se debe definir la forma que presentará la superficie del relleno del trasdós (plana o quebrada) y si este incluye o no sobrecargas. A partir de la definición de estas condiciones y la altura H del muro, de los ábacos presentados en las figuras 2.46 y 2.47, se obtienen los factores K_h y K_v , para posteriormente determinar P_h y P_v que actúan a una distancia $H/3$ medida desde la base del muro, siendo P_h y P_v obtenidos a partir de las siguientes expresiones:

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot K_h \cdot H^2 \quad (2.52)$$

$$P_v = \frac{1}{2} \cdot K_v \cdot H^2 \quad (2.53)$$

Para el caso de considerar cargas existentes en la superficie del relleno, correspondientes estas a una sobrecarga uniformemente distribuida q ^{2.7}, la presión de tierras por unidad de área sobre la sección vertical ab a cualquier profundidad, debe ser obtenida a partir de las siguientes formulaciones:

- (a) Superficie del relleno horizontal con sobrecarga uniformemente distribuida q

$$p_q = C \cdot q \quad (2.54)$$

- (b) Sobrecarga lineal q_1 en la superficie del relleno

^{2.7} Se debe recordar que una sobrecarga uniformemente distribuida es designada también por la letra s , tal como se presenta en el DB SE-C del Código Técnico de la Edificación.

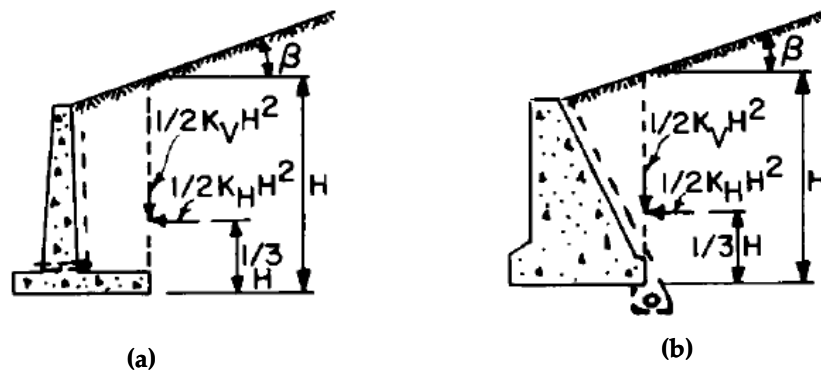
$$p_1 = C \cdot q_1 \quad (2.55)$$

El factor C fue definido en función del tipo de relleno que se ubique en el trasdós de la estructura y debe ser directamente aplicado en las ecuaciones 2.54 y 2.55 anteriormente definidas. Los valores del factor C son presentados en la siguiente tabla.

Tabla 2.6: Valores de C a ser aplicados en las ecuaciones 2.54 y 2.55.

Tipo de Suelo	C
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1,00
5	1,00

(Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)



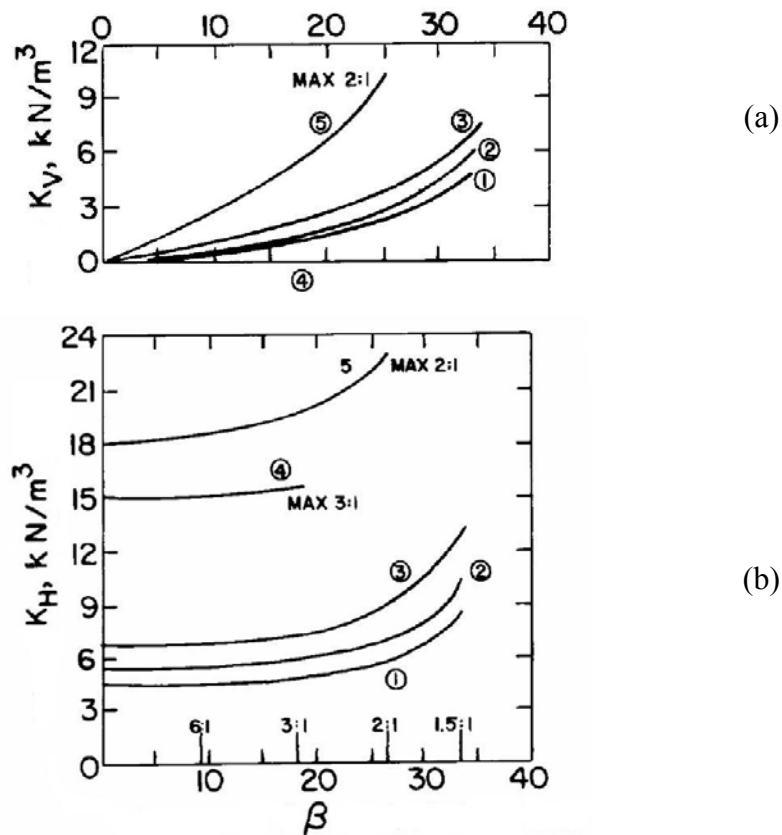
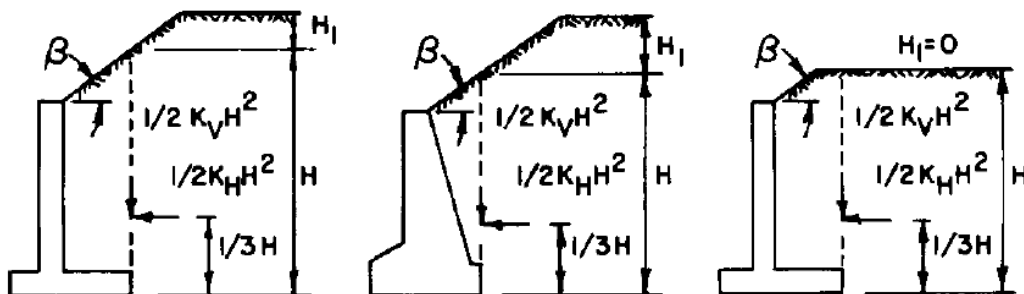


Figura 2.47: Ábacos para estimar la presión de tierras contra muros que soportan una superficie de relleno plana

(Tomada de Raymond, 1997. *Lateral Pressure on Cantilever Walls*)



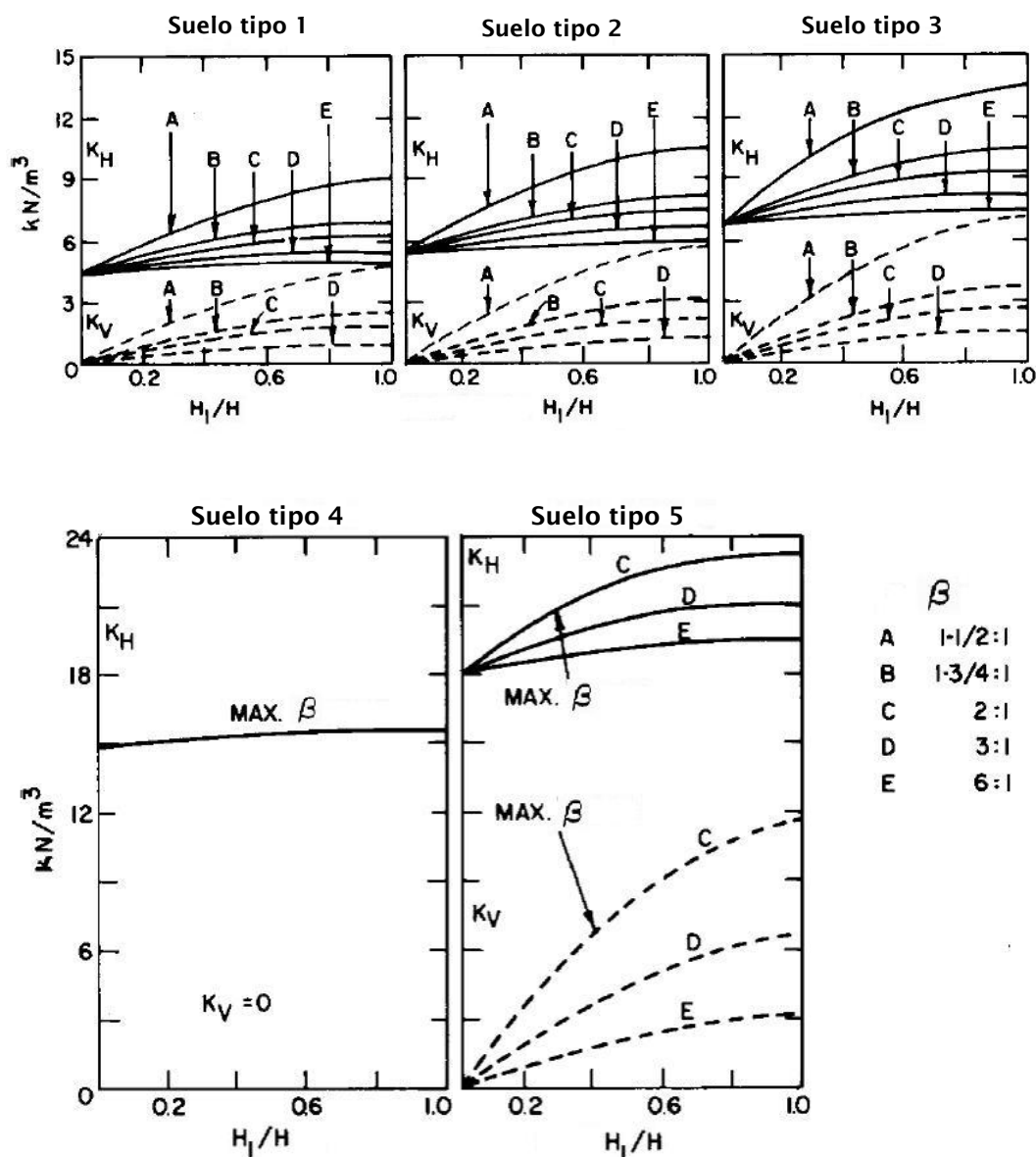


Figura 2.48: Ábacos para estimar la presión de tierras contra muros que soportan una superficie de relleno quebrada.

(Tomada de Raymond, 1997. *Lateral Pressure on Cantilever Walls*)

Cuando la superficie del relleno es horizontal y el muro vertical, pero la resultante de la presión de tierras no actúa horizontalmente sino que en un ángulo δ con respecto a la normal del muro, los empujes de tierras pueden ser estimados a partir de los ábacos presentados en la figura 2.49, que están basados en la teoría de Coulomb para diferentes valores de ϕ' y δ .

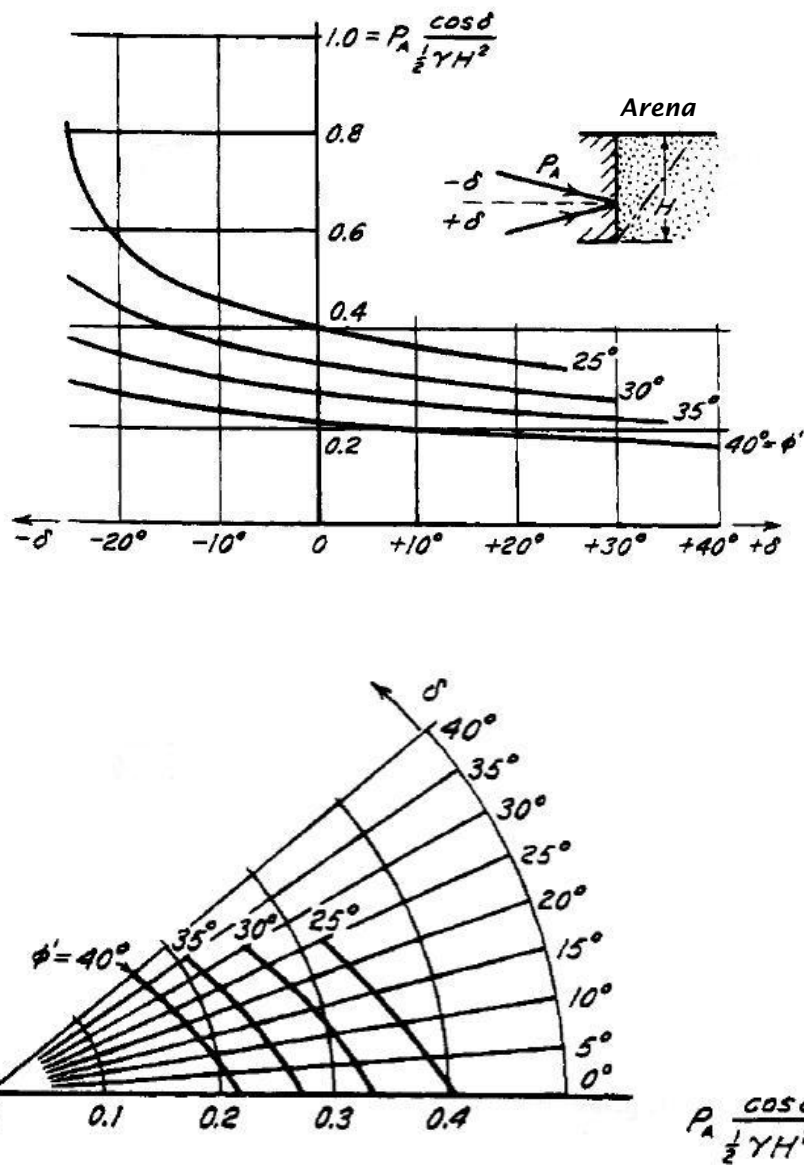


Figura 2.49: Estimación de empujes mediante ábacos basados en la teoría de Coulomb.

(Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)

2.5. DESPLAZAMIENTOS DE UN MURO DE CONTENCIÓN DEBIDO A LOS EMPUJES DEL TERRENO.

Los desplazamientos de un muro de contención producto de los empujes del terreno, pueden ser principalmente de giro alrededor del pie de la estructura, o bien de

traslación a través del terreno de cimentación. Su importancia radica en que ellos controlan en gran medida la magnitud de los empujes que se desarrollan sobre un muro, y como resultado de ello, influyen en la interacción suelo-estructura.

Algunos autores, como así también diversas normativas tanto de España como del extranjero, presentan valores representativos de los desplazamientos que se pueden generar, tanto para la condición activa como para la condición pasiva, en muros de contención de tierras convencional. Para el caso particular de muros empleados en obras de infraestructura viaria, son de especial interés los desplazamientos que se desarrollan para alcanzar la condición activa, dado que el empuje pasivo en la mayoría de los casos no es considerado en el dimensionamiento de la estructura.

Jiménez Salas et al (1981), presentan valores de desplazamientos tanto de giro como de traslación, que diversos autores han planteado para el desarrollo de la condición activa en muros de contención de tierras.

Cuando el giro ocurre alrededor del pie del muro, el desplazamiento máximo alcanzado puede oscilar, para suelos granulares densos, entre $3 \cdot 10^{-3} H$ y $16 \cdot 10^{-3} H$. Cuando el desplazamiento es de traslación, dicho valor puede oscilar entre $0,6 \cdot 10^{-3} H$ y $1,8 \cdot 10^{-3} H$. El valor del desplazamiento aumenta para suelos granulares sueltos, alcanzando valores comprendidos entre $0,7 \cdot 10^{-3} H$ y $0,02 H$.

Para el caso de arcillas fuertemente sobreconsolidadas y poco plásticas, la condición activa puede alcanzarse para desplazamientos cercanos a $0,4 \cdot 10^{-3} H$, mientras que en arcillas blandas los desplazamientos pueden ser del orden de $0,1\% H$ y $2\% H$. Estos valores son de interés en muros de contención de tierras del tipo contención o revestimiento (ver apartado 2.2), donde la estructura se apoya directamente sobre el terreno natural. Para el caso de muros de sostenimiento, el material de relleno de trasdós es seleccionado bajo ciertas condiciones geotécnicas, evitando siempre la colocación de materiales arcillosos que generen condiciones adversas de empujes.

Por otra parte, normativas de diseño como la ROM 0.5-05 o la NAVFAC-72, presentan gráficas obtenidas de estudios experimentales de desplazamientos máximos que se alcanzan en muros de contención de tierras. En la figura 2.50, se presenta la relación existente entre el empuje (para rellenos granulares) y los movimientos de rotación respecto al pie de un muro necesarios para alcanzar las condiciones activa y pasiva. Como puede observarse, el desplazamiento horizontal se representa en función de la altura del muro (desplazamiento relativo).

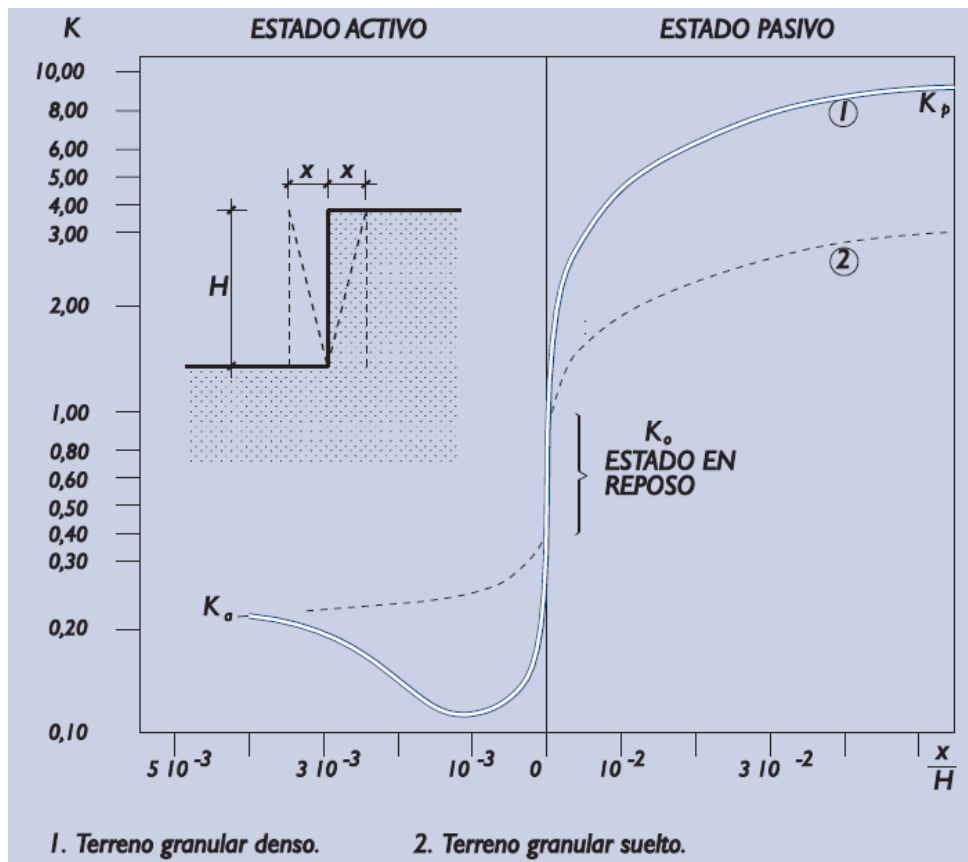


Figura 2.50: Relación entre el empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo (Tomada de la ROM 0.5-05, 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*)

De esta figura se desprende que, el desplazamiento necesario para alcanzar la condición activa es varias veces menor al necesario para que se desarrolle completamente la condición pasiva. De hecho, para alcanzar la condición activa basta con que se desarrolle un desplazamiento de $0,005H$ (0,5% de H), mientras que para

alcanzar la condición pasiva el desplazamiento necesario es superior a $0,03H$ (3% de H). Como resultado de este análisis se observa que la relación entre desplazamientos relativos, comparando las condiciones activa y pasiva, está en un rango comprendido entre 6 y 10, y que dicha relación se mantiene tanto para materiales densos como para materiales sueltos.

En la tabla 2.7 se presentan algunos valores de los desplazamientos relativos que se desarrollan tanto para la condición activa como para la condición pasiva, para suelos granulares como para suelos cohesivos. En esta tabla se resumen los valores presentados tanto en la ROM 0.5-05 y la NAVFAC-72. En ambos casos, los valores de desplazamiento se reducen en la medida que disminuye la compactación y rigidez del material.

Tabla 2.7: Valores del desplazamiento relativo de rotación para suelos arenosos y para suelos cohesivos.

Tipo de Relleno	Rotación x/H			
	NAVFAC-72		ROM 0.5-05	
	Estado Activo	Estado Pasivo	Estado Activo	Estado Pasivo
Granular denso	0,0005	0,002	10^{-3}	$2 \cdot 10^{-2}$
Granular suelto	0,002	0,006	$4 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo duro	0,01	0,02	10^{-2}	$2 \cdot 10^{-2}$
Cohesivo blando	0,02	0,04	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$

(Tomada de NAVFAC-72 y ROM 0.5-05)

Para el caso de terrenos granulares de densidad media, la ROM 0.5-05 presenta el resultado de otras experiencias relacionadas con los movimientos de rotación y traslación, necesarios para alcanzar la condición activa en muros de contención de tierras rígidos. Los valores de desplazamientos ahí presentados, son los siguientes:

Rotación alrededor de la cabeza = $0,002H$

Rotación alrededor del pie = $0,005H$

Traslación horizontal del muro = $0,001H$

siendo H la altura del muro.

Los valores presentados de los desplazamientos asociados a los empujes del terreno en general, se encuentran influenciados por el tipo de suelo y su grado de compactación. Los mayores desplazamientos se alcanzan en materiales cohesivos, aunque como se comentó anteriormente, no son de gran interés para los muros empleados en obras de infraestructura viaria. Para el caso de materiales granulares, que tienen mayor aplicación en estos casos, los desplazamientos aumentan en la medida que se reduce su grado de compactación, como así también en el caso de que se produzca traslación en el plano horizontal. Para casos prácticos se puede asumir que un desplazamiento del orden de $0,005H$ es adecuado para el dimensionamiento de un muro de contención de tierras.

Los valores de desplazamiento presentados en los párrafos precedentes pueden ser de directa aplicación a otros tipos de muros de contención de tierras, como puede ser las estructuras de tierra mecánicamente estabilizada, que por sus características estructurales actúan como estructuras de gravedad.

Con relación a este último punto, Elias et al (2001) comentan que en este tipo de muros las deformaciones asociadas a los esfuerzos actuantes se desarrollan durante su proceso constructivo, y que dichos movimientos horizontales dependen de los efectos que produce la compactación, el tipo de refuerzo utilizado (extensible o inextensible), la longitud del refuerzo, el sistema de conexión empleado entre panel y refuerzo, y el tipo de revestimiento empleado (acero, hormigón, etc.).

Para determinar el desplazamiento horizontal que se crea en muros de tierra mecánicamente estabilizada, proponen un método empírico, el cual se muestra en la

figura 2.51 y que está basado en el estudio realizado por Christopher et al (1990), el cual ha sido desarrollado para muros de 6 m de altura. Este curva empírica permite estimar el desplazamiento lateral de estos muros que se va a producir durante el proceso de compactación del relleno reforzado. Para tal efecto, han relacionado la razón existente entre la longitud de refuerzo y la altura del muro, con el desplazamiento relativo que experimentará el muro.

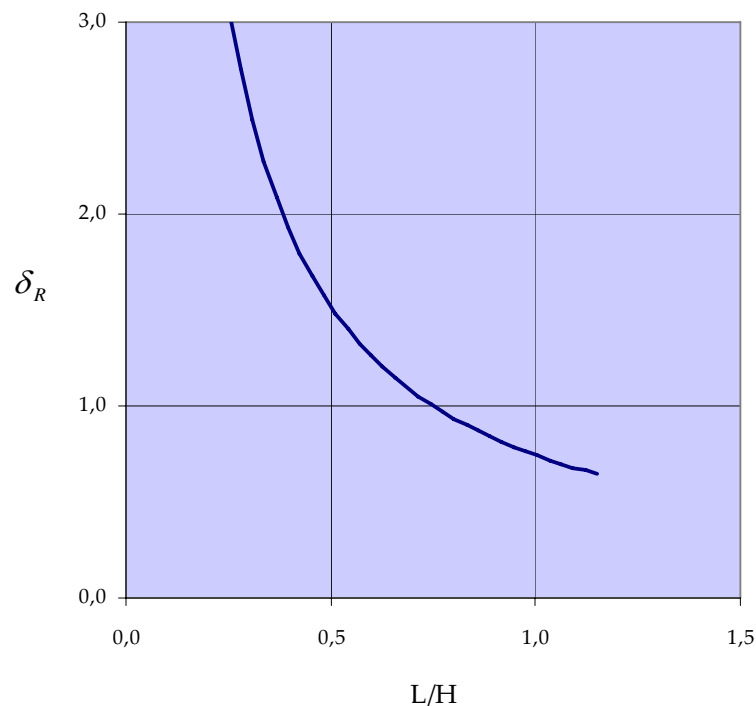


Figura 2.51: Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

(Tomada de Elias et al, 2001. *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines*)

El desplazamiento máximo a partir de esta curva se determina de la siguiente manera (si las armaduras de refuerzo son extensibles o inextensibles):

- Para armaduras extensibles

$$\delta_{\max} = \delta_R \cdot \frac{H}{75} \quad (2.56)$$

- Para armaduras inextensibles

$$\delta_{\max} = \delta_R \cdot \frac{H}{250} \quad (2.57)$$

siendo

H la altura del muro en mt.

δ_R el desplazamiento relativo obtenido empíricamente de la figura 2.51.

Elias et al (2001) comentan que aumentando la razón L/H desde un valor teórico de $0,5H$ hasta $0,7H$, el desplazamiento relativo δ_R puede disminuir hasta un 50%, lo cual se ve reflejado en el análisis de la figura 2.51. A partir de esto, es posible estimar el desplazamiento que puede alcanzar un muro de tierra mecánicamente estable para distintas configuraciones que incluyan distintas longitudes de armaduras en función de la altura del muro.

2.6. DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Un muro de contención de tierras correctamente proyectado debe satisfacer dos requisitos iniciales: primero, para hacer a la estructura segura contra falla por vuelco y asentamiento excesivo, la presión bajo la base no debe exceder a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación; además, la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de su base, o a lo largo de cualquier estrato débil debajo de su base. Segundo, toda la estructura, así como cada una de sus partes debe poseer la resistencia adecuada. Las presiones y

fuerzas correspondientes proporcionan la base para revisar la resistencia estructural máxima en diferentes secciones críticas (Peck et al, 2001).

El dimensionamiento de un muro de contención de tierras consiste en la definición preliminar de su geometría y de sus dimensiones mínimas, a partir del cual se realiza el estudio de estabilidad. En general, el procedimiento para el dimensionamiento es esencialmente de tanteos. Se suponen dimensiones provisionales antes de poder investigar la estabilidad o la resistencia estructural, para lo cual se pueden adoptar los criterios comentados en el apartado 2.6.1.3.

A partir de las dimensiones inicialmente definidas, se realiza un cálculo de estabilidad de la estructura, que dependiendo del tipo de muro puede ser tanto externa como interna. En función de los resultados obtenidos, se evalúa la necesidad de modificar algunas de las dimensiones, antes de obtener un proyecto satisfactorio. En este sentido, los factores que más influyen en la definición geométrica de un muro de contención de tierras, son los siguientes:

- Tipo y altura del muro.
- Magnitud del empuje.
- Existencia de sobrecargas.
- Inclinación del relleno del trasdós.
- Calidad del terreno de cimentación.

Para dimensionar apropiadamente un muro de contención de tierras, es necesario conocer los parámetros básicos del suelo (peso específico volumétrico, ángulo de fricción interna y cohesión) retenidos detrás del muro y del suelo debajo de la base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño. Además, para el caso particular de las estructuras de tierra mecánicamente estabilizada, es necesario definir la interacción del relleno reforzado con las armaduras de refuerzo, la cual se define a partir de los parámetros mecánicos del material que es empleado para este objetivo.

2.6.1. Consideraciones generales para el diseño de muros de contención

El dimensionamiento de un muro de contención de tierras debe incluir, además de su diseño estructural, recomendaciones sobre los materiales de relleno que deben ser dispuestos en el trasdós de la estructura (caso de muros convencionales y prefabricados) y en el suelo reforzado (caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada) y definición de los sistemas de drenaje que permitan eliminar eventuales empujes hidrostáticos por presencia de flujos de agua.

2.6.1.1. Materiales de relleno de trasdós y suelo reforzado

Según Terzaghi, Peck y Mesri (1996), el término “relleno” se refiere generalmente a todos los materiales soportados lateralmente por el muro o estructura de contención. Estos autores presentan una clasificación de los distintos tipos de suelos que pueden ser empleados como material de relleno en muros de contención de tierras, y que se detalla en la tabla 2.8. En esta tabla, los suelos de mejores propiedades geotécnicas para ser empleados con tales propósitos son clasificados como tipo 1.

En general, los materiales más apropiados para ser empleados en rellenos de trasdós de muros de contención son los suelos permeables de grano grueso, con bajos o nulos contenidos de limos y arcillas (suelos tipo 1). Estos suelos, como pueden ser las arenas y las gravas, presentan ciertas ventajas como son: drenan fácilmente, no son susceptibles a los efectos de las heladas y no pierden estabilidad con el paso del tiempo.

Tabla 2.8: Tipos de rellenos para muros de retención.

Tipo	Clase de relleno
1	Suelo granular grueso sin presencia de partículas de suelo fino, muy permeable (arenas limpias o gravas).
2	Suelo de grano grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas de tamaño limo.
3	Suelo residual con piedras, arena limosa fina y material granular, con importante contenido de arcilla.
4	Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos, o arcillas limosas.
5	Arcilla media o firme.

(Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)

Por su parte, el uso de materiales menos apropiados como pueden ser los suelos de grano fino con contenidos de limos y arcillas superiores a 5%, pueden generar un aumento en la presión de tierras en el trasdós del muro y por consiguiente, aumentar el costo de la estructura (suelos tipo 2 y 3). Además, estos materiales no pueden drenarse fácilmente, pueden verse alterados por el efecto de la helada y pueden experimentar una disminución de su resistencia al corte cuando aumenta su contenido de humedad.

Las arcillas rígidas, limos arcillosos o suelos orgánicos, pueden experimentar aumentos de volumen al entrar en contacto con el agua, generando mayores presiones y movimientos progresivos del muro (suelos tipo 4 y 5). Además, en el caso de presentarse abertura de grietas en la superficie del terreno, en caso de lluvias el agua puede penetrar con facilidad, produciéndose presiones hidrostáticas superiores a las de las tierras.

Los materiales de relleno empleados en los proyectos de muros de contención de tierras son generalmente obtenidos de excavaciones o préstamos cercanos a la obra, y sus propiedades no son conocidas cuando se realiza el diseño de la estructura. En este caso, es recomendable ajustar el diseño por la posibilidad de que se genere un

incremento de la presión de tierras en el trasdós si se utilizan materiales de características geotécnicas inferiores a las especificadas en el diseño.

En el caso del suelo reforzado, empleado en muros de tierra mecánicamente estabilizada, diversas guías de diseño y normativas entregan recomendaciones mínimas de los materiales que deben ser utilizados en combinación con los elementos de refuerzos, que son introducidos en estas estructuras. Estos materiales deben cumplir criterios mínimos de diseño que reduzcan los problemas de degradación que pueden producirse en los elementos de refuerzo.

En España, el *Manual para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de Suelo Reforzado* señala que en el caso de empleo de armaduras metálicas de gran resistencia, es aconsejable utilizar rellenos granulares que aseguren un alto rozamiento, tanto interno como de contacto con las armaduras. En el caso de geosintéticos, los criterios mínimos de diseño pueden ser algo menores, aunque es recomendable emplear en todo caso suelos clasificados como adecuados según el PG3^{2.8}.

Para este tipo de obras deben emplearse materiales con contenidos de arcilla y/o limo menores a un 15%, dado que valores mayores pueden afectar a la permeabilidad del suelo reforzado o crear problemas de fluencia, asentamiento o resistencia. Además, debe verificarse que el ángulo de rozamiento interno (ϕ) del material no sea inferior a 25°. Junto a estos requerimientos, estos materiales deben cumplir ciertas propiedades físico-químicas que se presentan en la tabla 2.9.

^{2.8} Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares para Obras de Carreteras, 2002.

Tabla 2.9. Propiedades físico-químicas para suelo reforzado.

Propiedad	Unidad	Valores recomendados	
Resistividad eléctrica	(Ω cm)	1000*	3000**
pH	-	5-10	
Contenido materia orgánica	(mg/kg)	< 100	
Contenido de cloruros (Cl ⁻)	(mg/kg)	$\leq 200^*$	$\leq 100^{**}$
Contenido de sulfatos (SO ₄ ⁻)	(mg/kg)	$\leq 1000^*$	$\leq 500^{**}$

* Obras secas.

** Obras saturadas.

2.6.1.2. Sistemas de drenaje

La acumulación de agua que se puede almacenar en el trasdós de muros de contención en períodos de lluvias intensas, puede provocar un aumento de los esfuerzos (empujes) sobre la estructura, en general de tipo hidrostático, que dan como resultado problemas de inestabilidad o falla del muro. Jimenez Salas et al (1981) a partir de investigaciones desarrolladas por Teng (1972) y Tillmann (1948), planteó que un 33% de los accidentes ocurridos en muros rígidos habían sido ocasionados por la ausencia o fallo del sistema de drenaje.

Los sistemas de drenaje tienen como propósito drenar el agua del trasdós de muros de contención, para evitar o eventualmente reducir el empuje hidrostático debido a la presencia de esta. El sistema de drenaje más sencillo lo constituyen tubos conocidos como mechinales (o barbacanas), que tienen un diámetro de 15 ó 20 cm empotrados en el muro, con espaciamiento vertical y horizontal de 1,50 m.

También se emplean sistemas de drenaje continuo en el trasdós constituidos por materiales granulares, tal como lo muestra la figura 2.52 (a). Este sistema, empleado en muros de gravedad, se adosa completamente a su trasdós y permite el drenaje continuo del agua por toda la altura del muro. Sin embargo, la filtración del agua que se crea hacia el sistema de drenaje puede ocasionar un empuje adicional en la

estructura, debido a la componente horizontal de la filtración, la cual puede ser eliminada mediante la construcción de un sistema de drenaje inclinado tal como se muestra en la figura 2.52 (b).

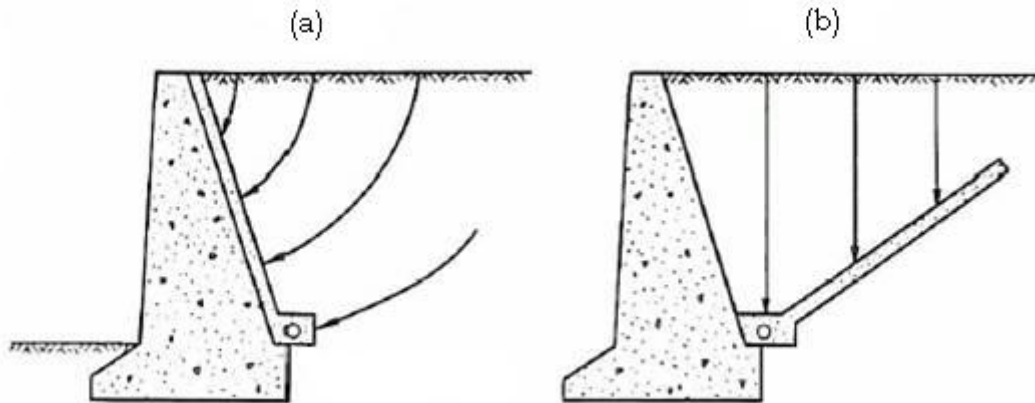


Figura 2.52: Sistemas de drenaje con materiales granulares.

En los muros de tierra mecánicamente estabilizada, los sistemas de drenaje están constituidos preferentemente por materiales granulares de drenaje libre (tipo 1, tabla 2.8) formando una cuña de relleno tal como se muestra en la figura 2.53. Dado que el revestimiento exterior de estas estructuras está formado por segmentos articulados, las juntas que se crean entre los sistemas permiten el drenaje del agua que pueda acumularse en el suelo reforzado.

En la actualidad el empleo de geosintéticos permite realizar el drenaje del agua a través de elementos de reducido espesor y de fácil instalación. Uno de estos materiales lo constituyen los geocompuestos con georred drenante, que están constituidos por dos hilos superpuestos de polietileno de alta densidad (PEAD), formando canales con alta capacidad de evacuación de agua. Las georredes llevan incorporados uno o dos geotextiles no tejidos, normalmente de polipropileno (PP), que actúan como elementos separadores y protectores, drenando el agua y evitando el escape de finos. Pueden ser empleados tanto en muros convencionales como en muros de tierra mecánicamente estabilizada

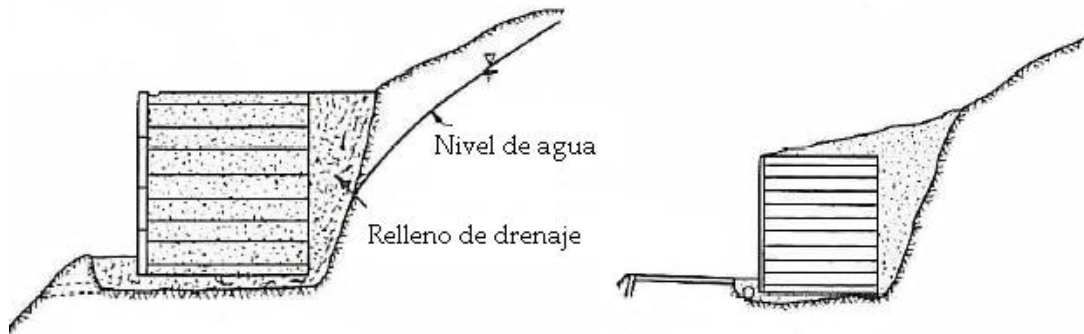


Figura 2.53: Sistema de drenaje de muros de tierra mecánicamente estabilizado.

2.6.1.3. Definición geométrica de muros de contención de tierras

Diversos autores plantean recomendaciones para la definición de las dimensiones mínimas que deben ser establecidas inicialmente para el dimensionamiento de los muros de contención de tierras. Así, por ejemplo, Lancellotta (1987), Jimenez Salas et al (1976) y, Berry y Reid (1993), recomiendan emplear los criterios de dimensionamiento para estructuras de contención convencionales, para muros de gravedad y en ménsula mostrados en la figura 2.54.

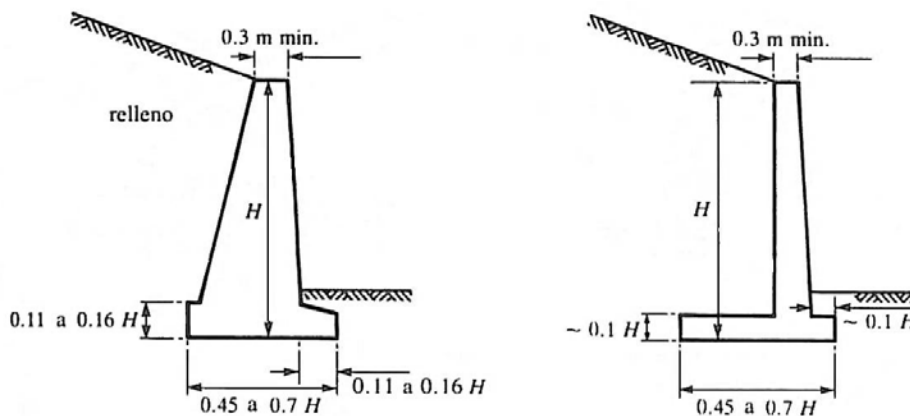


Figura 2.54: Dimensionamiento de estructuras de contención de gravedad y en ménsula.

(Tomada de Berry y Reid, 1993. *Mecánica de Suelos*)

Para el caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada (Schlosser, 1972; Pálossy et al, 1993; AASHTO, 1996; Das, 2001; Elias et al, 2001), el dimensionamiento inicial considera determinar una longitud mínima de la armadura de refuerzo en función de la altura de muro y la separación tanto vertical como horizontal de ellas.

Para la longitud de las armaduras, en general se trabaja con un criterio de diseño considerando lo siguiente:

$$L \geq 0,7 \cdot H \text{ y no menor que } 2,4 \text{ m para tiras y parrillas de refuerzo.}$$

La separación tanto vertical (S_v) como horizontal (S_h) que tendrán las armaduras de refuerzo en el contacto con las placas de revestimiento, tal como se comentara en el apartado 2.2.4, puede ser inicialmente igual a 0,75 m, aunque posteriormente puede cambiar de acuerdo a los resultados que se obtengan en el dimensionamiento del muro.

2.6.2. Evaluación de la estabilidad de un muro de contención de tierras

La evaluación de la estabilidad de un muro de contención de tierras tiene como objetivo principal, valorar el comportamiento de la estructura ante los esfuerzos a los que se verá sometida, y a partir de ello, determinar si es estable o no ante la acción de dichas solicitaciones. Estas solicitaciones, también denominadas *acciones*, son obtenidas a partir de las teorías de empujes de tierras comentadas en los apartados anteriores, y en la actualidad vienen definidas en distintas normativas que son de directa aplicación para el dimensionamiento de muros en España.

La estabilidad de los muros de contención de tierras se realiza siempre comparando las acciones que tienden a estabilizar la estructura con aquellas que tienden a desestabilizarla, obteniéndose finalmente un factor de seguridad que es comparado con valores mínimos que son presentados en diversos libros de Mecánica de Suelos,

que son comúnmente denominados *coeficientes de seguridad globales*. Según Bauzá (2007), en los proyectos geotécnicos es usual emplear un coeficiente de seguridad único que engloba la imprecisión que ha de considerarse tanto en las acciones como en las resistencias, lo cual da una medida indirecta de la fiabilidad de la estructura frente a un modo de fallo concreto.

Actualmente, diversas normativas a nivel europeo y algunas en España han incorporado un nuevo concepto para la evaluación geotécnica de la estabilidad de estructuras, mediante la aplicación de los *coeficientes de seguridad parciales*. La utilización de los coeficientes de seguridad parciales implica que la verificación del dimensionado de la estructura se debe realizar aplicando, por un lado, coeficientes que mayoren los efectos de las acciones sobre la estructura y, por otro, coeficientes que minoren la resistencia del terreno, con el propósito de considerar la incertidumbre asociada a los valores representativos que son empleados para el dimensionamiento de un muro de contención de tierras.

Sin embargo, la aplicación de estos coeficientes para cada situación de diseño requiere experiencia para establecer los valores concretos de cada coeficiente, la cual aún no se dispone en su totalidad en el área geotécnica (Bauzá, 2007),

Entre las normativas que pueden ser actualmente empleadas para el dimensionamiento de muros de contención de tierras, se encuentran:

- A nivel europeo: Eurocódigo 7. Diseño Geotécnico, parte 1 - Normas Generales.
- En España: DB ES-C. Seguridad Estructural de Cimientos - Código Técnico de la Edificación.

La aplicación del DB ES-C solo se restringe a muros convencionales, indicándose en su apartado 6.1.2 que los muros de tierra mecánicamente estabilizada (según señala esta normativa, muros de suelo reforzado), no están considerados para la aplicación de

dicha normativa, por contar con métodos de diseño específicos para este tipo de muros. Por su parte el Eurocódigo 7 señala, en su apartado 9.1.2.1, que es de aplicación dicha normativa a muros de gravedad, muros embebidos y estructuras de contención compuestas (es decir, muros de tierra mecánicamente estabilizada).

Tanto el Eurocódigo 7 como el DB ES-C, definen las siguientes acciones que deben ser consideradas, al menos, para el dimensionamiento de un muro de contención de tierras:

- El peso propio del elemento de contención, de acuerdo con el material previsto para su ejecución.
- El empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la posición del nivel freático (si existiera).
- Los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración.
- Las sobrecargas sobre el muro de contención o sobre el terreno del trasdós (p.e. las debidas a cargas de tráfico).
- Los efectos sísmicos, cuando sea necesaria su previsión por la zona de emplazamiento del muro.
- Excepcionalmente, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua del suelo, los inducidos por la compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.

Ambas normativas definen tres tipos de situaciones que se pueden desarrollar en relación a las acciones, las cuales son: acciones permanentes, acciones variables y acciones extraordinarias o accidentales. Además, el Eurocódigo 7 diferencia entre acciones de tipo permanentes que pueden ser favorables y no favorables, y acciones variables que son principalmente no favorables. Para cada una de estas situaciones, dicho Eurocódigo define las siguientes acciones:

Tabla 2.10: Acciones consideradas en Eurocódigo 7 para distintas situaciones.

Situaciones según EC-7	Acciones a considerar
Acciones permanentes favorables	Peso propio de la estructura Peso propio del relleno de trasdós
Acciones permanentes no favorables	Empuje debido al relleno Empuje debido a la presencia de agua
Acciones variables no favorables	Sobrecargas existentes
Acciones accidentales	Acción de un sismo Efecto de la compactación

Considerando estas acciones, el análisis de estabilidad de un muro de contención desde un punto de vista geotécnico, según se define en las normativas anteriormente mencionadas, se debe realizar a partir de la definición de dos estados límites (DB ES-C, 2005): *estados límites últimos*, asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural del muro; y, *estados límites de servicio*, asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio.

Para estados límites últimos, el análisis de estabilidad de muros de contención de tierras se realiza bajo dos conceptos: análisis de estabilidad externa, común para todo tipo de muros; y, análisis de estabilidad interna, el cual se realiza principalmente en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Para el análisis de estabilidad externa, las principales comprobaciones que han de realizarse son las siguientes:

- Estabilidad al deslizamiento.
- Estabilidad al vuelco
- Estabilidad al hundimiento.
- Estabilidad global.

Para el análisis de estabilidad interna, dado que como se comentó anteriormente se efectúa en muros de tierra mecánicamente estabilizada, las principales comprobaciones que han de realizarse son las siguientes:

- Resistencia a la rotura del material de refuerzo.
- Resistencia a la adherencia (en inglés denominado *pullout*) del material de refuerzo.

Para el caso de los estados límites de servicio, se deben considerar las siguientes comprobaciones:

- Movimientos y deformaciones del muro de contención.
- Asientos y giros del elemento estructural en relación a los movimientos del terreno.

En los siguientes apartados, se desarrollarán los estudios de estabilidad para estados límites últimos que son lo que llevan en mayor medida al fallo estructural de los muros de contención de tierra y que entregan, por lo tanto, los valores más críticos del dimensionamiento de la estructura.

2.6.3. Evaluación de la estabilidad externa

2.6.3.1. Consideraciones generales

Como se comentó anteriormente, la evaluación de la estabilidad externa de un muro de contención de tierras se realiza analizando cuatro estados límites últimos, los cuales se detallan en la figura 2.55. Para el caso particular del análisis de estabilidad global, este se realiza mediante la aplicación de las teorías de estabilidad de taludes, considerando la falla conjunta del terreno de apoyo y el elemento estructural dentro de un círculo potencial de deslizamiento. Generalmente, este tipo de fallas se produce en aquellos

muros que son ubicados en terrenos de apoyo de baja calidad geotécnica, como puede ser el caso de terrenos compresibles.

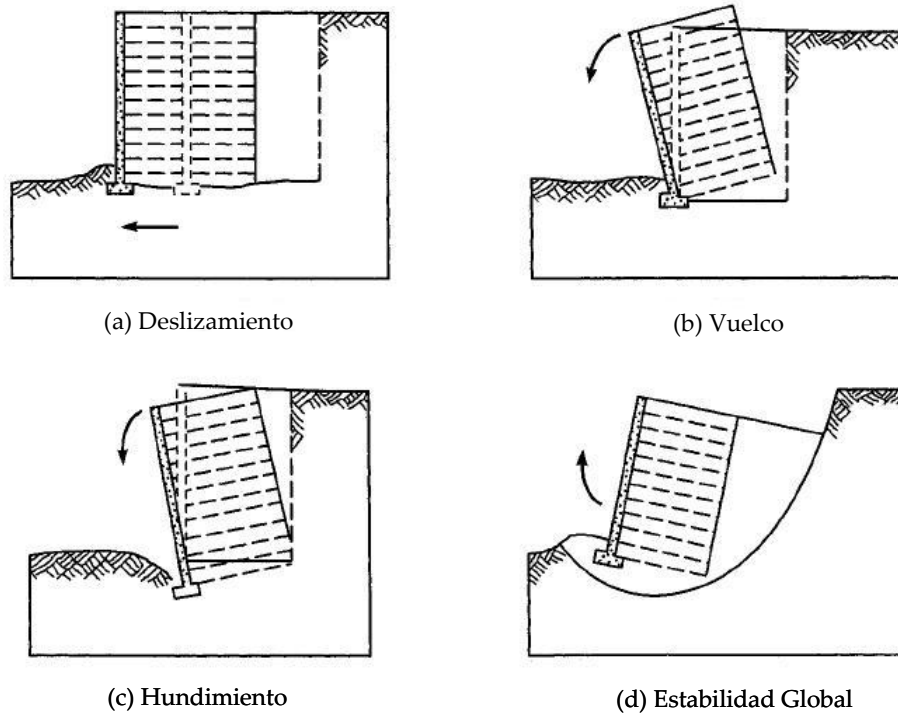


Figura 2.55: Comprobación de la estabilidad externa de muros de contención de tierras

Para la comprobación de la estabilidad, en muchos muros de contención de tierras se adopta una simplificación con relación a la zona del trasdós donde se desarrolla la aplicación del empuje activo del relleno y de las acciones actuantes, el que es presentado en la figura 2.56 para tres tipologías de muros.

Dado que en muros convencionales, como son los casos (a) y (b), las tierras ubicadas inmediatamente en el trasdós se apoyan directamente en la parte posterior del cimiento (talón), las cuales colaboran en la estabilidad del muro, es razonable asumir que los empujes del relleno actúan sobre una línea imaginaria²⁹ que es trazada desde la parte posterior del talón hacia la parte superior del relleno (representado en dichas figuras por la línea *ab*). Para muros de tierra mecánicamente estabilizada, el trasdós del muro

²⁹ Esta línea imaginaria es denominada trasdós virtual.

coincide con la longitud de las armaduras de refuerzo, y como consecuencia, con la línea imaginaria asumida para las otras dos tipologías.

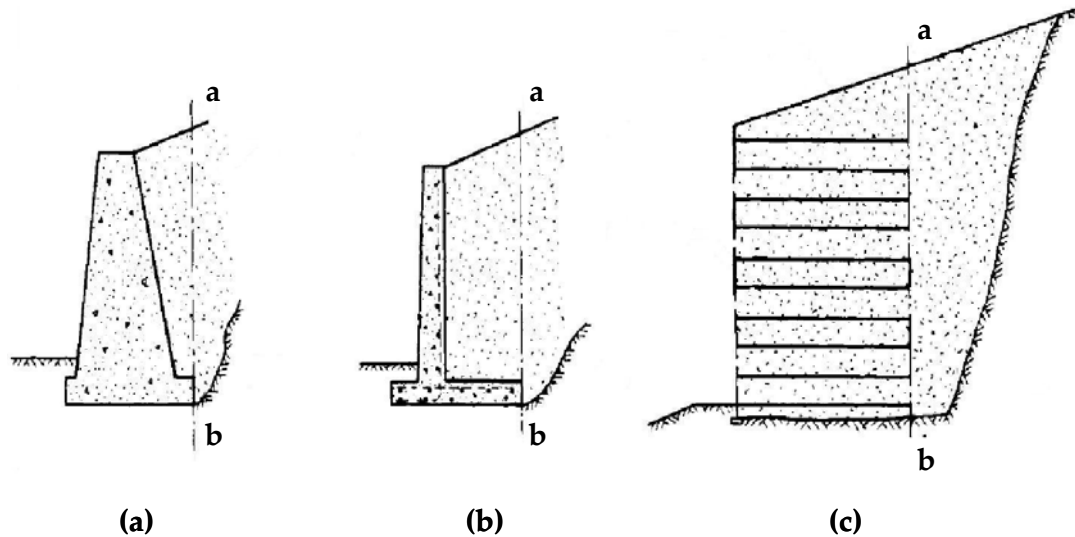


Figura 2.56: Ubicación de los empujes en el trasdós de muros: (a) muros de gravedad; (b) muros tipo ménsula; (c) muros de tierra mecánicamente estabilizada. (Tomada de Terzaghi et al, 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*)

Considerando que el trasdós virtual ab definido es vertical, la presión lateral de tierras activa puede ser obtenida directamente mediante la aplicación de la teoría de Rankine. En este sentido, Jiménez Salas et al (1981), Clayton et al (1993), Das (2001) y Trenter (2004), comentan que la determinación de la presión de tierras a partir de la aplicación de la teoría de Rankine, es teóricamente correcta para los casos (a) y (b), debido a que una cuña de terreno queda rígidamente unida al muro, lo cual ha sido observado experimentalmente en muros ménsula que han experimentado movimientos de importancia (Biarez et al, 1971).

Tanto Jiménez Salas et al (1981) como Trenter (2004), hacen recomendaciones al respecto para que la cuña que se genera en el trasdós no corte el alzado del muro, y en caso de cortarlo, adoptar los procedimientos necesarios para una determinación más exacta de los empujes en el trasdós. En este sentido, la figura 2.57 muestra la aplicación del empuje en el trasdós virtual ab definido para un muro tipo ménsula y la cuña de

deslizamiento OAC que se crea por la aplicación de la teoría de Rankine. La cuña de terreno a la derecha de OA es la que se mantiene rígidamente unida a la estructura.

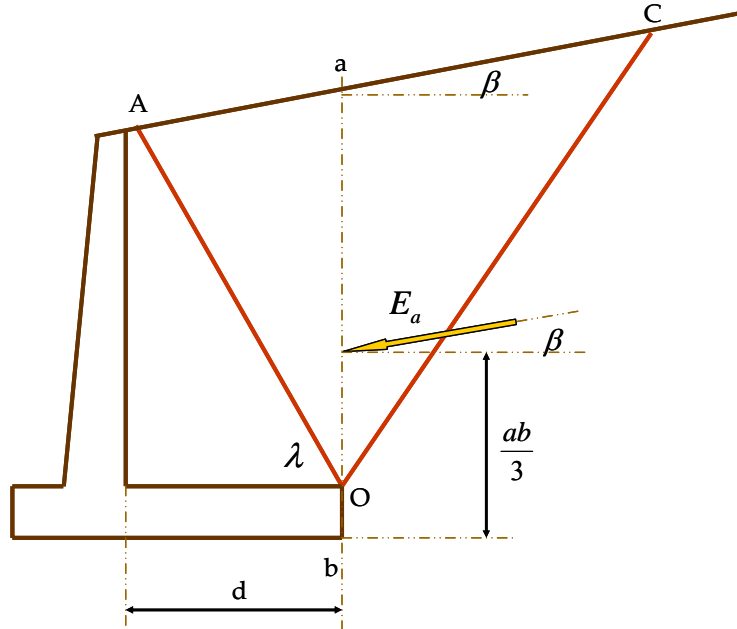


Figura 2.57: Recomendaciones sobre la aplicación de los empujes de tierras mediante la teoría de Rankine en muros ménsula.

Clayton et al (1993) proponen que, para que el plano OA correspondiente a la cuña de deslizamiento OAC no corte el alzado del muro, d debe determinarse mediante las siguientes expresiones

$$d \geq H \cdot \cot \lambda$$

siendo H la altura del muro, y

$$\lambda = 45 + 0,5 \cdot (\phi' - \beta + \chi) \quad (2.58)$$

donde

$$\chi = \text{sen}^{-1} \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen} \phi'} \quad (2.59)$$

Cuando el relleno del trasdós es horizontal, $\beta = \chi = 0$ y por lo tanto $\lambda = 45 + \frac{\phi'}{2}$, que corresponde a la solución de la cuña activa de Rankine. En el caso de que el plano de discontinuidad OA corte el alzado del muro, se puede adoptar el procedimiento descrito en la figura 2.58.

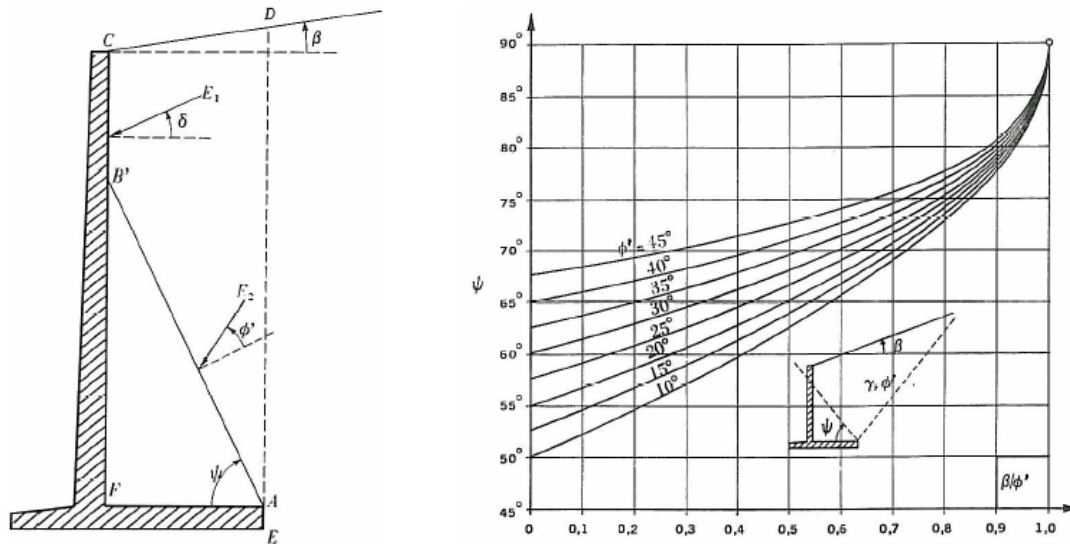


Figura 2.58: Empujes sobre muro ménsula cuando el plano de discontinuidad corta el alzado del muro.

(Tomada de Jiménez Salas et al, 1981. *Geotecnia y Cimientos II*)

Para el caso (c) de la figura 2.56 correspondiente a muros de tierra mecánicamente estabilizada, la aplicación del empuje activo en el trasdós de la estructura puede ser realizado directamente mediante la aplicación de la teoría de Rankine, dado que en general este tipo de muros presenta un trasdós vertical en la zona final de las armaduras de refuerzo, que es donde llegan todos los empujes debido a las acciones definidas en el apartado 2.6.2.

La evaluación de la estabilidad externa para los cuatro estados límites últimos definidos anteriormente, es común tanto para muros convencionales como para muros de tierra mecánicamente estabilizada, donde los materiales compuestos pueden tener

mayor aplicación. Ambos tipos de muros trabajan como estructuras de gravedad, y las consideraciones que se realizan tanto para acciones solicitantes como para acciones resistentes presentan las mismas hipótesis.

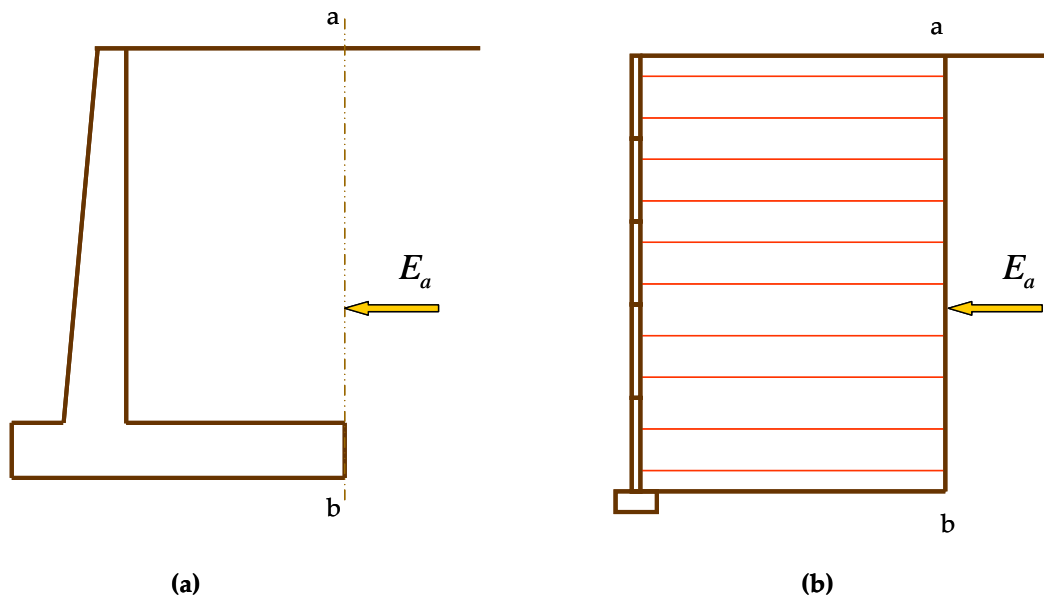


Figura 2.59: Aplicación de empujes sobre muros: (a) muro tipo ménsula; (b) muro de tierra mecánicamente estabilizada.

2.6.3.2. Verificaciones a efectuar para estados límites últimos

Las actuales normativas indican que para estados límites últimos, se deben verificar las siguientes condiciones:

- Verificación del estado límite de equilibrio estático (definido como EQU en el Eurocódigo 7).
- Verificación de los estados límites de resistencia (definidos como GEO/STR en el Eurocódigo 7, que diferencia entre los aspectos geotécnicos y de resistencia estructural).

Para la verificación del equilibrio estático, que para muros de contención de tierras está asociado al cálculo de la estabilidad al vuelco, se debe cumplir que el valor de cálculo de las acciones desestabilizadoras sea siempre menor o igual al valor de cálculo de las acciones estabilizadoras, mediante la siguiente relación

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Por su parte, la verificación de la resistencia, que corresponde a los estados límites últimos de deslizamiento, hundimiento y estabilidad global, debe comprobar que el valor de cálculo del efecto de las acciones sea siempre menor o igual al valor de cálculo de la resistencia del terreno, mediante la siguiente relación

$$E_d \leq R_d$$

Ambas verificaciones son establecidas tanto en el Eurocódigo 7 como en el DB ES-C. Además, la definición de todas estas variables implica la aplicación de coeficientes de seguridad parciales, que son aplicados al valor de cálculo del efecto de las acciones como al valor de cálculo de la resistencia del terreno. Como comenta Bauzá (2007), la aplicación de los coeficientes de seguridad parciales se debe considerar allí donde aparezca una incertidumbre, situación que no es considerada en los coeficientes de seguridad globales que se han empleado ampliamente para el dimensionamiento geotécnico de estructuras.

A partir de esto, el valor de cálculo del efecto de las acciones para cada situación de dimensionado se debe determinar a partir de la siguiente expresión:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left(F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right) \quad (2.60)$$

o bien,

$$E_d = E \left(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right) \quad (2.61)$$

donde

- F_{repr} es el valor representativo de las acciones;
- X_K es el valor característico de los materiales;
- a_d es el valor de cálculo de los datos geométricos;
- γ_E es el coeficiente parcial para el efecto de las acciones;
- γ_F es el coeficiente parcial para las acciones;
- γ_M es el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

Por su parte, el valor de cálculo de la resistencia del terreno se define mediante la siguiente expresión:

$$R_d = R \left(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right) \quad (2.62)$$

o bien,

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R(\gamma_F \cdot F_{repr}; X_K; a_d) \quad (2.63)$$

donde

- γ_R es el coeficiente parcial de resistencia.

Los factores de seguridad parciales definidos en ambas normativas y que han sido presentados en las formulaciones anteriores, son presentados en el Anejo A, donde se

detalla además las combinaciones de acciones recomendadas por el Eurocódigo 7 y que no son desarrolladas en el DB ES-C.

2.6.3.3. Estabilidad al vuelco

En la evaluación de la estabilidad al vuelco de todo muro de contención de tierras, se debe verificar que

$$\sum M_{dst} \leq \sum M_{est}$$

donde

- $\sum M_{dst}$ corresponde a la sumatoria de los momentos que tienden a desestabilizar al muro.
- $\sum M_{est}$ corresponde a la sumatoria de los momentos que tienden a estabilizar al muro.

Así, es posible determinar un factor de seguridad contra falla por vuelco a partir de la siguiente expresión

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{dst}} \quad (2.64)$$

Todas las acciones que permiten determinar los momentos antes señalados, deben ser referidos a un eje de giro, adoptándose comúnmente para este tipo de estructuras, la arista exterior de la cimentación del muro (Moreno, 2007). Un esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco a partir de algunas acciones, es presentado en la figura 2.60.

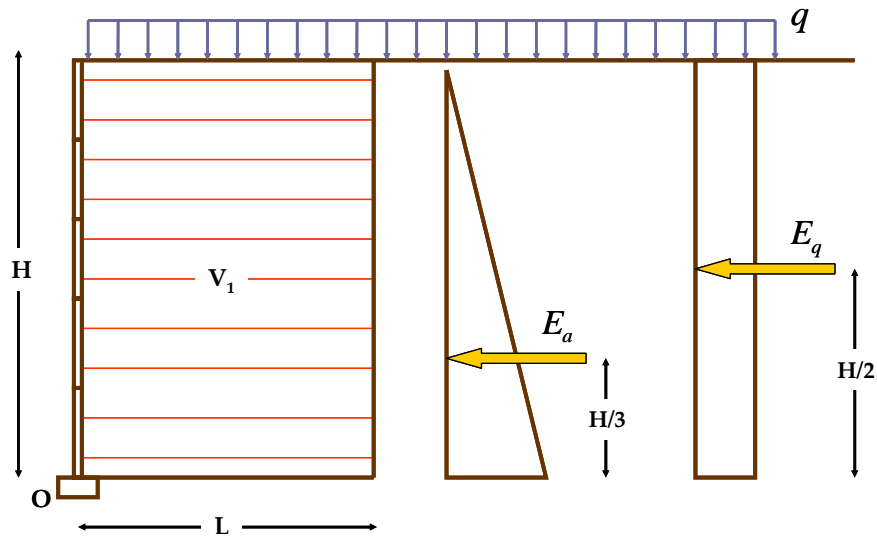


Figura 2.60: Esquema para la determinación de la estabilidad al vuelco de un muro de contención de tierras.

El factor de seguridad a partir de las acciones presentadas en la figura 2.60, es obtenido como sigue

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{dst}} = \frac{V_1 \cdot (L/2) + q \cdot (L/2)}{E_a \cdot (H/3) + E_q \cdot (H/2)} \quad (2.65)$$

El DB ES-C (2005) señala que puede prescindirse de esta comprobación cuando el resultante de las fuerzas que actúan sobre el muro, incluido su peso propio, tenga su punto de aplicación dentro del núcleo central de su base, la cual es definida para bases rectangulares como $B/3$ ó $L/3$, si se trata de muros convencionales o muros de tierra mecánicamente estabilizada respectivamente.

2.6.3.4. Estabilidad al deslizamiento

En la evaluación de la estabilidad al deslizamiento de todo muro de contención de tierras, se debe verificar que

$$\sum F_{dst} \leq \sum F_{est}$$

donde

- $\sum F_{dst}$ corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a desestabilizar al muro.
- $\sum F_{est}$ corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a estabilizar al muro.

Así, es posible determinar un factor de seguridad contra falla por deslizamiento a partir de la siguiente expresión

$$FS = \frac{\sum F_{est}}{\sum F_{dst}} \quad (2.66)$$

Para determinar las F_{est} y las F_{dst} , es necesario estudiar la estabilidad al deslizamiento a nivel del terreno de cimentación. En este caso, las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la estructura corresponden a los empujes horizontales que actúan en su trasdós, mientras que aquellas fuerzas que tienden a resistir dicho deslizamiento están referidas a la interacción suelo-estructura que se produce en el contacto de la cimentación en función de la resistencia al corte del suelo.

Para el caso general de suelos que presentan fricción y cohesión, la sumatoria de F_{est} puede ser obtenida a partir de la ecuación de la resistencia al corte de los suelos, mediante la siguiente expresión

$$F_{est} = (B \text{ ó } L) \cdot c^* + \sum F_v \cdot tg\delta \quad (2.67)$$

donde

- B ó L corresponde al ancho de la cimentación del muro (muros convencionales y muros de tierra mecánicamente estabilizada respectivamente).
- c^* es la cohesión reducida del terreno de cimentación, que según el DB ES-C puede ser igual a $0,5 \cdot c'$, siendo c' la cohesión efectiva del terreno de cimentación.
- $\sum F_v$ que corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas verticales que actúan a nivel de cimentación.
- δ es la fricción que se desarrolla entresuelo y cimientto, y que puede adoptar los valores presentados en la tabla 2.3.

El factor de seguridad al deslizamiento puede ser obtenido a partir de la siguiente expresión, considerando las acciones presentadas en la figura 2.60

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(B \text{ ó } L) \cdot c^* + \sum F_v \cdot \text{tg} \delta}{E_a + E_q} \quad (2.68)$$

El DB ES-C (2005) señala que, este estado límite último debe comprobarse tan sólo en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sobre el muro sea mayor del 10% de la carga vertical total.

2.6.3.5. Estabilidad al hundimiento

Esta comprobación se realiza a partir de las teorías habituales de la presión de hundimiento. Para el caso del dimensionamiento de muros convencionales, se adopta la expresión general de Brinch-Hansen.

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.69)$$

donde

- q_u es la capacidad de carga última del suelo de cimentación.
- N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga.
- γ_2 y c_2 corresponden a los parámetros del suelo de cimentación.
- F_{cd} , F_{ci} , F_{qd} , F_{qi} , $F_{\gamma d}$, $F_{\gamma i}$ son los factores de forma, profundidad e inclinación de la cimentación.
- q es igual a $\gamma_2 \cdot D$.
- B' es igual a $B - 2 \cdot e$.
- e es la excentricidad.

La comprobación al hundimiento de un muro de contención de tierras convencional aplicando, debe ser obtenida según la siguiente expresión

$$\frac{q_u}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 3,0$$

$\sigma_{m\acute{a}x}$ puede ser obtenido como

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.70)$$

siendo e la excentricidad o distancia desde el centro al punto de aplicación de la resultante de cargas en la base.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{est} - \sum M_{dst}}{\sum F_v} < \frac{B}{6} \quad (2.71)$$

Para el caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada, según Terzaghi et al (1996), se adopta una aproximación en la que se asume que la presión de contacto $\sigma_{m\acute{a}x}$

se encuentra uniformemente distribuida sobre un área que se extiende desde la cara exterior del muro en una distancia $L - 2 \cdot e$. Esta aproximación, para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones bajo cargas excéntricas, fue desarrollada por Meyerhof en 1953. A partir de esta consideración, la tensión vertical máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$ sobre la cimentación es obtenida por

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot e} \quad (2.72)$$

Para la determinación de la excentricidad e , B debe ser reemplazado por L en la expresión 2.71. Para ambos casos, el factor de seguridad a obtener según el criterio de los coeficientes de seguridad parciales puede ser obtenido del Anejo A.

2.6.3.6. Estabilidad global

En general, el análisis de estabilidad global tiene gran importancia en aquellos muros que son construidos sobre terrenos de baja calidad geotécnica o en aquellos casos en que el muro se encuentra emplazado sobre una ladera. Este cálculo se realiza mediante los conceptos habituales de estabilidad de taludes, en el que se analiza la posibilidad de falla conjunta del terreno de cimentación, del muro y de su relleno de trasdós, según los esquemas que se presentan en la figura 2.61.

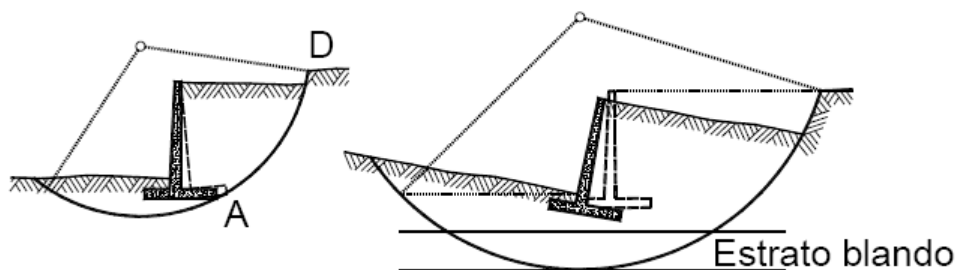


Figura 2.61: Círculos de deslizamiento pésimos en cálculo de estabilidad global de un muro de contención de tierras

2.6.4. Evaluación de la estabilidad interna

Como se comentara anteriormente, el análisis de estabilidad interna se realiza principalmente en muros de tierra mecánicamente estabilizada y está orientado a evaluar, por un lado, la resistencia a la rotura de las armaduras de refuerzo que se utilizan en este tipo de estructuras y, por otro, determinar la resistencia al arrancamiento que oponen las armaduras en contacto con el suelo.

Las armaduras que se emplean en este tipo de estructuras usualmente son fabricadas de tiras o parrillas de acero o polímeros, en que la tensión se desarrolla principalmente por fuerzas de fricción entre el refuerzo y el suelo que lo circunda (Terzaghi et al, 1996). En la actualidad, en la tecnología de Tierra Armada, las tiras de acero son fabricadas con resaltes, cuyo propósito es mejorar la adherencia con el suelo dado que se genera una resistencia de tipo pasiva en la zona de contacto suelo-resalte (Elias et al, 2001).

Debido a las cargas que se transmiten verticalmente al interior de la zona reforzada, se genera una transferencia de cargas hacia las armaduras que las hace entrar en tensión. Según Schlosser (1990), la tensión que se genera en las tiras de refuerzo aumenta desde las placas de revestimiento del muro hasta alcanzar un máximo, para posteriormente disminuir a medida que aumenta la distancia a dichas placas. Esta situación ha sido corroborada en ensayos de pequeña escala y medidas a gran escala, como así también mediante estudios de modelación a través de programas de elementos finito.

La localización de las máximas tensiones que se generan en las tiras de refuerzo queda definida por una superficie curva, que para efectos de simplificación en el diseño se asume como recta, tal y como se detalla en la figura 2.62. La superficie de máximas tracciones así definida, crea dos zonas bien diferenciadas: una zona activa, que tiende a moverse hacia las placas de revestimiento; y, una zona resistente, que corresponde a una zona estable y donde las tiras de refuerzo soportan las fuerzas de arrancamiento que se generan.

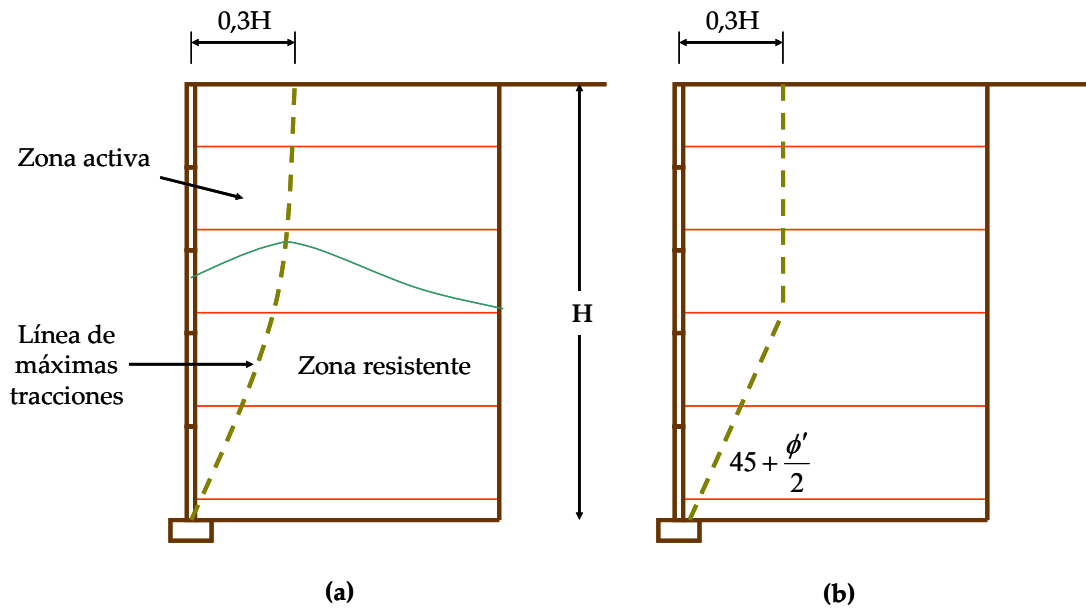


Figura 2.62: Definición de la línea de máximas tracciones en las tiras de refuerzo. (a) Línea curva real de localización de máximas tensiones; (b) aproximación lineal para máximas tracciones.

Según comentan Terzaghi et al (1996), para un análisis de estabilidad interna en este tipo de muros, la tensión en cualquier punto de la armadura de refuerzo debe ser tal que no supere su resistencia a la rotura, y la resistencia friccional entre la armadura y la zona resistente del suelo reforzado, sea lo suficientemente grande para prevenir el arrancamiento de las armaduras hacia fuera del relleno.

2.6.4.1. Resistencia a la rotura de las armaduras de refuerzo

Para cualquier nivel de armadura, la tensión horizontal en el contorno de la línea de máximas tracciones definida en la figura 2.63, se obtiene a partir de la siguiente expresión

$$\sigma'_h = K_r \cdot \sigma'_v \quad (2.73)$$

donde

- K_r es el coeficiente de tensión lateral de tierras que puede ser obtenido de acuerdo a lo presentado en el Anejo B.
- σ'_v la tensión vertical sobre la armadura de refuerzo debido al peso propio del relleno reforzado más cualquier sobrecarga existente sobre el muro.

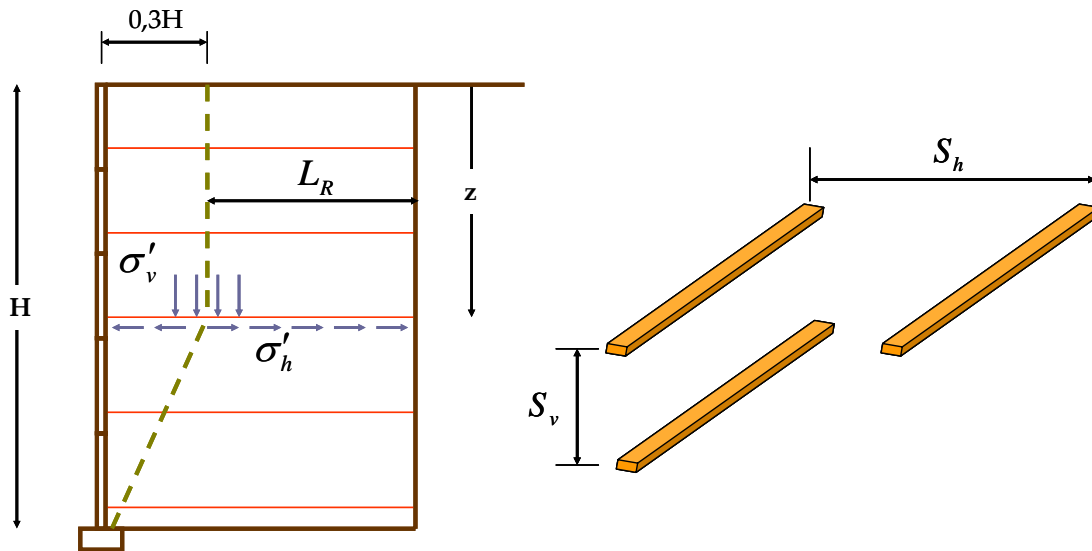


Figura 2.63: Tensiones que se desarrollan en las armaduras de refuerzos en muros de tierra mecánicamente estabilizada y separación entre armaduras.

La tracción máxima que se crea en cada armadura, puede ser obtenida a partir de las siguientes formulaciones (Elias et al, 2001; Allen et al, 2001; Terzaghi et al, 1996):

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_h \cdot S_h \cdot S_v \quad (2.74)$$

donde

- σ'_h es obtenido a partir de la expresión 2.73.
- S_h y S_v son el espaciamiento horizontal y vertical entre armaduras de refuerzo.

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_h \cdot S_v \cdot R_c \quad (2.75)$$

donde

- R_c es la razón de cobertura y es igual a b/S_h , siendo b el ancho de la armadura de refuerzo.

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_h \cdot A_t \quad (2.76)$$

donde

- A_t corresponde al área tributaria y que es definida como el área igual a dos veces el ancho del panel por el espaciamiento vertical S_v .

A partir de la $T_{m\acute{a}x}$ a la que estará sometida la armadura de refuerzo, es posible determinar la resistencia a la rotura a partir de un factor de seguridad que es obtenido como

$$FS_{rotura} = \frac{f_s \cdot b \cdot e}{T_{m\acute{a}x}} \quad (2.77)$$

siendo

- f_s la resistencia a la fluencia de la armadura de refuerzo.
- b el ancho de la armadura de refuerzo.
- e el espesor de la armadura de refuerzo.

2.6.4.2. Resistencia al arrancamiento de las armaduras de refuerzo

La resistencia al arrancamiento está directamente relacionada con la longitud de la armadura en la zona resistente L_R (figuras 2.62 y 2.63) y con el rozamiento que se crea entre el suelo y el elemento de refuerzo. Así, la resistencia contra el arrancamiento que se desarrolla en la armadura es

$$t_{arrancamiento} = 2 \cdot b \cdot L_R \cdot \sigma'_v \cdot tg\delta \quad (2.78)$$

siendo

- σ'_v definido en la ecuación 2.73.
- $tg\delta$ el coeficiente de rozamiento que se desarrolla entre el suelo reforzado y el elemento de refuerzo.

Según comenta Terzaghi et al (1996), en arenas compactadas las deformaciones a cortante asociadas con el arrancamiento de las armaduras tiende a dilatar la arena, la cual produce una componente de resistencia friccional de la arena que disminuye con la presión de confinamiento, y consecuentemente con la profundidad. De acuerdo a esto, normalmente en el análisis de estabilidad interna de muros de tierra mecánicamente estabilizada se reemplaza el coeficiente de rozamiento $tg\delta$ por un coeficiente aparente de fricción f^* que está definido en función de la rugosidad de la superficie del elemento de refuerzo (ver Anejo B).

Finalmente, la seguridad contra el arrancamiento es obtenida a partir de la siguiente ecuación

$$FS_{\text{arrancamiento}} = \frac{2 \cdot b \cdot L_R \cdot f^* \cdot \sigma'_v}{T_{\text{máx}}} \quad (2.79)$$

Los factores de seguridad parciales y globales que se pueden adoptar para determinar la seguridad a la rotura y arrancamiento de las armaduras de refuerzo, son presentados en el Anejo A.

3. LOS MATERIALES COMPUESTOS APLICADOS A LA INGENIERÍA

3.1. INTRODUCCIÓN

Los materiales compuestos, también denominados *composites*, son aquellos formados por la combinación de dos o más materiales (denominados generalmente sustancias componentes, constituyentes o fases), que se diferencian en función, forma o composición a escala macroscópica (Mayugo, 2003). Esta combinación permite obtener un material final cuyas propiedades son superiores a las de los constituyentes por separado (Miravete, 2000).

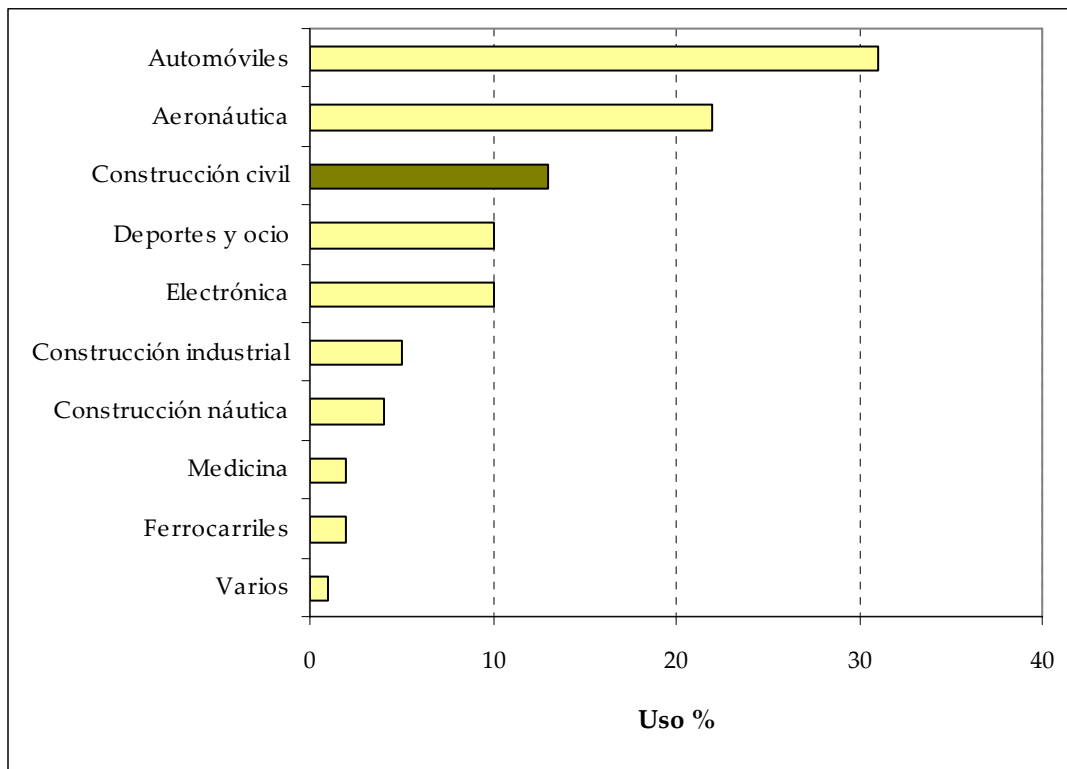
En la naturaleza es posible encontrar materiales que pueden ser considerados “materiales compuestos”, debido a que están formados por un mínimo de dos constituyentes, como es el caso de la madera, que presenta un refuerzo de fibras de celulosa envuelta en una matriz de resinas naturales o *lignina* (Hull and Clyne, 1996). También en el cuerpo humano existen materiales compuestos, como son los huesos, formados por una especie de cemento cálcico y fibras de colágeno (Olivares Santiago et al, 2003).

La palabra material compuesto es referida principalmente a aquellos materiales formados por una matriz orgánica (polímero) y un refuerzo en forma de fibras continuas, que puede ser de vidrio, de carbono o de aramida. Los materiales compuestos así constituidos son denominados comúnmente FRP (Fibre Reinforced Polymer). Las fibras son las encargadas de proporcionar las propiedades mecánicas al material, mientras que la matriz transfiere los esfuerzos de una fibra a otra además de mantenerlas unidas.

El empleo de esta tecnología comienza con el desarrollo y el uso de los materiales compuestos en la década de 1940, tanto en la industria militar como aeroespacial, con la fabricación de componentes de cohetes y satélites, y pequeños elementos

estructurales de aviones y hojas de rotor de helicópteros (Ballinger, 1990). A partir de esto, han sido numerosos los campos de aplicación de los materiales compuestos, siendo la industria automovilística donde mayor desarrollo ha habido (ver gráfico 3.1).

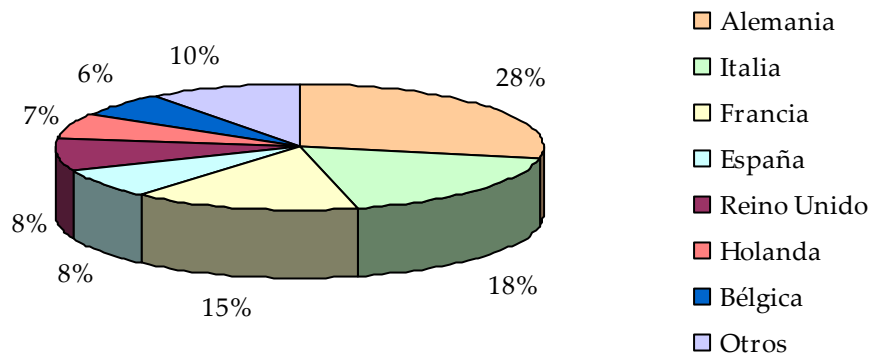
Gráfico 3.1: Uso de materiales compuestos por sectores.



(Tomado de Le 4 Pages des Statistiques Industrielles - Nodal Consultants, 2002. *Estudio de Materiales Compuestos*).

El empleo de materiales compuestos a partir de las primeras aplicaciones desarrolladas, ha tenido un crecimiento importante en el tiempo, registrándose en promedio un incremento anual del orden de un 5%. Según datos aportados por Roca (2005), a nivel europeo el consumo de materiales compuestos en el año 2000 alcanzó las 2 millones de toneladas, siendo Alemania el mayor consumidor de estos materiales con un 28%, mientras que España registra un consumo anual de un 8%. Estos datos se presentan en detalle en el gráfico 3.2.

Grafico 3.2: Situación del consumo anual de materiales en Europa.



(Tomado de Le 4 Pages des Statistiques Industrielles - Nodal Consultants, 2002. *Estudio de Materiales Compuestos*).

En el área de la construcción, el primer material compuesto diseñado por el hombre fue el adobe, formado por barro como matriz aglutinante y paja, que cumple las funciones de refuerzo. Sin embargo, el material compuesto más empleado en la ingeniería y construcción es el hormigón armado, que debe sus buenas propiedades, a compresión y tracción, a la combinación de sus dos componentes principales: el hormigón y el acero. La denominación como material compuesto está justificada, ya que el refuerzo y la matriz existen (Olivares Santiago et al, 2003).

Con relación a los FRP, las primeras aplicaciones en la construcción se inician durante la Segunda Guerra Mundial, con la fabricación de las primeras casetas para equipos de radares electrónicos diseñadas de poliéster reforzado con fibra de vidrio, debido a su transparencia ante las ondas electromagnéticas (Roca, 2005). Sin embargo, no es hasta la década de 1960 donde el empleo de FRP se masifica en esta área, con la fabricación de paneles para fachadas y sistemas de capas onduladas orientadas a la edificación.

Hoy en día, el uso de los materiales compuestos en la construcción se ha centrado principalmente en aplicaciones de ingeniería, para la fabricación de puentes carreteros

y elementos secundarios de edificación, como así también para el refuerzo estructural de vigas y muros de mampostería. En la ingeniería geotécnica su uso se encuentra menos extendido, con aplicaciones que se han desarrollado tanto en anclajes como en pilotes, estos últimos para su empleo en ambientes marinos agresivos.

Las dos características más conocidas de los materiales compuestos son la ligereza y la gran resistencia a la corrosión que presentan. Además, poseen otra serie de características que se debe tener en cuenta al momento de emplear estos materiales, como son: gran resistencia a la tracción; alta resistencia al impacto y la fatiga; precisión de dimensiones; mantenimiento reducido o casi nulo; entre otros (Barbero, 1999; Roca, 2005).

En el presente capítulo se trata el estado actual del conocimiento de los FRP y su aplicación a la ingeniería. Se analizan las principales propiedades que presentan y, se desarrolla un análisis técnico y económico para valorar su aplicación a los muros de contención de tierras. Finalmente, se selecciona el material compuesto a emplear en estas estructuras que puedan ser de aplicación a obras de infraestructura viaria.

3.2. COMPONENTES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

Como se comentó en la introducción, los materiales compuestos están constituidos por dos componentes principales: un material aglutinante denominado matriz (que en el caso de los FRP es polimérica), y un material de refuerzo correspondiente a las fibras, que se encuentran adheridas a la matriz. Además de estos constituyentes, se emplean normalmente otros dos componentes como son cargas y aditivos que dotan a los materiales compuestos de características particulares para cada tipo de fabricación y aplicación.

La combinación de diferentes matrices con distintos tipos de fibras, permite conseguir materiales con propiedades mecánicas muy especiales que se adaptan a los distintos

aspectos que requiere un determinado diseño, lo que da como resultado una gran cantidad de combinaciones obteniéndose así muchos tipos de materiales compuestos.

En general estos materiales se suelen distinguir en función de su tipología o bien en función del tipo de sustancias constituyentes (Mayugo, 2003). Así también, pueden ser clasificados según la naturaleza de la microestructura de la fase dispersa (refuerzo) o bien, en función de la naturaleza de la matriz, las cuales se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Clasificación de los materiales compuestos.

Tipo de clasificación	Descripción
Naturaleza de la microestructura de la fase dispersa	Compuestos reforzados con partículas.
	Compuestos estructurales
	Compuestos reforzados con fibras.
Naturaleza de la matriz	Compuestos de matriz polimérica (PMC).
	Compuestos de matriz metálica (MMC).
	Compuestos de matriz cerámica (CMC).

Los compuestos de matriz polimérica reforzados con fibras (FRP) son los de mayor importancia tecnológica, y en función del tipo de fibra empleada pueden distinguirse en: polímeros reforzados con fibra de vidrio o GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer); polímeros reforzados con fibra de carbono o CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer); polímeros reforzados con fibra de aramida o AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer); etc.

En los siguientes apartados se presentan en forma más detallada los distintos constituyentes de los materiales compuestos, centrándose principalmente en los FRP que son los de mayor aplicación en obras de ingeniería por las buenas propiedades estructurales que presentan y que pueden ser de gran interés para el dimensionamiento de muros de contención de tierras.

3.2.1. Fibras: características y tipos

Las fibras son las encargadas de proporcionar las propiedades estructurales a los materiales compuestos, a través de las cuales se alcanzan elevados valores específicos de rigidez y resistencia en su dirección longitudinal. Estas propiedades son función tanto del porcentaje como de la orientación de las fibras. Como comentan Olivares et al (2003), un mayor porcentaje de fibras incrementa la resistencia y rigidez del material compuesto, pudiendo emplearse un límite máximo de un 80% con el propósito de que quede completamente recubierta por la matriz.

Las fibras presentan una microestructura muy anisotrópica, formada por hilos o cilindros de diámetro comprendidos entre 7 y 30 μm aproximadamente. El empleo de fibras de estas dimensiones en los materiales compuestos, presenta las siguientes ventajas:

- Desde el punto de vista mecánico, el empleo de fibras muy finas otorga al material compuesto una mayor resistencia última.
- Para el mismo volumen de fibra, las fibras de menor tamaño presentan una mayor superficie específica, creándose un mayor vínculo con la matriz.
- Las fibras más finas tienen mayor flexibilidad y, por lo tanto, una mayor capacidad de deformarse sin alcanzar la rotura.

Tal como se comentara en el apartado anterior, los materiales compuestos pueden ser clasificados por su tipología, que está directamente relacionado con la orientación que muestran las fibras. En este sentido, en la tabla 3.2 se presenta una breve clasificación según la disposición y tipo de refuerzo que pueden ser empleados en los materiales compuestos.

Tabla 3.2: Breve clasificación de compuestos de matriz polimérica según la disposición y el tipo de refuerzo

Tipo de fibras	Orientación
Fibra larga y continua	Fibra orientada unidireccional
	Fibra con orientación bidimensional (tejido, <i>mat</i> cosido)
	Fibra con orientación tridimensional (tejido en 3D, cosido en 3D)
	Orientación aleatoria (<i>mat</i> de hilo continuo)
Fibra discontinua	Orientación aleatoria (<i>mat</i> de hilo troceado)
	Orientación predominante
Partículas y whiskers	Orientación aleatoria
	Orientación predominante

(Tomada de Mayugo, 2003. *Estudio constitutivo de materiales compuestos laminados sometidos a cargas cíclicas*).

Las principales fibras que se emplean con materiales poliméricos son de naturaleza cerámica, siendo las de mayor aplicación las fibras de vidrio y las de carbono. También se usan comúnmente las fibras de naturaleza orgánica, como las de aramida. A continuación se presentarán las principales características y propiedades tanto de la fibra de vidrio como de la fibra de carbono, por ser las que más amplia aplicación y difusión han tenido en ingeniería.

3.2.1.1. Fibra de vidrio

La fibra de vidrio es el material de refuerzo de mayor aplicación en el área de la construcción, debido principalmente a su gran disponibilidad, sus buenas características mecánicas y su bajo coste. Se sabe que las primeras aplicaciones en ingeniería han sido realizadas en materiales compuestos de fibra de vidrio (Miravete, 2000).

Las fibras de vidrio están constituidas por sílice, cal, alúmina y magnesia, que en esencia corresponden a las mismas materias primas que componen el vidrio. En general, este tipo de fibras presenta diámetro comprendido entre 8 y 15 μm .

Las fibras de vidrio se obtienen mediante un proceso de estirado de filamentos, a partir de vidrio que se encuentra fundido en un horno a 1550 °C. En este punto el material alcanza una consistencia líquida, a partir del cual es posible obtener un cordón de fibra compuesto de un elevado número de filamentos. El proceso de elaboración consiste en hacer pasar el vidrio en estado líquido por centenares de orificios de diámetros comprendidos entre 1 y 2 mm, para posteriormente estirar mecánicamente los filamentos que son formados hasta conseguir los diámetros que son requeridos para su uso en diversas aplicaciones.

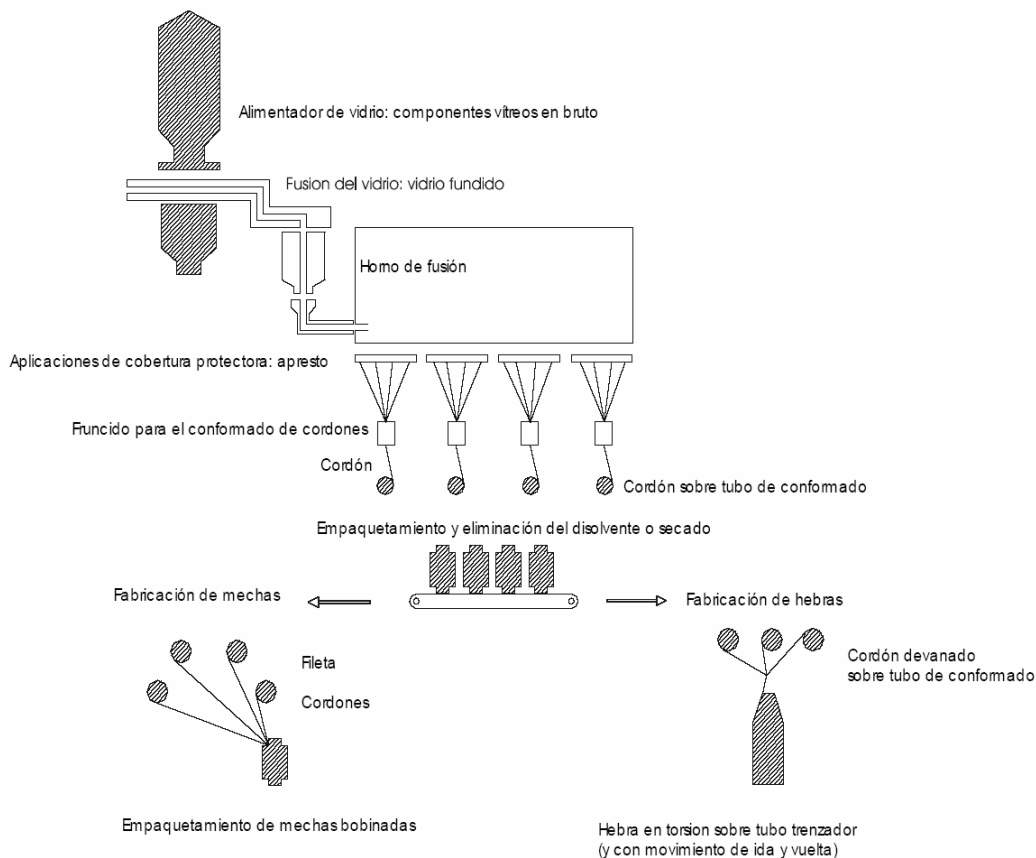


Figura 3.1: Proceso de manufactura de la fibra de vidrio.

El conjunto de filamentos obtenidos mediante este proceso, no es posible de utilizar inmediatamente, debido principalmente a que no están cohesionados unos con otros. En este punto, se realiza un proceso de ensimaje, que consiste en dotar superficialmente a los filamentos de una película fina correspondiente a una dispersión acuosa de diversos compuestos químicos (entre el 0,3 y el 3%). Mediante este proceso, se obtiene una serie de propiedades de las fibras que hacen posible su aplicación en ingeniería, entre las que destacan:

- Da cohesión a los filamentos.
- Aumenta o disminuye la rigidez.
- Otorga protección contra la abrasión.
- Favorece la unión fibra-resina.

Las fibras de vidrio obtenidas por este proceso, pueden tener diferentes presentaciones para su uso como material de refuerzo de matrices orgánicas, entre las que se tienen:

- Mat: fieltros de hilos cortados o continuos aglomerados entre si mediante un ligante químico.
- Roving: bobinas de filamentos (roving directo) o hilos de vidrio (roving ensamblado) que han recibido un ensimaje plástico.
- Tejido: superficies constituidas por mechas de roving directo en trama y urdimbre, tratados principalmente con ensimaje plástico.
- Hilos cortados: generalmente en longitudes de 3 a 12 mm.
- Fibras molidas: mediante un proceso de triturado, las fibras son reducidas hasta longitudes comprendidas entre 0,1 y 0,02 mm, manteniéndose su diámetro entre 10 y 17 μm .

De todas estas presentaciones, las fibras tejidas son las más empleadas en aplicaciones de ingeniería, las cuales pueden presentar diversas configuraciones de trama y urdimbre, entre las que se encuentra las de tejido unidireccional, y las de tejido bidireccional dispuestas en capas colocadas a 45° y a 90°. Estos productos generalmente vienen preparados en rollos y se pueden encontrar en el mercado en

distintos gramajes, el cual corresponde a la cantidad de hilos que se presenta en el tejido por unidad de superficie. En la figura 3.2 se presentan algunos tipos de fibras de vidrio.



(a)



(b)

Figura 3.2: Fibras de vidrio empleadas en aplicaciones de ingeniería. (a) Fibra de vidrio en rollo; (b) fibra de vidrio bidireccional $0/\pm 45^\circ$

En general, según comenta Miravete (2000), las características de utilización que determinan la elección de un tejido son las siguientes:

- Facilidad de manipulación y colocación.
- Regularidad de gramaje y espesor.
- Continuidad del refuerzo.
- Facilidad de impregnación de la resina.

Dentro de las principales características que presentan las fibras de vidrio, se encuentran las siguientes:

- Alta adherencia fibra-matriz.

- Elevada resistencia mecánica, siendo su resistencia específica (tracción/densidad) superior a la del acero.
- Actúa como un buen aislante eléctrico.
- Presenta una buena estabilidad dimensional, siendo poco sensible a las variaciones de temperatura e higrometría, junto a un bajo coeficiente de dilatación.
- Tiene buena flexibilidad.
- Bajo coste, en relación a otras aplicaciones como es el caso de las fibras de carbono.
- Presenta una buena resistencia a agentes químicos, y en función del tipo de fibra de vidrio, a la corrosión, lo que permite su empleo en zonas de ambientes agresivos.

Existen muchos tipos de fibras de vidrio, las que dependen fundamentalmente del porcentaje de cada uno de los componentes de las que están constituidas. Las tres clases de fibra de vidrio que más se utilizan en la industria de los materiales compuestos son la E-glass (eléctrico), la C-glass (corrosión) y S-glass (estructural).

La fibra de vidrio E es la más utilizada en diversas aplicaciones, ya que representa el 90% del refuerzo empleado en los materiales compuestos; tiene muy buenas propiedades eléctricas, una alta durabilidad, baja absorción de agua y presenta un bajo coste. La fibra de vidrio C, presentan elevada resistencia química, siendo empleada principalmente en capas superficiales de elementos que son expuestos a corrosión. La fibra de vidrio S tiene buena resistencia mecánica, y en especial, una elevada resistencia a la tracción, lo que permite su empleo en aplicaciones estructurales.

La fibra de vidrio S-glass tiene una relación resistencia/peso más alta y de mayor costo que la fibra de vidrio E-glass y que la C-glass. Por estas características, las fibras S-glass han sido empleadas en aplicaciones en la industria aeroespacial y militar. Las principales propiedades que presentan las fibras de vidrio, son mostradas en la tabla 3.3.

Existen otros tipos de fibra de vidrio, que se emplean menos en aplicaciones de ingeniería, dentro de las que se destacan: la fibra de vidrio A-glass, con alto contenido de álcalis presentando gran resistencia química; la fibra de vidrio AR-glass, correspondiente a alcali resistente y siendo la única fibra de vidrio posible de combinarse con el hormigón.

Tabla 3.3: Principales propiedades de las fibras de vidrio.

Propiedades	Unidades	E-glass	S-glass	C-glass
Diámetro del hilo	μm	10-20	10	10
Densidad ρ	(g / cm^3)	2,58	2,48	2,59
Módulo elástico E	(GPa)	72,5	86	85
Resistencia a tracción σ	(GPa)	3,45	4,59	3,4 - 4,4
Alargamiento	$(\%)$	4,8	5,0	-
Coefficiente de poisson ν	-	0,20	0,22	-
Módulo específico	(E/ρ)	28,1	34,7	32,82
Resistencia Específica	(σ/ρ)	1,34	1,85	1,31 - 1,70

3.2.1.2. Fibra de carbono

Las fibras de carbono son sólidos que presentan una morfología fibrosa en forma de filamentos, o una trenza de éstos, con un contenido mínimo en carbono del 92 % en peso. Es un material que presenta elevadas propiedades mecánicas, como es su módulo de deformación y su resistencia a la tracción, siendo especialmente de gran interés para su empleo en estructuras que se encuentran sometidas a cargas repetitivas o de fatiga. Esto es debido a que sus propiedades mecánicas son poco sensibles a la aplicación de una carga de tipo cíclica.

Estos materiales son obtenidos a partir de una fibra previa, la cual es llamada *precursor*, y aunque se han investigado una gran cantidad de precursores para estos fines, el PAN (poliacrilonitrilo) y el PITCH (que es una especie de alquitrán), son los dos más

utilizados para la fabricación de la fibra de carbono (Olivares et al, 2003). En el caso del PITCH, el petróleo, el carbón mineral y el poli(cloruro de vinilo) son las fuentes principales del alquitrán para la obtención de las fibras de carbono.

Las dimensiones que presentan las fibras de carbono se encuentran directamente relacionadas con el precursor del cual provienen. Así, las fibras que están basadas en el PAN tienen diámetros comprendidos entre 5 y 7 μm , mientras que las fibras cuyo precursor es el PITCH tienen diámetros que oscilan entre 10 y 12 μm (Miravete, 2000).

El procedimiento de fabricación de la fibra de carbono, independiente del precursor del cual provengan, consta fundamentalmente de tres fases: fase de estabilización, fase de carbonización y, tratamiento de grafitización. En la primera fase las fibras correspondientes al precursor son estiradas para formar una malla o red fibrada, las que posteriormente son oxidadas en aire a temperaturas entre 200 y 220 °C, mientras son mantenidas en tensión.

Posteriormente, las fibras así obtenidas son sometidas a un proceso de carbonización a temperaturas comprendidas entre 1000 y 1500 °C. Durante este proceso se forman hebras o cintas de estructuras estratificadas como el grafito dentro de cada fibra, lo que aumenta enormemente la resistencia a tensión del material. Si se desea obtener módulos de deformación mucho más elevados, el tratamiento térmico puede ser realizado a temperaturas del orden de 3000 °C.

Finalmente, el material es sometido a un proceso de grafitización, cuyo objetivo es el aumentar el módulo de elasticidad de la fibra, si se desea, el cual se realiza a temperaturas superiores a los 1800 °C. El aumento del módulo a través de una mayor temperatura de grafitización resulta en una disminución de la resistencia a la tracción y viceversa. Un esquema general del proceso de fabricación de la fibra de carbono es presentado en la figura 3.3.

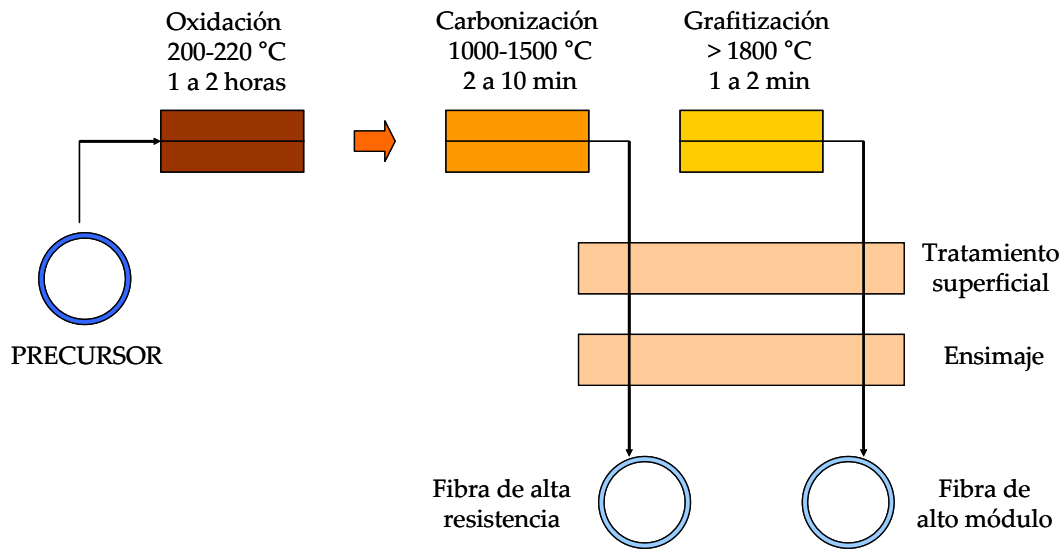
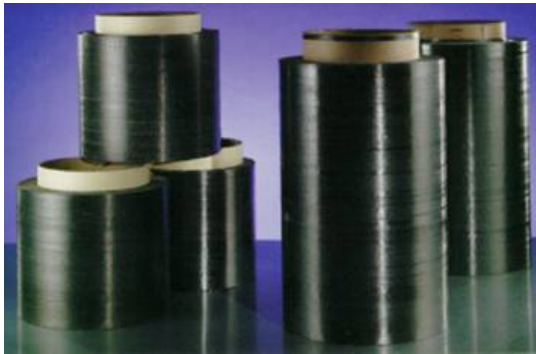


Figura 3.3: Esquema general de fabricación de las fibras de carbono.

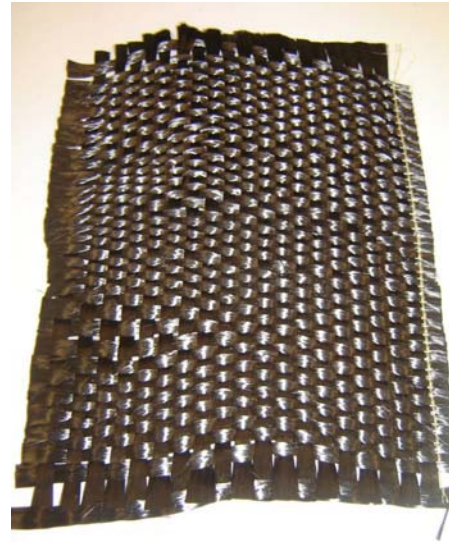
Las presentaciones habituales de la fibra la fibra de carbono a nivel industrial para su empleo en aplicaciones de ingeniería, son:

- Mechas y roving. Las primeras que pueden tener entre 500 a 100.000 filamentos.
- Tejidos, los cuales pueden ser tanto unidireccionales como multidireccionales.
- Tejidos híbridos, los cuales pueden estar compuestos por vidrio-carbono o aramida-carbono.
- Tejidos preimpregnados con resina epoxi.

En la figura 3.4 se muestran dos tipos de fibra de carbono, correspondientes a tejidos de tipo unidireccional y bidireccional, que son empleados en aplicaciones de ingeniería.



(a)



(b)

Figura 3.4: Fibras de carbono empleadas en aplicaciones de ingeniería.

(a) Fibra de carbono en rollo; (b) tejido de fibra de carbono bidireccional 0/90°.

Dentro de las principales características que presentan las fibras de carbono, se encuentran:

- Presenta una densidad muy baja, lo que implica que sus propiedades mecánicas específicas o por unidad de peso son excepcionalmente elevadas.
- Debido a la densidad que tienen, presentan un bajo peso, lo que favorece su utilización agilizando los procesos de implantación en obra de las estructuras diseñadas con estos materiales.
- Tienen un bajo coeficiente de expansión térmica y abrasión.
- Presentan una elevada resistencia a la corrosión y a agentes químicos, lo que permite su empleo en ambientes agresivos.
- A diferencia de la fibra de vidrio, este tipo de fibras tienen un alto coste, lo que ha llevado en la actualidad a su uso en aplicaciones muy específicas en el área de la ingeniería.

Considerando todos estos antecedentes y atendiendo a las propiedades mecánicas que presentan este tipo de fibras, en la literatura es posible encontrar que las

fibras de carbono se clasifican, en general, en dos categorías (Hull y Clyne, 1996; Miravete, 2000):

- Fibras de alto módulo (HM): corresponden a las más rígidas, presentando un módulo de elasticidad superior a 300 Gpa. Esto se obtiene a partir de una elevada temperatura de tratamiento, siendo la mayor de las tres.
- Fibras de alta resistencia (HR): es la más fuerte y se carboniza a la temperatura que proporciona la mayor resistencia tensil. Puede alcanzar valores de resistencia a la tracción superior a 3 Gpa.

Las propiedades de estas fibras de carbono se detallan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4: Principales propiedades de las fibras de carbono.

Propiedades	Unidades	Fibra HM	Fibra HR
Diámetro del hilo	μm	7	8
Densidad ρ	(g / cm^3)	1,81 - 1,87	1,74 - 1,76
Módulo elástico E	(GPa)	390	230
Resistencia a tracción σ	(GPa)	2,1 - 2,7	2,6 - 5
Alargamiento	(%)	0.7	2
Coeficiente de poisson ν	-	0,20	0,20
Módulo específico	(E/ρ)	210	130
Resistencia Específica	(σ/ρ)	1,4	2,14

3.2.2. Matrices: características y tipos

La matriz es el material aglutinante que permite a las fibras trabajar de forma conjunta, transmitiendo los esfuerzos de una fibra a otra. Además, estas rodean, protegen y soportan a las fibras para (Olivares et al, 2003): proteger a las fibras de las condiciones medioambientales; proteger a las superficies de las fibras contra el desgaste; proteger a las fibras frente a los esfuerzos de compresión; y, prevenir el pandeo de las fibras.

Las matrices son productos químicos líquidos (figura 3.5), que suelen ser de naturaleza polimérica, cerámica o metálica, comúnmente denominadas “resinas”. De estas tres, las matrices más utilizadas para la fabricación de materiales compuestos corresponden a las matrices poliméricas, que suelen denominarse también matrices plásticas. Las matrices metálicas y las cerámicas, que presentan buenas prestaciones mecánicas, han tenido muy poca aplicación en el campo industrial y aún menos en la ingeniería, principalmente por su elevado coste en comparación a las matrices poliméricas.



Figura 3.5: Consistencia de las resinas empleadas en la fabricación de materiales compuestos.

El tipo de matriz que es empleado en el diseño de los materiales compuestos, tiene una influencia importante en ciertas propiedades mecánicas, como son la resistencia a cortante y la resistencia a compresión. Además, tiene gran influencia en el proceso de fabricación de los materiales compuestos, debido a que durante su proceso de curado

que es debido a la aplicación de temperatura, otorga rigidez a las fibras de refuerzo producto del poder aglutinante que alcanza.

Las matrices poliméricas, que son las de más amplia aplicación en ingeniería, pueden ser clasificadas en dos grandes grupos: matrices termoplásticas y matrices termoestables. Las matrices termoplásticas se reblandecen con la aplicación de calor y pueden ser remodeladas con una temperatura y presión adecuada. Por su parte, las matrices termoestables polimerizan (proceso de curado) en el mismo momento de la fabricación del material compuesto y no se reblandecen posteriormente con la aplicación de calor.

Una clasificación general de los distintos tipos de matrices empleadas en el diseño y fabricación de los materiales compuestos, se muestra en la tabla 3.5, en la cual se destaca entre matrices de tipo inorgánicas y matrices de tipo orgánicas, estas últimas, además, clasificadas como termoestables y termoplásticas.

Tabla 3.5: Clasificación de los diferentes tipos de matrices empleadas en materiales compuestos.

Matrices	Tipos	
Inorgánicas	Cemento; geopolímeros; yeso Matrices cerámicas Matrices metálicas	
Orgánicas	Termoestables	Epoxi; poliéster; vinilester; fenólica; etc.
	Termoplásticas	Policloruro de vinilo (PVC); polietileno (PE); polipropileno (PP); policarbonato (PC); poliestireno (PS); etc.

(Tomada de Miravete, 2000. *Materiales compuestos, volumen 1*)

Dentro del área de la construcción y en especial en la ingeniería, las matrices más empleadas son las denominadas termoestables, y dentro de ellas los tipos correspondientes a resinas epoxi, poliéster, vinilester y fenólicas, las de más amplio

uso. Las principales características que presentan las matrices termoestables, que son comunes para todas las resinas señaladas, son las siguientes:

- Viscosidad muy baja antes del curado.
- Buena estabilidad térmica.
- Excelente resistencia química.
- Poca fluencia y relajación por tensión.
- Facilidad de fabricación.
- Bajo coste, lo que las hace económicas en las aplicaciones en las que se emplean.

A continuación se comentarán las principales características que presentan estos tipos de resinas, que se ven de gran interés para ser empleadas en muros de contención de tierras.

3.2.2.1. Resinas de poliéster

Este tipo de resinas es la más utilizada en el campo de los materiales compuestos, siendo empleada en más del 90% de los laminados comerciales (Miravete, 2000). Su obtención comercial da lugar a un compuesto sólido que debe ser disuelto, a fin de obtener la fluidez suficiente que permita la impregnación completa de las fibras.

El poliéster se usa principalmente con fibras de vidrio y permite aplicaciones hasta 100 °C. Esencialmente, está formado por cuatro constituyentes, siendo estos: poliéster (resina); monómero^{3.1} (diluyente); catalizador; y, acelerante. Tanto la resina como el monómero forman parte del producto final, mientras que el catalizador produce la reacción química para la obtención final del producto y el acelerante aumenta la velocidad de fraguado durante el proceso de curado.

^{3.1} Del griego mono (uno) y meros (parte), es una molécula de pequeña masa molecular, que unidad a otros monómeros por medio de enlaces químicos, forman macromoléculas llamadas polímeros.

Hay una gran variedad de este tipo de resinas que se venden a nivel comercial, las cuales son empleadas para diversas aplicaciones lo que permite conseguir materiales compuestos con distintas propiedades de resistencia al fuego, alta resistencia a los rayos U.V. y a la humedad, mayor resistencia química, con una resistencia más alta al impacto, y, con resistencia a altas temperaturas (140 °C). Variando las clases de catalizadores y aceleradores, se aumentan las posibilidades de aplicación de este tipo de resinas.

Este tipo de resinas es una de las que presenta el más bajo coste, lo que permite obtener una buena relación calidad/precio. En la tabla 3.6 se muestran las propiedades más importantes de este tipo de resina.

Tabla 3.6: Principales propiedades de las resinas de poliéster.

Densidad	Módulo elástico	Resistencia a tracción	Alargamiento	Coef. de poisson	Módulo específico	Resistencia específica
ρ (g / cm^3)	E (GPa)	σ (MPa)	(%)	ν	(E/ρ)	(σ/ρ)
1,2 - 1,5	2,0 - 4,5	34,5 - 103,5	1 - 5	0,37 - 0,39	2,2	55,2

3.2.2.2. Resinas viniléster

Las resinas viniléster son de aparición más reciente que el resto de resinas, pero con un coste más elevado (del orden de 1,5 a 2 veces superior al de las resinas de poliéster). Este tipo de resinas se presentan en disolución con un 30 a 40% de monómero reactivo, y se utilizan de la misma manera que las resinas de poliéster empleando idénticos aceleradores y catalizadores.

Las principales características que presentan este tipo de resinas, son:

- Buenas cualidades mecánicas, especialmente excelente resistencia a la fatiga.
- Excelente fluidez, facilitando su impregnación en las fibras y su moldeo.
- Buena adhesión sobre las fibras de refuerzo,
- Excelente resistencia a la corrosión, incluso en agua caliente.
- Buena resistencia al fuego.
- Buena estabilidad ante agentes químicos y disolventes.

Por su elevada resistencia a la corrosión, las resinas viniléster son especialmente indicadas para usos en ambientes agresivos. En la tabla 3.7 se presentan las principales propiedades de este tipo de resinas.

Tabla 3.7: Principales propiedades de las resinas de viniléster.

Densidad	Módulo elástico	Resistencia a tracción	Alargamiento	Coef. de poisson	Módulo específico	Resistencia específica
ρ (g / cm^3)	E (GPa)	σ (MPa)	(%)	ν	(E/ρ)	(σ/ρ)
1,17-1,25	2,5	50	3,5-7	0,35 - 0,40	2,08	41,7

3.2.2.3. Resinas fenólicas

Este tipo de resina fue una de las primeras empleadas para la producción de materiales compuestos, la cual es resultante de la reacción de un fenol^{3.2} y un aldehído^{3.3}. Al emplearlas con refuerzos de fibras de vidrio y fibra de carbono, sus propiedades mecánicas son menores que cuando se emplean resinas epoxi, pero su comportamiento al fuego y su referente a emisiones tóxicas es superior al de las otras resinas.

^{3.2} Compuesto químico que en forma pura, es un sólido de color blanco-incoloro a temperatura ambiente, aunque el producto comercial es un líquido, que se emplea para la producción de resinas fenólicas.

^{3.3} Compuesto orgánico que puede ser obtenido de la oxidación suave de alcoholes primarios.

Las principales propiedades de los materiales compuestos diseñados en base a resinas fenólicas, son las siguientes:

- Excelentes características eléctricas.
- Buena resistencia a temperaturas elevadas.
- Excelente resistencia al fuego.
- Buena resistencia al impacto y abrasión.
- Buena resistencia a ataques de tipo químico, y en especial, a disolventes orgánicos.
- Excelente adhesión a otras resinas (p.e. resina epoxi).
- Muy buena estabilidad dimensional.

El empleo de resinas fenólicas es muy adecuado en construcción debido principalmente a las altas temperaturas que puede llegar a soportar, y como consecuencia de ello, presentan la ventaja de que al momento de arder lo hacen sin emitir gases tóxicos.

3.2.2.4. Resinas epoxi

Las resinas epoxi son las que presentan el mayor precio en relación al resto de resinas analizadas, pero por contrapartida presentan ventajas especiales en comparación a las otras, como son: una mejor resistencia a la humedad; una menor variación dimensional durante el proceso de curado; y, pueden aguantar temperaturas de uso de hasta 180 °C. Además de estas ventajas, presentan muy buenas propiedades a la rotura.

Este tipo de resinas tienen una gran capacidad de adherirse a la mayoría de las superficies, y como consecuencia de ello, al igual que pasa con las resinas fenólicas, permite unos porcentajes muy altos de refuerzo. Su uso está orientado a servir de material matriz para materiales compuestos de fibra de vidrio, aramida y carbono.

En la tabla 3.8 se muestran las principales propiedades que presentan este tipo de resina.

Tabla 3.8: Principales propiedades de las resinas epoxi.

Densidad	Módulo elástico	Resistencia a tracción	Alargamiento	Coef. de poisson	Módulo específico	Resistencia específica
ρ (g / cm^3)	E (GPa)	σ (MPa)	(%)	ν	(E/ρ)	(σ/ρ)
1,1 - 1,4	4,6	58,6	1 - 6	0,38 - 0,40	5,5	74

La dureza de las resinas epoxi es superior a las resinas de poliéster, y por ello, pueden trabajar a temperaturas más altas, como se comentó anteriormente. Presentan una baja contracción durante el proceso de polimerización y son especialmente resistentes a los ataques de álcali. Esto permite moldeos de alta calidad, con buena tolerancia dimensional para ser fabricado. Además de todo esto, esta resinas presentan una buena resistencia a los agentes químicos.

3.3. PROCESOS DE FABRICACIÓN Y PROPIEDADES DE LOS COMPOSITES

Las propiedades que presentan los materiales compuestos están directamente relacionadas con la naturaleza de la resina, del refuerzo elegido para su elaboración y del proceso de fabricación empleado, además de la compatibilidad que existe entre ambos componentes, que limita en cierta medida el empleo de ciertas fibras con ciertos tipos de matrices.

La compatibilidad entre matrices y fibras depende de múltiples factores, principalmente de las propiedades que presentan cada uno de los componentes, como pueden ser: buena adhesividad entre los componentes; fluidez de la resina para una mejor impregnación de la fibra; entre otros. En este sentido, Olivares et al (2003)

establecen una relación de compatibilidad entre diferentes tipo de fibras y matrices, la cual es presentada en la tabla 3.9.

Tabla 3.9: Compatibilidad entre fibras y matrices.

Matriz	Fibra
Poliéster	Vidrio
Viniléster	Vidrio Aramida
Epoxi	Vidrio Aramida Carbono
Fenólica	Vidrio

(Tomada de Olivares et al, 2003. *Los composites: características y aplicaciones en la edificación*).

A continuación se detallarán las principales tecnologías que se emplean para la fabricación de los materiales compuestos, destacando aquellas que pueden ser de gran interés para su aplicación al diseño de muros de contención de tierras. Además, se presentan las principales características y propiedades que presentan los materiales compuestos así fabricados, sus ventajas y desventajas para ser aplicados a obras de ingeniería geotécnica.

3.3.1. Procesos de fabricación empleados en la elaboración de materiales compuestos.

Según comenta Roca (2005), no existe una fórmula matemática que dictamine cual es el mejor proceso de fabricación de los materiales compuestos en función de su aplicación posterior, lo que lleva a una cierto grado de arbitrariedad en la decisión que se toma a este respecto. Independiente de esto, existen actualmente diversas técnicas que se

emplean en la fabricación de los materiales compuestos, siendo algunas de ellas ampliamente empleadas en obras de ingeniería.

De forma general, el proceso de fabricación de los materiales compuestos independiente de la técnica que se emplee, consta de las siguientes fases (Antequera et al, 1993):

- Impregnación con resina de la tela de refuerzo, la cual corresponde a la constitución propiamente tal de un material compuesto exento de inclusiones de aire.
- Adaptación de este material compuesto a las formas y dimensiones deseadas. Para tales efectos es necesario el empleo de un molde.
- Endurecimiento del material fabricado y desmoldeo de la pieza final. El endurecimiento se desarrolla durante el tiempo de curado de la resina, el que generalmente se realiza aplicando temperatura.

Normalmente el material compuesto como producto final empleado en diversas aplicaciones, y en especial en aplicaciones de ingeniería, está compuesto por una serie de capas de fibras impregnadas con resina, las cuales se van montando unas sobre otras hasta alcanzar el espesor requerido por diseño estructural. El material compuesto así elaborado es denominado "laminado" y puede estar constituido por la combinación de un solo tipo de fibra y un solo tipo de resina, o bien, por materiales híbridos que incluyan distintos tipos de fibras con un solo tipo de resina. En la figura 3.6 se presenta un esquema de fabricación de un laminado y el producto final terminado.

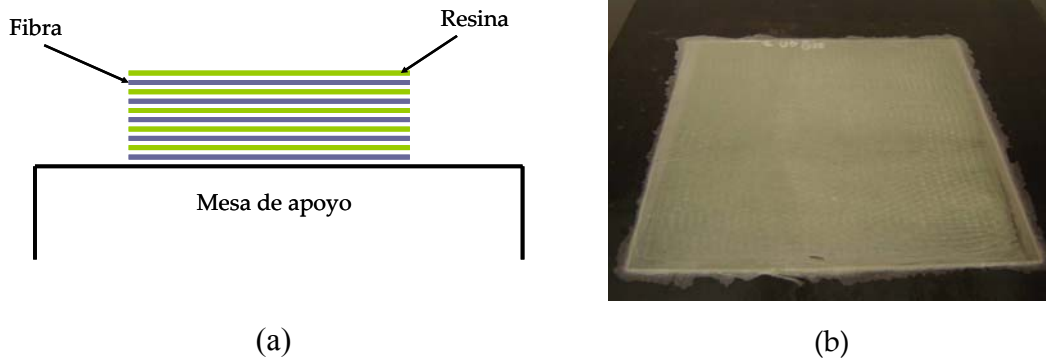


Figura 3.6: Laminado de fibra y resina. (a) Esquema de preparación del laminado; (b) producto final fabricado.

Para la elaboración de los laminados se debe contar con una serie de elementos, que dependerán del sistema de fabricación que se emplee. A continuación se presentarán los métodos de fabricación de materiales compuestos más empleados, algunos de los cuales pueden ser de aplicación directa para el diseño de muros de contención de tierras.

3.3.1.1. Proyección con spray (Spray Layup)

El sistema consiste en la proyección mediante pistola de una mezcla de fibras con resina directamente sobre el molde, tal como se muestra en la figura 3.7. El material puesto sobre el molde se deja curar a temperatura ambiente. Este sistema es empleado principalmente con resina de poliéster y fibra de vidrio.

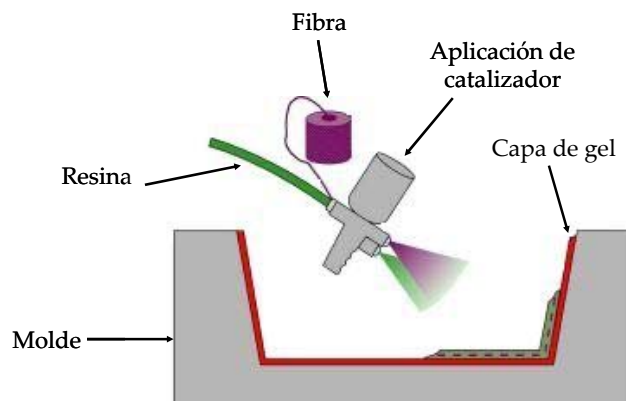


Figura 3.7: Esquema de sistema de proyección Spray Layup.

Dentro de las principales ventajas que presenta este método se encuentran: bajo costo en equipos y herramientas; es una técnica que ha sido empleada por muchos años; y, bajo costo de fabricación del laminado, por la rapidez en la aplicación de la fibra y la resina.

Entre las principales desventajas que tiene, se encuentran: el laminado tiende a ser muy rico en resina, y por ello excesivamente pesado; solo es posible incorporar fibras cortas, lo que otorga ciertas limitaciones en las propiedades mecánicas del laminado; y, la resina a emplear debe ser de baja viscosidad, lo que generalmente compromete las propiedades mecánicas/térmicas.

3.3.1.2. Contacto manual (Hand Layup)

Esta técnica consiste en aplicar sobre o dentro de un molde un líquido desmoldeante y un gel, y posteriormente en forma sucesiva, una capa de resina termoestable líquida, una tela de refuerzo (fibra de vidrio, armida, carbono, etc), y finalmente la impregnación del refuerzo mediante la resina, la cual se efectúa de forma manual mediante la ayuda de un rodillo. Actualmente existen rodillos de tipo impregnador, los cuales permite presionar la resina sobre el tejido para favorecer la impregnación de la tela. En la figura 3.8 se presenta un esquema de este método.

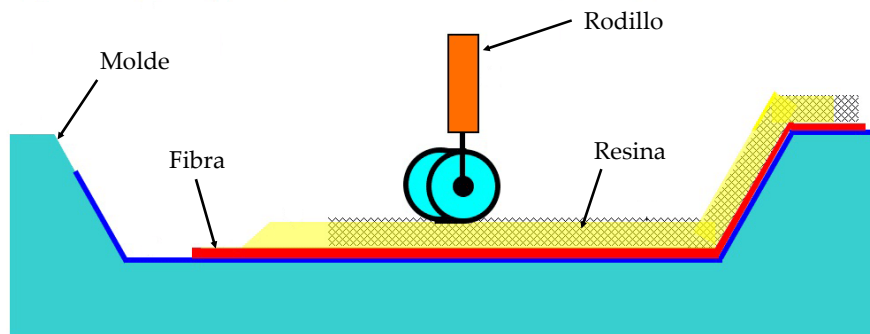


Figura 3.8: Esquema de fabricación por contacto manual.

Este método de fabricación puede ser empleado para cualquier tipo de resina sea epoxy, poliéster, viniléster y/o fenólica. Dentro de sus principales ventajas se encuentra que si se emplean resinas de curado a bajas temperaturas el coste del utillaje es bajo; es un procedimiento sencillo de fabricación; y, ha sido uno de los primeros métodos desarrollados para la fabricación de materiales compuestos.

Entre sus principales desventajas están, que tanto la cantidad de resina en el laminado y su calidad dependen de la habilidad del operario; y, las resinas deben ser de baja viscosidad para que sean manejables a mano, lo que reduce sus propiedades térmicas y mecánicas.

3.3.1.3. Impregnadora eléctrica

Esta técnica, a diferencia de las anteriores, permite impregnar las fibras de resina mediante un sistema eléctrico de rodillos, consiguiéndose una distribución más uniforme y rápida de la resina a lo largo de toda la tela. Una vez realizado este procedimiento, las telas se extraen mojadas de la máquina y se colocan directamente sobre el molde. Los laminados obtenidos por este procedimiento se curan bajo condiciones atmosféricas normales. En general se emplea cualquier tipo de resina (sea epoxy, poliéster, viniléster y/o fenólica), como así también cualquier tipo de fibra, aunque los tejidos de aramida pesados pueden ser difíciles de extender.



Figura 3.9: Máquina impregnadora eléctrica.

Entre las principales ventajas que presenta, se encuentran que: se consigue una distribución uniforme de la resina a lo largo de toda la tela; se logra una mayor rapidez en el proceso de impregnación, con el consiguiente aumento en la producción; y, se logra una optimización de la resina empleada al haber menos pérdidas. En cuanto a las desventajas se tiene que la maquinaria empleada presenta un mayor costo que los sistemas manuales; y, las resinas necesitan ser de baja viscosidad para un mejor manejo de la máquina, lo que trae una reducción de las propiedades térmicas y mecánicas.

3.3.1.4. Moldeo por vacío (Vacuum Bagging)

Este procedimiento consiste básicamente en la preparación del laminado de la misma manera al empleado en el método anterior o por otros métodos (p.e. por inyección o a través de prepegs), para posteriormente aplicar presión al laminado mediante la colocación de una bolsa de vacío sobre el. Generalmente, la consolidación de un laminado se puede conseguir mediante la aplicación de 1 atm de vacío mediante bomba.

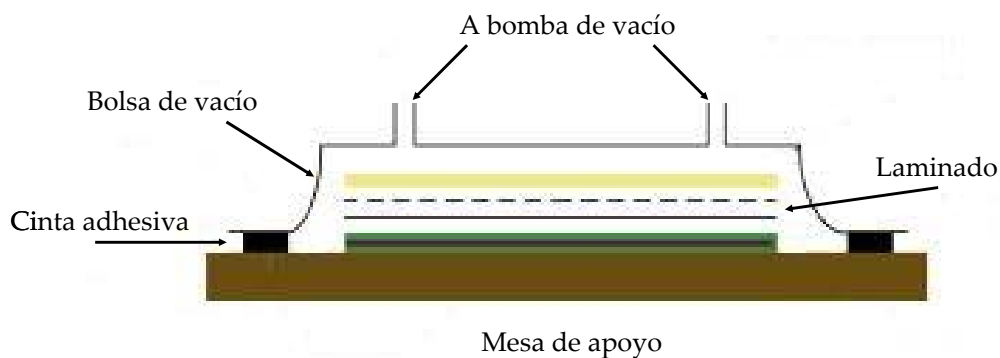


Figura 3.10: Esquema del método vacuum bagging.

Este tipo de procedimiento se emplea principalmente en resinas epoxy y fenólicas, aunque también se pueden emplear con poliéster y viniléster, pero ambas pueden

presentar problemas por la extracción excesiva de estireno^{3,4} con la bomba de vacío. En cuanto a las fibras puede utilizarse una gran variedad de tejidos.

Entre las principales ventajas que tiene esta técnica se tiene que con ella se logran menores porcentajes de huecos en el laminado; se obtiene un laminado más compacto debido a la presión del vacío; y, se puede utilizar mayor porcentaje de fibras que con la técnica de Layup.

Entre sus principales desventajas se encuentran que presenta un mayor costo, tanto por materiales como por mano de obra; al igual que en el caso anterior, la mezcla y el control del contenido de resina dependen de la habilidad del operario; y, es necesaria una mayor especialización de los operarios. En la figura 3.11 se presenta el proceso de fabricación por la técnica de vacío.

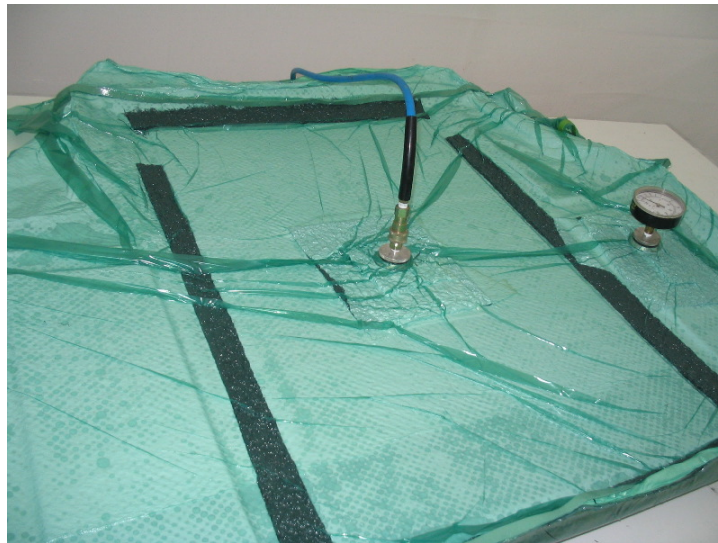


Figura 3.11: Imagen de la técnica vacuum bagging para la fabricación de laminados.

^{3,4} Compuesto químico componente de las resinas, que corresponde a un líquido incoloro de aroma dulce que fácilmente se evapora (es el diluyente principal de las resinas).

3.3.1.5. Preimpregnados

Los preimpregnados (también denominados prepegs) son generalmente tejidos de fibra impregnados con resinas reactivas o precatalizadas, que posteriormente son almacenados a bajas temperaturas. La impregnación se realiza mediante rodillos que permiten obtener porcentajes de resina muy precisa y una buena distribución de la misma en la fibra. En función de la temperatura de curado de la resina, se pueden tener tres clases de preimpregnados:

- Preimpregnados de alta temperatura (180 °C). Son los que poseen las mejores propiedades físicas y mecánicas.
- Preimpregnados de media temperatura (120 °C).
- Preimpregnados de baja temperatura (60-120 °C).

Las matrices más empleadas en la fabricación de prepegs son las resinas epoxy y las fenólicas, aunque también es posible emplear las resinas de poliéster. Las principales ventajas que presenta esta técnica son, que se tiene un adecuado control de la cantidad de resina que se aplica; el proceso de impregnación es más limpio y seguro, evitándose en todo momento el trabajo manual; debido a la automatización del proceso, se obtiene un ahorro importante en mano de obra; y, se tiene una mejor manipulación del material.

Entre las desventajas más importantes destaca el elevado costo de los materiales empleados en la preparación del prepeg (puede llegar a ser hasta cuatro veces mayor que un método convencional; los moldes deben ser concebidos especialmente para el proceso; y, se requiere en muchos casos de autoclave para curar los componentes. Un esquema general de un equipo de preimpregnación se muestra en la figura 3.12.

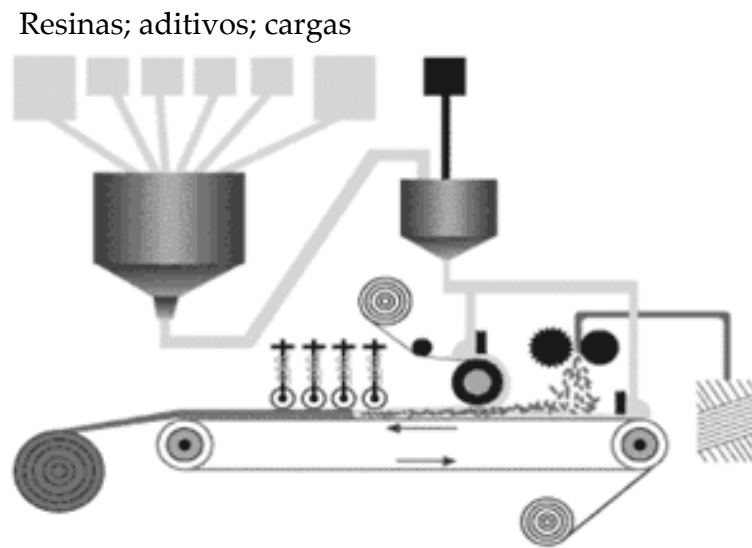


Figura 3.12: Esquema general de equipo de preimpregnado.

3.3.1.6. Pultrusión

La pultrusión es un proceso productivo de fabricación de materiales plásticos termorrígidos que permiten obtener perfiles de plástico reforzado, de forma continua, sometiendo las materias primas a una serie de operaciones de impregnado, fabricación, curado y corte (figura 3.13). Es un proceso que se caracteriza por un buen acabado superficial y que permite obtener perfiles de sección transversal constante, como pueden ser vigas, tubos, etc.

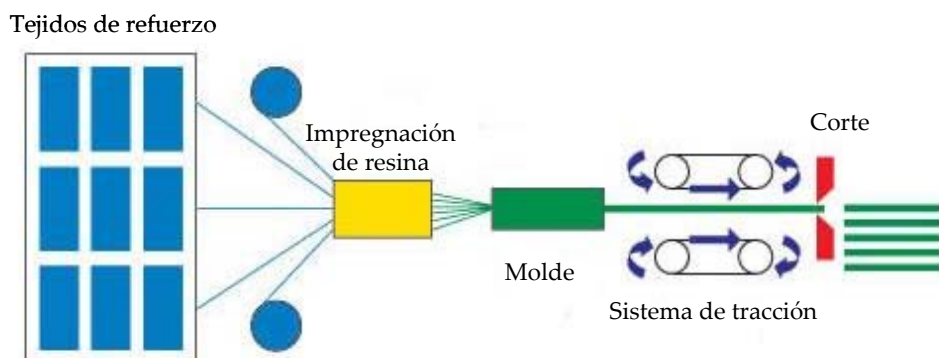


Figura 3.13: Esquema del proceso de fabricación por pultrusión.

El sistema consiste en general de seis partes: preparación e incorporación de las fibras; zona de impregnación de la resina; preformación del material compuesto; molde; mecanismo de tiraje; y, corte de perfiles. En este último paso, los perfiles fabricados se cortan a la longitud deseada mediante un sistema mecanizado.

Entre las principales ventajas que presenta este sistema, se encuentran: alta velocidad de producción; se puede obtener perfiles de grandes longitudes; se obtiene un buen acabado superficial de las piezas; bajos costes de producción; y, permite crear una gran variedad de formas (equipo muy versátil). En cuanto a las desventajas, se debe realizar una alta inversión inicial para la adquisición del equipo; por ser un proceso tecnificado, se requiere de personal cualificado para su manipulación; y, la inversión se justifica en caso de volumen de producción de medio a alto.

3.3.1.7. Resin Film Infusión (RFI).

En esta técnica los tejidos secos se colocan entrelazados con capas de película de resina sólida, la cual es proporcionada en pliegos. Sobre éstos, se coloca una bolsa de vacío que permite extraer todo el aire ocluido que existe en los tejidos secos. Posteriormente el material compuesto se calienta para permitir en una primera etapa que la resina se funda y en una segunda etapa, que fluya al interior de los tejidos. Con este procedimiento después de transcurrido un tiempo se produce el curado de la resina. El esquema de este proceso se muestra en la figura 3.14.

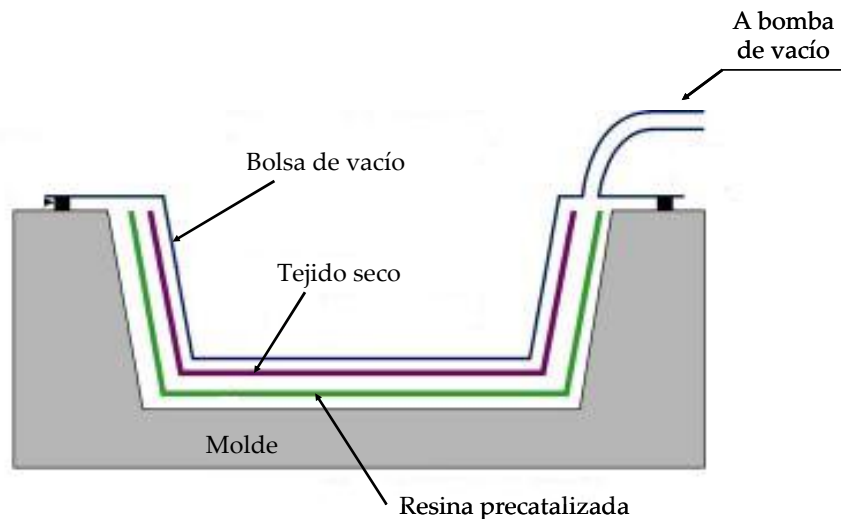


Figura 3.14: Esquema proceso de fabricación Resin Film Infusión.

Entre las principales ventajas que tiene este método se encuentran: puede lograrse altos volúmenes de fibra con gran precisión y contenido de aire bajo; la resina presenta altas propiedades debido al estado sólido inicial que tiene; el costo es potencialmente más bajo que los prepeg. En cuanto a sus desventajas se tiene que: es una técnica poco probada en aplicaciones de ingeniería; el utillaje debe ser compatible con la temperatura de curado del film de resina; y, es necesario contar siempre con un horno de curado.

3.3.2. Principales propiedades de los materiales compuestos.

Fundamentalmente, las propiedades que se pueden obtener con un polímero reforzado con fibras (materiales compuestos) dependen tanto de las propiedades de sus constituyentes como de la proporción volumétrica entre ellos y de su disposición geométrica (Mayugo, 2003). De los dos constituyentes principales que conforman los materiales compuestos, las fibras son las que aportan la resistencia al material, y que es función tanto del contenido de fibras existente en la matriz como de la orientación que presentan.

En términos generales los materiales compuestos tienen en común ciertas propiedades que están ligadas a su naturaleza compuesta y a la presencia del refuerzo (Olivares et al, 2003), entre las que se destacan:

- Anisotropía más o menos marcada según el tipo de refuerzo.
- Baja densidad.
- Características físicas y mecánicas en función de cada uno de sus constituyentes y de sus respectivas proporciones.
- Gran resistencia a la corrosión y a la oxidación.
- Propiedades mecánicas elevadas.
- Posibilidad de realizar formas complejas.

Dentro de las principales propiedades que son de interés determinar en los composites, se encuentran:

- Densidad.
- Módulo de deformación.
- Coeficiente de poisson.
- Resistencia a tracción.
- Efecto de la orientación de las fibras.

Las propiedades de los materiales compuestos pueden mejorar cuando se trabaja con materiales híbridos, los cuales pueden estar constituidos por dos o más tipos de fibras diferentes en una misma matriz. Un ejemplo de esto lo constituye un material compuesto formado por fibra de vidrio y fibra de carbono, el cual es muy resistente a la tensión, presenta una alta resistencia al impacto (cualidad que no presenta el carbono cuando no está combinado con fibra de vidrio) y pueden ser producidos a un bajo costo.

A continuación se presenta un detalle de las principales propiedades comentadas anteriormente.

3.3.2.1. Densidad.

La densidad de los materiales compuestos juega un papel importante en la puesta en obra y la transmisión de cargas de elementos estructurales diseñados con estos materiales. Dada esta condición, una de las ventajas que tienen los materiales compuestos es su ligereza, lo que aporta otras ventajas como son: facilidad de manipulación y montaje; facilidad en el transporte del material a obra; y, reducción de cargas hacia los elementos donde se apoyan. Como resultado, se produce una reducción de costes en los conceptos anteriormente mencionados.

En general la densidad de los materiales compuestos para varios tipos de fibra oscila entre 0,9 y 2,3 t/m^3 , aunque en la mayoría de los casos está comprendida entre 1,2 y 1,8 t/m^3 . La baja densidad de los FRPs (comparada con los metales, que en el caso del acero puede llegar a 7,9 t/m^3) es lo que les proporciona altos valores de módulos específicos y resistencia específica. Para determinar la densidad del material compuesto a partir de las propiedades de la fibra y la resina, se aplica una sencilla regla partiendo del volumen que ocupa cada uno de los constituyentes mediante la siguiente expresión:

$$\rho_c = \rho_m \cdot V_m + \rho_f \cdot V_f \quad (3.1)$$

donde,

ρ_c es la densidad del material compuesto.

ρ_m es la densidad de la matriz.

V_m es el porcentaje volumétrico de la matriz.

ρ_f es la densidad de las fibras.

V_f es el porcentaje volumétrico de fibras.

3.3.2.2. Módulo de deformación.

El módulo de deformación es significativamente afectado por el tipo de fibras que conforma el material compuesto y por la orientación que presentan. En la tabla 3.10 se muestran ejemplos de tres tipos de materiales compuestos y la variación del módulo de deformación y el coeficiente de poisson en función de su composición.

Tabla 3.10: Valores típicos de los módulos de deformación de laminados unidireccionales.

Laminado	$E_{longitudinal}$ (GPa)	$E_{transversal}$ (GPa)	$G_{cor\ tan\ te}$ (GPa)	ν
Carbono/Epoxi	181	10.3	7.17	0.30
Vidrio/Poliéster	54.10	14.05	5.44	0.25
Aramida/Epoxi	75.86	5.45	2.28	0.34

Como puede apreciarse en la tabla anterior, los materiales compuestos formados por fibra de carbono y resina epoxi son los que presentan la mayor rigidez, lo que se puede apreciar tanto en el $E_{longitudinal}$ como en el $G_{cor\ tan\ te}$. Por otro lado, los materiales compuestos formados por fibra de vidrio y resina poliéster presentan una mayor resistencia en el sentido transversal a las fibras, lo que los hace interesantes para materiales compuestos sometidos a cargas en ambos sentidos. Finalmente, los materiales compuestos basados en fibras de aramida son los más desfavorables frente a cargas transversales al sentido de las fibras.

El porcentaje volumétrico de fibras tiene un efecto significativo sobre el módulo de deformación del material compuesto final, tanto longitudinal como trasversal. Para un sistema unidireccional, los módulos longitudinal y transversal pueden usualmente ser obtenidos a partir de las siguientes expresiones:

$$E_L = E_f \cdot V_f + E_m \cdot V_m \quad (3.2)$$

$$E_T = \frac{E_f \cdot E_m}{E_f \cdot V_f + E_m \cdot V_m} \quad (3.3)$$

donde:

E_L , es el módulo de deformación longitudinal del material compuesto (en la dirección de las fibras).

E_f , es el módulo de deformación de las fibras.

V_f , es el porcentaje volumétrico de las fibras.

E_m , es el módulo de deformación de la matriz.

V_m , es el porcentaje volumétrico de la matriz.

E_T , es el módulo transversal del material compuesto (perpendicular a la dirección de las fibras).

Como resultado de aplicación de estas ecuaciones se observa que el módulo de deformación longitudinal de un material compuesto es superior a su módulo transversal, debido esto a que la resistencia del laminado es siempre mayor cuando se desarrolla paralela a las fibras, mientras que en el sentido transversal la resistencia es aportada por la matriz.

Cogumelo (1994) para materiales compuestos formados por fibra de vidrio y resina de poliéster, plantea que el módulo de deformación del producto final se puede determinar variando el contenido de fibra, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E = v_f \cdot E_f + \frac{3}{8} \cdot M \cdot E_f + P \cdot E_p \quad (3.4)$$

donde:

E , es el módulo de deformación del material compuesto.

v_f , es el contenido de fibra en porcentaje.

E_f , es el módulo de deformación de la fibra de vidrio, igual a 73 GPa.

M , es el contenido textil de la fibra de vidrio (usado en laminados).

P , es el contenido de resina en el laminado.

E_p , es el módulo de deformación de la resina de poliéster, igual a 4 GPa.

Tal como se aprecia en la tabla 3.9 se puede inferir que el módulo de deformación también depende de la orientación que presenten las fibras, jugando un papel importante en la rigidez del material compuesto. La figura 3.15 muestra cómo los módulos longitudinal y transversal varían con la orientación.

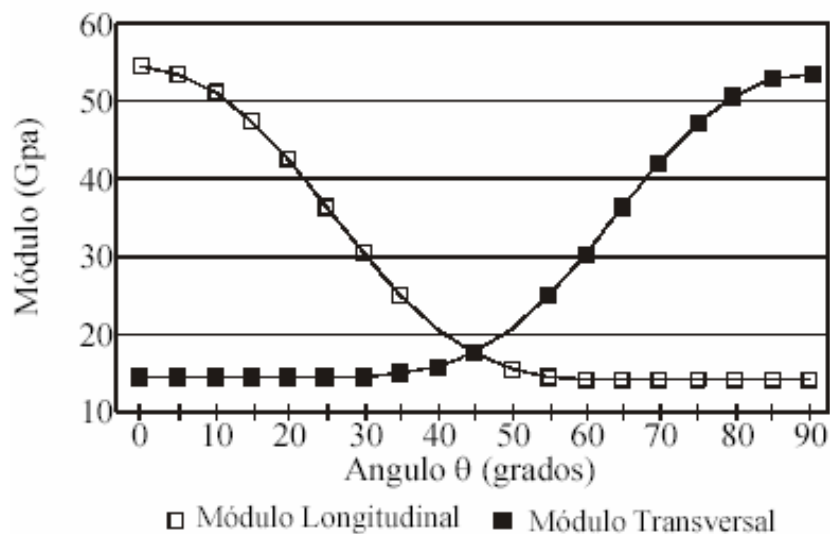


Figura 3.15. Módulos de deformación en función de la orientación de las fibras de un material compuesto típico vidrio/poliéster con una orientación $[\theta_1/.02/\theta_1]$, donde θ es el ángulo en grados.

Como se puede apreciar en la figura anterior, el módulo longitudinal alcanza su valor máximo cuando el ángulo de inclinación de las fibras es 0° , es decir, en tejidos unidireccionales, mientras que el módulo transversal alcanza su máximo valor cuando el ángulo de inclinación de la fibra es de 90° . A la inversa, para ambos casos se logran menores valores de módulo de deformación.

3.3.2.3. Coeficiente de Poisson.

El coeficiente de poisson ν para un material compuesto puede variar significativamente en función de la orientación que presenten las fibras. Cuando las fibras presentan una orientación de 0° en relación a la carga aplicada, ν con frecuencia alcanza los valores adoptados para los metales, dentro de un rango de 0,25 a 0,35. Para orientación de las fibras distintas a 0° , ν puede variar considerablemente, siendo de 0,02 a 0,05 para una orientación de 90° , debido a que las fibras que son muy rígidas resisten la contracción de la resina.

Independiente de estos valores, el coeficiente de poisson de un laminado puede ser obtenido aplicando el mismo criterio al empleado para la determinación del módulo de deformación, a partir de la siguiente expresión

$$\nu = V_f \cdot \nu_f + V_m \cdot \nu_m \quad (3.5)$$

donde:

ν , es el coeficiente de poisson del laminado.

V_f , es el porcentaje volumétrico de las fibras.

ν_f , es el coeficiente de poisson de las fibras.

V_m , es el porcentaje volumétrico de la matriz.

ν_m , es el coeficiente de poisson de la matriz.

Por otro lado, cuando las fibras están orientadas con ángulo entre 30° y 40° , ν puede alcanzar valores de 0,65. El valor de ν variará en función de los materiales que se empleen en la fabricación del material compuesto y la orientación que presenten las fibras, debido a que las fibras tratan de alinearse por si mismas al aplicarse una carga. Cuando el ángulo de orientación decrece ligeramente, las fibras actúan alineando la resina con la carga, lo cual proporciona un valor muy alto para ν .

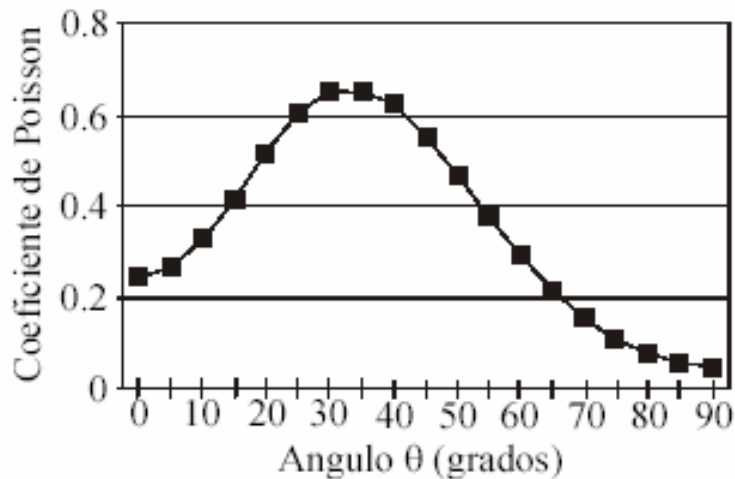


Figura 3.16: Coeficiente de poisson en función de la orientación de las fibras de un material compuesto típico Vidrio/Poliéster con una configuración $[\theta_1/\theta_2/\theta_1]$, donde θ es el ángulo en grados.

3.3.2.4. Resistencia a tracción.

La resistencia a la tracción de estos materiales es una de las propiedades más importantes que presentan, principalmente para su uso en aplicaciones de ingeniería. Como se comentará más adelante, el buen comportamiento que presentan a tracción ha permitido su empleo en algunas aplicaciones geotécnicas, como por ejemplo es el caso de anclajes al terreno.

La tabla 3.11 muestra valores típicos de resistencia a tracción, tanto en el sentido longitudinal como transversal de las fibras, de distintos laminados unidireccionales, siendo la resistencia longitudinal en la dirección paralela a las fibras y la transversal en la dirección perpendicular a las fibras. En este tipo de laminados la resistencia longitudinal a tracción es de 30 a 40 veces mayor que la resistencia transversal, debido a que en el sentido transversal el material compuesto puede fallar sin presentar rotura de sus fibras. La resistencia a tracción en la dirección longitudinal se determina principalmente por la resistencia aportada por la resina, la cual puede ser obtenida de forma aproximada mediante la siguiente expresión:

$$T_{Sc} = T_{Sf} \cdot V_f + T_{Sm} \cdot V_m \quad (3.6)$$

donde:

T_{Sc} , es la resistencia última a tracción del material compuesto.

T_{Sf} , es la resistencia última a tracción de las fibras.

V_f , es el porcentaje volumétrico de fibras.

T_{Sm} , es la resistencia última a tracción de la resina.

V_m , es el porcentaje volumétrico de resina.

Tabla 3.11: Resistencia a tracción y compresión típica de laminados unidireccionales.

Material	Resistencia longitudinal		Resistencia transversal		Cortante (MPa)
	Tracción (MPa)	Compresión (MPa)	Tracción (MPa)	Compresión (MPa)	
Carbono/Epoxi	1448	600	52	206	93
Vidrio/Vinilo	610	215	49	49	16
Aramida/Epoxi	1400	235	12	53	34

(Tomada de Tsai y Hahn, 1980. *Introduction to composite materials*)

Como se aprecia en la tabla anterior, la mayor resistencia a tracción longitudinal la presenta el laminado compuesto por fibra de carbono y resina epoxi, siendo también mayor para este caso en la dirección transversal. En la dirección transversal los valores de resistencia a tracción son muy inferiores a los obtenidos en la dirección longitudinal. En este mismo caso se aprecia que la resistencia a compresión para los tres casos mostrados es mayor o igual a la resistencia a tracción.

Un análisis comparativo de distintos tipos de materiales compuestos y aceros, se presenta en la figura 3.17, donde se relaciona la resistencia a tracción con la deformación de cada uno de los materiales analizados. Como se ve, los materiales

compuestos presentan una mayor resistencia a tracción que el acero, siendo la fibra de carbono la que presentan las propiedades mecánicas más elevadas.

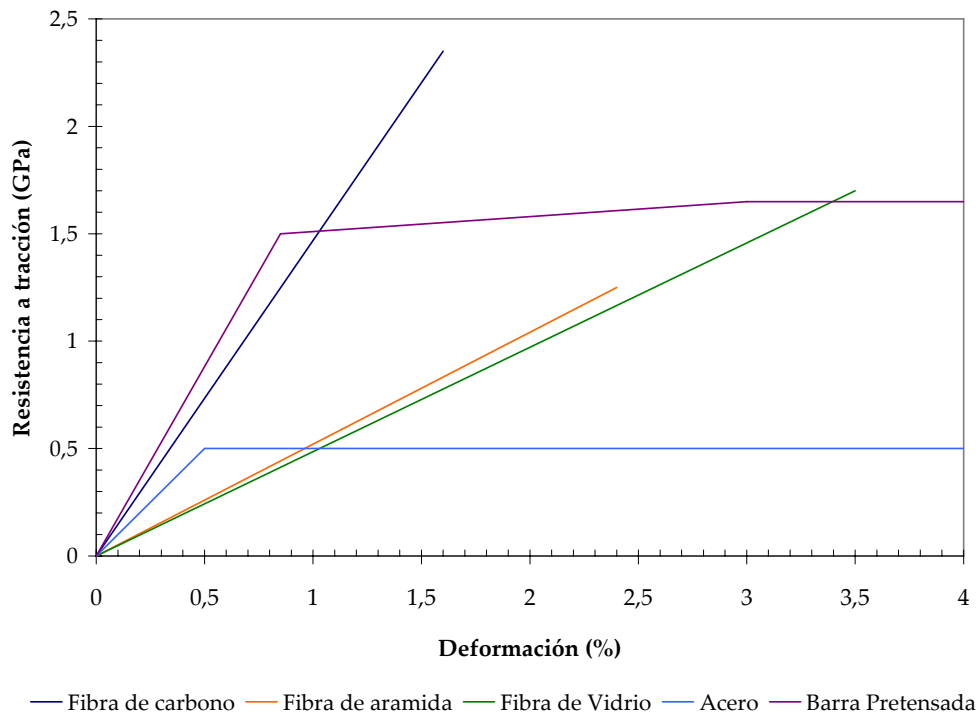


Figura 3.17: Curvas tensión-deformación de distintos materiales compuestos y aceros.

(Tomada de Rostásy y Budelmann, 1994. *Principles of design of FRP tendons and anchorages for post-tensioned concrete*)

3.3.2.5. Efecto de la orientación de las fibras.

Como se comentó en los apartados anteriores, la orientación que presenten las fibras juega un papel importante en las principales propiedades de los materiales compuestos. Para ilustrar el efecto de la orientación de las fibras, en la tabla 3.12 se presentan las resistencias calculadas para un laminado Vidrio/Poliéster con distintas orientaciones en las fibras. Para definir dicha orientación, se ha empleado la notación $[\theta_n / \theta_n / \dots]_s$, donde θ es el ángulo de orientación de las fibras, n es el número de capas con esa orientación y s indica que se repiten las capas simétricamente. Por ejemplo, un laminado de 16 capas que tiene la mitad de dichas capas con fibras en

dirección longitudinal y la mitad de las otras capas con la dirección de las fibras en dirección perpendicular, se puede representar como:

$$[0_4 / 90_8 / 0_4]$$

Tabla 3.12: Influencia de la orientación de las fibras en el comportamiento de laminados.

Tipo de FRP y orientación	Dirección 0		Dirección 90		Deformación a rotura a dirección 0
	Modulo elástico (GPa)	Tensión rotura (MPa)	Modulo elástico (GPa)	Tensión rotura (MPa)	
Carbono alta resistencia/epoxy					
[0 ₄]	100-140	1020-2080	2-7	35-70	1.0-1.5
[0 ₁ / 90 ₁] _s	55-76	700-1020	55-75	700-1020	1.0-1.5
[45 ₁ / 45 ₁] _s	14-28	180-280	14-28	180-280	1.5-2.5
Vidrio E/epoxy					
[0 ₄]	20-40	520-1400	2-7	35-70	1.5-3.0
[0 ₁ / 90 ₁] _s	14-34	520-1020	14-35	520-1020	2.0-3.0
[45 ₁ / 45 ₁] _s	14-21	180-280	14-20	180-280	2.5-3.5
Aramida alta resistencia/epoxy					
[0 ₄]	48-68	700-1720	2-7	35-70	2.0-3.0
[0 ₁ / 90 ₁] _s	28-34	280-550	28-35	280-550	2.0-3.0
[45 ₁ / 45 ₁] _s	7-14	140-210	7-14	140-210	2.0-3.0

Se puede observar en la tabla anterior el incremento en la resistencia del laminado con orientaciones de fibras a +45° y -45°, comparado con el que tiene solamente fibras orientadas a +45°. Esto es debido a que el laminado que tiene solamente fibras orientadas a +45° puede fallar a lo largo de la dirección de las fibras sin haberse roto ninguna. Por el contrario, en el que se presentan las dos orientaciones puede ser que rompan algunas fibras sin llegar a la rotura del laminado.

Tradicionalmente los diseñadores han usado disposiciones de fibras en donde existe el mismo número de capas a 0° , 45° , -45° y 90° , obteniendo un laminado que tiene una resistencia de una vez y media comparado con la capa orientada a 0° que lo compone. De cualquier forma, estas configuraciones tienen resistencias menores que los laminados unidireccionales. Hay que observar que la resistencia en el eje longitudinal aumenta cuando se incrementan las capas colocadas a 0° , aunque este aumento no es proporcional.

3.4. ESTRUCTURAS SANDWICH PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una estructura sandwich está compuesta por tres componentes:

- Las alas del sándwich, formadas por láminas delgadas y resistentes.
- El núcleo, denominado comúnmente core, correspondiente a un material ligero.
- La interfase, que es normalmente un adhesivo.

Este tipo de configuración es de gran interés en materiales compuestos, porque permite aumentar la rigidez y resistencia de un elemento sometido a esfuerzos de flexión o compresión, sin apenas aumentar su peso. Un esquema general de una estructura tipo sándwich es mostrado en la figura 3.18.

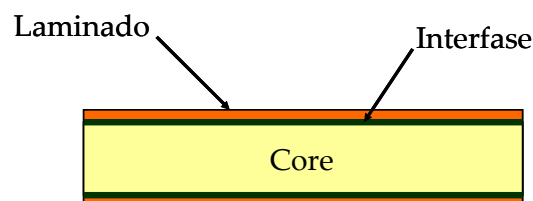


Figura 3.18: Esquema general de una estructura tipo sándwich.

Un ejemplo de cómo mejora la rigidez del material compuesto con la incorporación de un núcleo, fue presentado por Miravete (2000). Este autor comenta que mediante el empleo de un núcleo que tenga una densidad de $37 \text{ (kg/m}^3\text{)}$, la rigidez del elemento

mejora hasta 7,4 veces si el espesor del elemento estructural es $2 \cdot e$, y hasta 34 veces si el espesor es de $4 \cdot e$. En cuanto al peso, solo se obtiene un incremento de 1,03 y 1,06 respectivamente (figura 3.19).

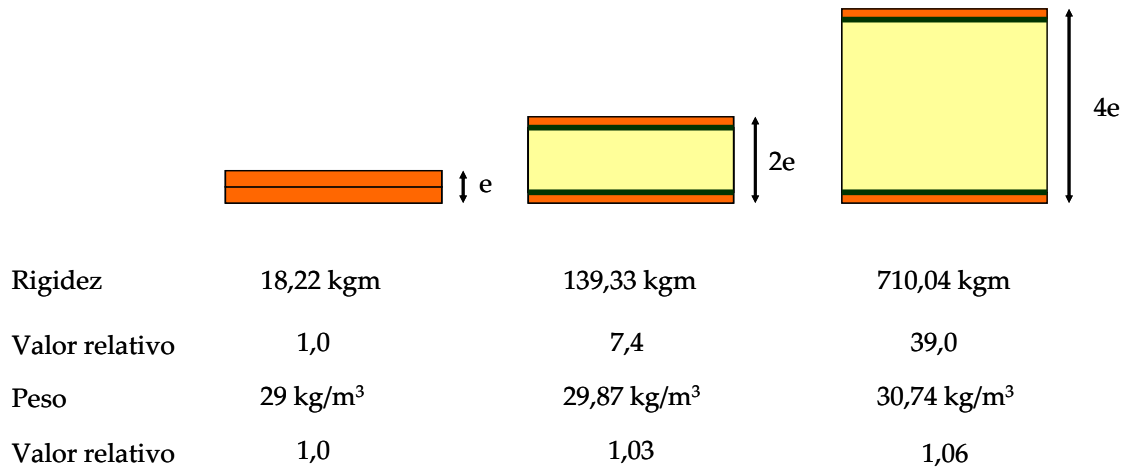


Figura 3.19: Influencia del espesor del núcleo en la rigidez y peso de la estructura tipo sándwich. Alas formadas aluminio de $e = 2 \text{ mm}$ y densidad del núcleo de $37 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.

Cada uno de los elementos implicados cumple una función determinada. Las pieles exteriores son los elementos resistentes, generalmente realizadas con materiales de mejores propiedades que el resto; el núcleo, de material ligero, cuyas funciones principales son mantener separadas las pieles exteriores y transmitir los esfuerzos cortantes de una cara a la otra; y por último la interfase, que tiene como función principal mantener unido todo el conjunto. Si un panel sándwich es sometido a flexión como se muestra en la figura 3.20, las pieles exteriores experimentarán esfuerzos diferentes.

El núcleo debe mantener la distancia relativa entre las pieles y la distancia entre las pieles y la línea neutra. Debe el núcleo, por lo tanto, ser suficientemente resistente para soportar los esfuerzos de corte que se producen y evitar que se produzca un desplazamiento de las pieles en el sentido longitudinal. Debe también soportar los esfuerzos de compresión perpendicular a las pieles. Las pieles deberán ser capaces de

resistir el esfuerzo de flexión al cual están sometidas a través de los correspondientes esfuerzos de tracción y compresión.

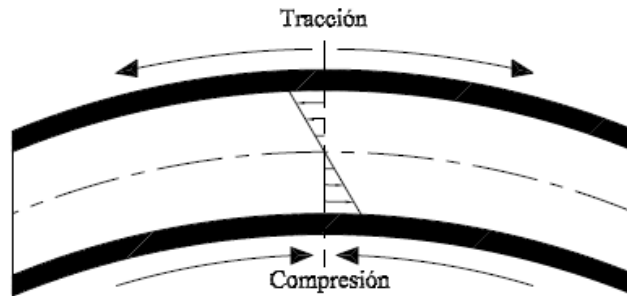


Figura 3.20: Esfuerzos que se desarrollan en una estructura sándwich sometida a flexión.

Entre los materiales que más se emplean para núcleos de estructuras tipo sándwich se encuentran los nidos de abeja y las espumas.

3.4.1. Núcleos de nidos de abeja

Estos tipos de núcleos se fabrican a partir de láminas delgadas de diversos materiales metálicos y no metálicos, cuyas propiedades varían en función del espesor de la lámina y, de la forma y tamaño de la celdilla formada. Las distintas láminas se unen entre sí mediante adhesivos de distintos tipos o bien por soldadura.

Entre los materiales metálicos empleados para la fabricación de núcleos de nidos de abeja se encuentran aleaciones de aluminio, acero, titanio, etc., mientras que los materiales no metálicos empleados pueden ser fibra de vidrio, papel, cartón, etc., siendo estos últimos impregnados con resinas a fin de dotarlos de rigidez. Un núcleo del tipo nido de abeja es mostrado en la figura 3.21.



Figura 3.21: Núcleos de nidos de abeja para uso en estructuras tipo sándwich.

La mayoría de los núcleos de nidos de abeja se fabrican mediante una unión adhesiva de una serie de tiras de material, pudiendo emplearse para tales efectos dos tipos de procesos: por expansión y por ondulación (corrugado). Las láminas se posicionan en una determinada forma antes de ser extendidas, tal como se muestra en la figura 3.22.

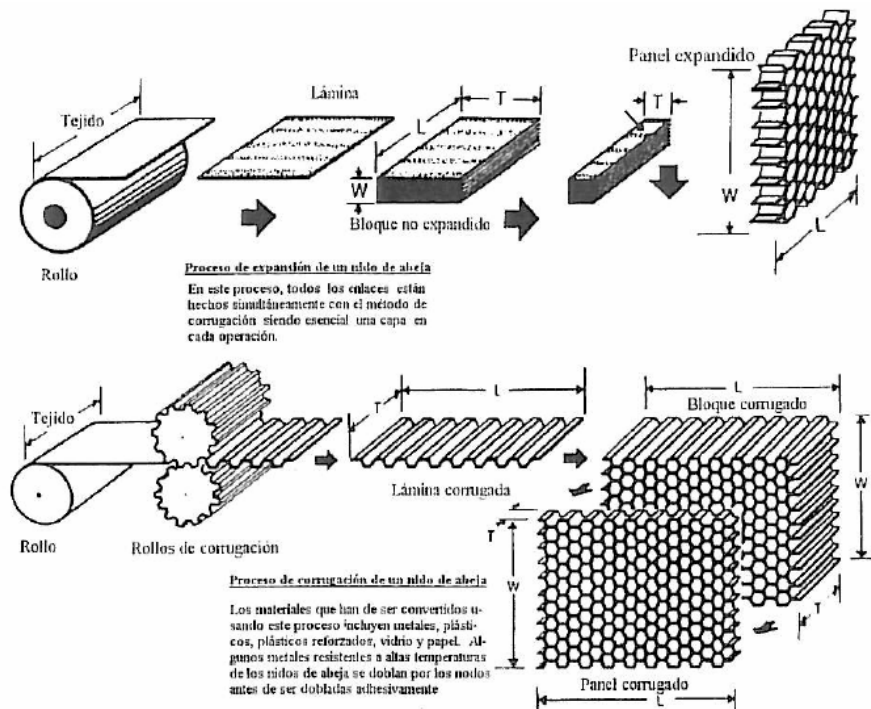


Figura 3.22: Procesos de fabricación núcleos nidos de abeja.

Entre los principales materiales que se emplean para la fabricación de los núcleos de nidos de abeja, se encuentran:

- Nidos de abeja de aluminio.
- Nidos de abeja de aramida.
- Nidos de abeja de polipropileno.
- Nidos de abeja de papel.

Los nidos de abeja de aluminio son muy utilizados en diversas aplicaciones, debido a que tiene elevadas propiedades mecánicas específicas. El costo de este tipo de núcleos es más elevado que las espumas. Las densidades que presentan este tipo de nidos pueden variar de $32 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ a $880 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.

Los nidos de abeja de aramida están basados en un papel calandrado completamente sintético. Las propiedades mecánicas del material como núcleo estructural, son un poco más bajas que las que presentan el aluminio, especialmente el módulo, aunque poseen una capacidad única de soportar sobrecargas en áreas locales sin obtener daño permanente. En general este tipo de núcleos alcanza densidades comprendidas entre $24 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ y $144 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.

Los nidos de abeja de polipropileno se caracterizan por tener una buena resistencia al agua, al contacto con los suelos y una elevada resistencia química. Dentro de las propiedades más importantes que presentan se encuentran:

- Densidad: $80 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.
- Resistencia a la compresión: 1 MPa .
- Resistencia a la cortadura: $0,5 \text{ MPa}$.
- Tamaño de la celda: hasta 300 mm de altura.

Los nidos de abeja de papel son los primeros que han sido desarrollados en esta tipología de núcleos. Se disponen en muchas variaciones en lo que al tamaño de celda se refiere (10, 13 y 19 mm, e incluso mayores). Las resistencias más elevadas se fabrican solo para el tamaño de celda más pequeño. Las propiedades más importantes de estos tipos de núcleos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3.13: Principales propiedades nidos de abeja de papel.

Densidad	Resistencia compresión	Módulo compresión	Resistencia cortadura dirección L	Módulo cortadura dirección L	Resistencia cortadura dirección W	Módulo cortadura dirección W
(kg/m^3)	(KPa)	(MPa)	(KPa)	(MPa)	(KPa)	(MPa)
10 - 80	97 - 2758	17 - 461	69 - 1324	15 - 208	48 - 593	7 - 45

3.4.2. Núcleos de espumas

El empleo de espumas como material de núcleos de sándwich está en la actualidad muy extendido. Las espumas son dispersiones de grandes volúmenes de gas en pequeños volúmenes de líquidos con burbujas que crecen mucho, quedando muy cerca unas de otras, deformándose y adoptándose formas casi poliédricas, con delgadas capas de líquido entre ellas.

Existe una gran variedad de espumas, siendo cada una de ellas más adecuadas para cada aplicación concreta en función de las especificaciones de la estructura tipo sándwich. Dentro de las principales espumas que se utilizan para estructuras tipo sándwich, se encuentran:

- Espumas de policloruro de vinilo (PVC).
- Espumas de poliuretano.
- Espumas de poliestireno.

El PVC es una espuma de altas prestaciones, la cual se comercializa en paneles prefabricados y teniendo densidades que oscilan entre $50(\text{kg}/\text{m}^3)$ y $200(\text{kg}/\text{m}^3)$. Este material, en función de los aditivos que se le incorporen, puede desarrollar diversas características, pudiendo ser muy rígido o bien flexible; transparente, translucido o totalmente opaco; etc.



Figura 3.23: Espuma de poliuretano empleada en estructuras tipo sándwich.

Las espumas de poliuretano pertenecen a una familia de polímeros con características diversas en función de los productos de partida, pero normalmente se engloban bajo el mismo nombre genérico de poliuretano (PUR). Estos materiales presentan una buena resistencia mecánica y una elevada tenacidad. Tiene un buen comportamiento a la abrasión y las bajas temperaturas, como así también tiene buena resistencia química. Las espumas de poliuretano se comercializan en paneles prefabricados, con densidades que oscilan entre $30(\text{kg}/\text{m}^3)$ y $1300(\text{kg}/\text{m}^3)$.

Las espumas de poliestireno tienen buenas propiedades mecánicas, tanto a tracción, compresión como cortadura. Se emplean principalmente en la construcción por sus propiedades de aislamiento térmico. Las densidades pueden oscilar entre $28(\text{kg}/\text{m}^3)$ y $45(\text{kg}/\text{m}^3)$.

3.4.3. Consideraciones generales sobre las estructuras tipo sandwich

El empleo de estructuras tipo sandwich se ha desarrollado con gran difusión en áreas como la aeronáutica y la militar, mientras que en el área de la ingeniería, en aplicaciones donde muchos elementos constructivos están sometidos a importantes cargas estructurales, esta técnica está siendo recientemente incorporada. Tal como se ha comentado en los apartados anteriores, el diseño de estructuras tipo sandwich permite obtener elementos de elevada resistencia y bajo peso, en función de las dimensiones que sea necesario cumplir en el dimensionamiento estructural.

En el caso de muros de contención de tierras, que es motivo de estudio en la presente Tesis Doctoral, estos elementos estarán constituidos principalmente por el alzado, si se trata de muros tipo ménsula, o por las placas de revestimiento, si se trata de muros de tierra mecánicamente estabilizada. En ambos casos los esfuerzos a los que se encuentran sometidos están asociados a los empujes de tierras que se desarrollan en el trasdós de la estructura y otras cargas que sean consideradas (p.e. sobrecargas en superficie), sometiendo a dichos elementos a momentos flectores y de corte. Considerando esto, es de gran interés en el diseño trabajar con este tipo de configuraciones, que permitan absorber ambos esfuerzos de forma adecuada.

Según comenta Miravete (2000), las alas del panel sandwich actúan de la misma manera que las alas de una viga doble T, soportando las cargas de flexión (una de ellas en compresión y la otra en tracción, como se muestra en la figura 3.20). Por su parte el núcleo del panel sandwich actúa como el alma de la mencionada viga doble T, resistiendo los esfuerzos cortantes y provocando un aumento de la rigidez a flexión de la estructura, separando las alas una de otra. A diferencia del alma de la viga doble T, el núcleo del panel sandwich ofrece un soporte continuo a las alas.

En el diseño del elemento estructural deben ser consideradas ambas acciones, debiéndose cumplir con las resistencias mínimas que aportan ambos materiales (laminados y núcleo) a la estructura tipo sandwich. Russo y Zuccarello (2007)

comentan que la falla de una estructura sandwich puede ocurrir por alguno de los siguientes mecanismos:

- Falla por compresión/tensión del laminado.
- Falla por corte del núcleo.
- Delaminación de la estructura (despegue del laminado y núcleo)
- Falla por indentación del núcleo.

Considerando que el comportamiento estructural estará definido por los dos primeros tipos de falla, para una condición de carga constituida por un momento M y un esfuerzo cortante T (figura 3.24), la ruptura del laminado se alcanzará cuando la tensión máxima normal $\sigma'_{x,\max}$ que actúa en la cara externa del laminado excede la resistencia $\sigma_{s,u}$; por su parte, la ruptura del núcleo se producirá si la máxima tensión de corte $\tau_{xz,\max}$ que actúa en el plano medio excede la resistencia al corte del núcleo $\tau_{c,u}$.

Por lo tanto, la falla del laminado y del núcleo ocurren cuando M y T exceden los correspondientes valores de M_{\max} y T_{\max} , que pueden ser obtenidos a partir de las siguientes expresiones:

$$M_{\max} = \frac{2 \cdot D}{E_s \cdot h} \cdot \sigma_{s,u} \quad (3.7)$$

$$T_{\max} = \frac{N}{G_c} \cdot \tau_{c,u} \quad (3.8)$$

donde:

E_s , es el módulo de deformación del laminado.

G_c , es el módulo a cortante del núcleo.

D , es la rigidez a flexión.

N , es la rigidez a cortante.

D y N pueden ser obtenidos a partir de las siguientes expresiones:

$$D = E_s \cdot \frac{(h^3 - h_c^3)}{12 \cdot (1 - \nu_s^2)} \quad (3.9)$$

$$N = \frac{G_c \cdot (h + h_c)^2}{4 \cdot h_c} \quad (3.10)$$

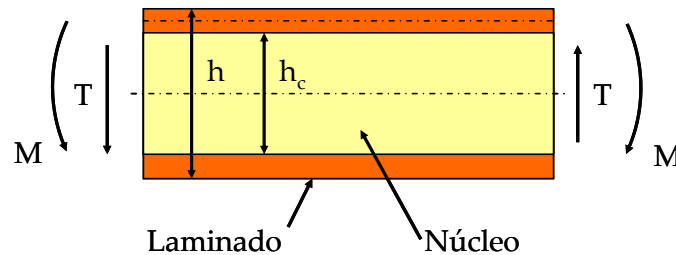


Figura 3.24: Esquema de panel sándwich y sus notaciones.

3.5. APLICACIONES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

Tal como se ve en el gráfico 3.1, el uso de los materiales compuestos está muy extendido en diversas áreas de desarrollo, siendo la industria aeronáutica y la automovilística donde mayores aplicaciones tienen. Miravete (1995), Hull y Clyne (1996) y Roca (2005), señalan que algunas de las principales áreas de aplicación de los materiales compuestos son las siguientes:

- Electrónica: muchos equipos electrónicos y eléctricos actualmente son realizados en materiales compuestos. Sin la aplicación de estos materiales, sería económicamente imposible su desarrollo.

- Construcción: La facilidad de montaje y durabilidad hace que los materiales compuestos, dentro de este campo, encuentren cada vez más aplicaciones.
- Transporte: Para los automóviles y camiones, dado que los materiales compuestos ofrecen una amplia variedad de beneficios, incluyendo durabilidad, resistencia a la corrosión, ligereza, empleo en cristales de seguridad y depósitos de combustible, entre otros.
- Aeronáutica: Durante los últimos 50 años, la tecnología aeronáutica ha evolucionado, concediendo a los materiales compuestos un papel muy importante dentro de este campo. La ligereza de los materiales compuestos permite proteger el combustible ante diferencias de presión ambiental (Cheremisinoff, 1995).
- Otros mercados: Los materiales compuestos forman parte de una gran variedad de mercados gracias a la gran diversidad de propiedades que pueden aportar, como en plataformas para trabajos en altura, líneas de alto voltaje, tanques de combustible de fibra de vidrio altamente resistente a la corrosión, etc.

Estas aplicaciones son algunas de las más importantes donde los materiales compuestos son empleados, existiendo muchas otras que no se han presentado debido a que el consumo de estos materiales es bastante menor. En el área de la construcción, a pesar de estar ubicado en el tercer puesto de las industrias que más consumen materiales compuestos, representa aún un pequeño porcentaje en comparación a la industria aeronáutica y automovilística.

Este bajo porcentaje de aplicación en la construcción es debido principalmente a dos factores: es un área altamente conservadora y el empleo de materiales tradicionales, como el hormigón y el acero, que se encuentran ampliamente utilizados y contrastados ejercen una competencia muy fuerte en el sector (Roca, 2005). A pesar de ello, son diversas las aplicaciones en las que los materiales compuestos han tenido un fuerte desarrollo, como son: paneles de decoración; rehabilitación de edificios y obras de fábrica; vigas y piezas estructurales; cubiertas y tejados; paneles de muros cortina y fachadas; etc.

En aplicaciones de ingeniería el empleo de materiales compuestos, tal como se comentó en el párrafo anterior, se ha focalizado fundamentalmente en temas de refuerzo de estructuras y construcción de elementos estructurales, mientras que en aplicaciones geotécnicas donde también se han desarrollado ciertas aplicaciones, se ha orientado en elementos de refuerzo de suelos y sistemas de cimentación. Como comenta Recasens (2002), estos materiales son ideales para su uso en el mercado de la construcción e ingeniería por la estabilidad dimensional, alta durabilidad, ligereza, resistencia al impacto y baja inflamabilidad que poseen. Además, permiten mediante una adecuada elección de resinas y aditivos, una alta flexibilidad en el diseño.

3.5.1. Aplicaciones en la ingeniería

No han sido muchas las aplicaciones de los materiales compuestos en elementos estructurales de edificios, aunque su uso en ingeniería, sobre todo en puentes y pasarelas, y refuerzo de estructuras, es actualmente muy frecuente. Es en la construcción de puentes donde mayores avances en investigación se han alcanzado en el uso de materiales compuestos, existiendo importantes aplicaciones en países como Estados Unidos y España.

El empleo de materiales compuestos en puentes proporciona una alta capacidad de carga con un bajo peso del material. Esta característica evita importantes gastos en equipamiento pesados para su construcción y reduce considerablemente los tiempos de ejecución. Además, al ser materiales muy durables, no se corroen como en el caso del acero ni se pudren como la madera, reduciéndose como resultado los costes de reposición y mantenimiento. Algunas aplicaciones de materiales compuestos en el diseño y fabricación de puentes, se presentan a continuación.

En Dinamarca, mediante la aplicación de perfiles pultrusionados de polímero reforzado con fibra de vidrio, fue construido un puente en la década de los años '70 para cruzar la línea del ferrocarril en la ciudad de Kolding. Este puente tiene una

longitud de 40 m y un ancho de 3 m, y es empleado para el paso de peatones, bicicletas y motocicletas. El puente fue diseñado para soportar una carga de hasta $500 \text{ (kg/m}^2\text{)}$, con el propósito de emplear máquinas removedoras de nieve de hasta 5000 kg de peso.



Figura 3.25: Aplicación de materiales compuestos en el puente de Holding, Dinamarca.

En Estados Unidos se han construido muchos puentes fabricados en materiales compuestos, donde se han desarrollado variadas técnicas y tipologías de tableros (tableros hardcore; tableros superdeck; tableros viga cajón; etc.). La gran mayoría de estos puentes construidos son para tráfico liviano.

Un ejemplo de ellos ha sido el empleo de tableros superdeck en el puente Wichwire Run en West Virginia, EEUU. Esta aplicación ha consistido en tableros constituidos por perfiles de pultrusión formando geometrías de hexágonos y dobles trapecios, tal como se aprecia en la figura 3.26. Estos perfiles llevan unas pieles de fibra de vidrio formando un conjunto prefabricado de instalación rápida en obra, debido al poco peso que este presenta.



Figura 3.26: Aplicación de materiales compuestos en puente Wichwire Run en West Virginia, EEUU.

Este puente fue abierto al público en 1997, contando con una longitud de 9,14 m y una anchura de 6,6 m.

En España se han desarrollado diversas aplicaciones en la construcción de puentes, tanto para tráfico de peatones como puentes carreteros. En el año 2003 se construyó un puente en materiales compuestos para las obras del AVE en la ciudad de Lérida, empleado específicamente para tránsito peatonal. Tiene una longitud de 38 m y un ancho de 3 m, siendo uno de los más largos de Europa en su categoría (figura 3.27). Dicho puente está constituido por perfiles de viniléster reforzado con fibra de vidrio.



Figura 3.27: Puente en materiales compuestos de la ciudad de Lérida.

Por su parte la empresa Acciona Infraestructuras a través de su Centro Tecnológico de I+D+i, ha desarrollado dos aplicaciones mediante el empleo de materiales compuestos como elemento estructural de puentes carreteros, posicionándose como una empresa líder en la utilización de esta tecnología en el área de la ingeniería y construcción.

La primera de estas aplicaciones se ha desarrollado en la Autovía del Cantábrico en el año 2004, con la construcción de un puente carretero para la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Este puente tiene una longitud de 46 m con un total de cuatro vanos, dos centrales de 13 m y dos extremos de 10 m, y un ancho de 8 m. La solución adoptada ha consistido en la fabricación de prelosas formadas por fibra de vidrio y tres vigas cajón de sección trapezoidal fabricadas con fibra de carbono y rellenas de espumas de poliuretano.



Figura 3.28: Aplicación de materiales compuestos en paso superior Autovía del Cantábrico.

Más recientemente (2007-2008), la misma empresa ha realizado una segunda aplicación de estos materiales en la construcción de puentes. En este caso, se han empleado los materiales compuestos para la construcción de dos viaductos pertenecientes a la carretera M-111, que conecta Barajas con la localidad de Fuente el Saz, en Madrid. Estos viaductos, correspondientes al tronco principal de la autovía, tienen una longitud

de 34 m, formado cada uno de ellos por tres vanos, dos laterales de 10 m y uno central de 14 m, con un ancho total de 20,4 m.



Figura 3.29: Aplicación de materiales compuestos en viaducto carretera M-111, Madrid.

Para la aplicación de esta tecnología se decidió construir todas las vigas con materiales híbridos formados por laminados de fibra de vidrio y fibra de carbono, y rigidizadores interiores de espumas de poliuretano, además de la fabricación de prelosas a base de laminados de fibra de vidrio.

Con relación al refuerzo de estructuras, se han desarrollado aplicaciones orientadas, por un lado, a la fabricación de barras de FRP para ser empleadas en obras de hormigón armado como reemplazo del acero, y por otro lado, para el refuerzo de vigas y pilares que presentan fallas superficiales o de tipo estructural, o que son necesario reforzar por las cargas a las que estarán sometidos.

El empleo de barras para su uso en estructuras de hormigón es una técnica que se ha aplicado en Estados Unidos, Japón y varios países de Europa (Burgoyne, 1999; Wu et al, 2007; Banks, 2007). En Estados Unidos se han desarrollado códigos para el diseño y

construcción de estructuras de hormigón mediante el empleo de barras en composites^{3.5}.

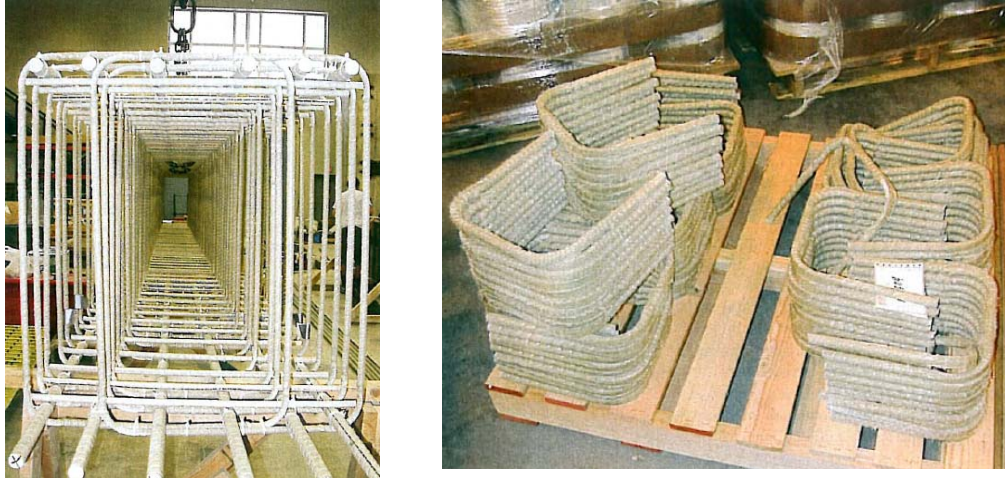


Figura 3.30: Barras de FRP para empleo en estructuras de hormigón.
(Tomada de Bank, 2007. *FRP rebar: shear reinforcement and detailing*)

El empleo de barras de FRP en reemplazo del acero presenta muchas ventajas debido principalmente a que no se corroen, y se comportan mejor en ambientes ácidos y alcalinos (Muruts y Nad, 1998). Además, tienen un menor peso y una mayor resistencia a la tracción, aunque el módulo de deformación sea menor.

El refuerzo de vigas ha sido hasta el momento, uno de los puntos principales de aplicación de estos materiales. La forma de reforzar una viga es adhiriendo en su parte inferior un laminado de material compuesto, reforzando así la parte central de vano donde las tracciones son mayores. Estos laminados suelen ser habitualmente de fibra de carbono, debido a su mayor módulo de deformación y mayor capacidad de carga (tanto final como a menores deformaciones), pero también suelen emplearse fibra de vidrio, que son los de mayor aplicación en ingeniería civil.

^{3.5} Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-06)



Figura 3.31: Aplicación de materiales compuestos en vigas de puentes.

Otra de las aplicaciones que se suelen realizar en ingeniería es el refuerzo de pilares por el método de confinamiento. El principio físico en el que se basa este método de refuerzo, consiste en aumentar la resistencia a compresión del hormigón, limitando para ello su expansión volumétrica, producida al realizar una compresión sobre el elemento hormigonado. La forma de conseguir este confinamiento se obtiene al recubrir todas las caras exteriores del elemento mediante fibras de material compuesto, de tal forma que el hormigón no tenga forma alguna de expandirse.



Figura 3.32: Aplicación de materiales compuestos en refuerzo de pilares.

3.5.2. Aplicaciones geotécnicas

A diferencia de las aplicaciones anteriormente comentadas, el desarrollo de los materiales compuestos en geotecnia no ha sido tan extendido como en el caso de edificación y/o en elementos estructurales, a pesar de que ciertas fibras han sido empleadas extensivamente en la industria de refuerzo de suelos (Burgoyne, 1999).

Dentro de las aplicaciones más importantes en ingeniería geotécnica que se han desarrollado con el uso de FRP's, se encuentran:

- Pilotes.
- Anclajes.
- Soil nailing.

El empleo de FRP's para el diseño y fabricación de pilotes ha tenido un importante desarrollo en Estados Unidos, los cuales son empleados en ambientes agresivos, como son los recintos portuarios, donde los pilotes tradicionales sufren problemas de corrosión y degradación (figura 3.33).

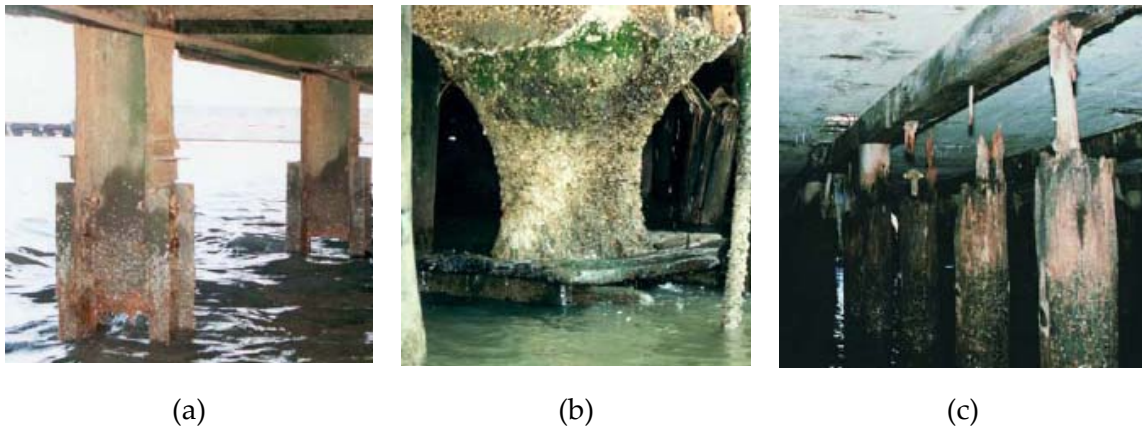


Figura 3.33: Problemas presentados en pilotes tradicionales empleados en ambientes agresivos. (a) Corrosión de pilotes de acero; (b) degradación de pilotes de hormigón; (c) deterioro de pilotes de madera.

Es así como el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos, ha llevado a cabo un proyecto (CPAR) para el uso de FRP's en ambientes agresivos. Diversas empresas de diseño y fabricación de materiales compuestos han desarrollado algunas propuestas de pilotes para ser empleados en estos medios, los cuales han sido divididos en dos grandes grupos: pilotes FENDER, los cuales resisten esfuerzos horizontales; y, pilotes Portantes, los que resisten esfuerzos verticales.



Figura 3.34: Aplicación de FRP's en la fabricación de pilotes.

(Tomado de Dutta y Lampo, 2002. *Behavior of FRP composite fender piles in cold*)

Entre las alternativas estudiadas se ha trabajado con pilotes fabricados a base de barras de FRP's de pultrusión y rellenos de reciclados de HDPE, y camisas de FRP's rellenas de hormigón. Los FRP's empleados han correspondido a una matriz polimérica de poliéster reforzada con fibra de vidrio. Como resultado se han obtenido pilotes que han presentado una baja degradación por efecto de ciclos hielo-deshielo, un buen comportamiento estructural a las cargas verticales y horizontales, y nula degradación por efecto de la humedad.

El empleo de geobarras en aplicaciones geotécnicas, tanto en suelos como en rocas, ha permitido desarrollar alternativas al empleo del acero en anclajes y soil nailing, que en general se ven afectados por problemas de corrosión. Sus usos han estado orientados principalmente a la estabilización de frentes de túneles, corte y taludes, como así también para dar soporte a muros de contención de tierras. La técnica que se ha

empleado para la fabricación de estas piezas ha sido la de pultrusión, mediante el empleo de polímeros reforzados con fibra de vidrio y/o carbono.



Figura 3.35: Anclaje fabricado en FRP's para la contención de un talud.

Tanto los anclajes como los soil nailing diseñados en FRP's, presentan una serie de beneficios en comparación a los elementos de uso tradicional, como son:

- Aumenta la durabilidad, incluyendo resistencia a la corrosión, lo que da como resultado un aumento de su vida útil y una reducción importante en la realización de mantenimiento.
- Presentan un menor peso, lo que da como resultado una mayor facilidad en el transporte y montaje de las piezas.
- Presentan una mayor resistencia a la tracción.

Las geobarras para su aplicación en túneles presentan ventajas significativas para la demolición del frente de excavación, principalmente cuando los túneles son construidos en macizos rocosos. Dado que las barras de FRP's no soportan adecuadamente los esfuerzos laterales, al momento de la excavación la máquina puede romper con gran facilidad el terreno del frente. Experiencias del empleo de esta técnica

han sido reportadas por Ortigao (1996) en la construcción de las obras subterráneas de Pirapora, Brasil.

En cuanto al uso de soil nailing, Ortigao (1996) y, Ortigao y Palmeira (1997) comentan que el empleo de FRP's en estas aplicaciones se presenta como una alternativa muy ventajosa sobre las barras de acero, principalmente por su alta resistencia a la corrosión y a la tracción, aunque estos autores no reportan aplicaciones en Brasil. Sin embargo, Burgoyne (1999) comenta que el uso de soil nailing fabricados con GFRP ha sido una técnica pionera desarrollada en Alemania, mientras que el uso de anclajes al terreno mediante material compuesto en Paris (Recommandations Clouterre, 1991) ha permitido realizar contención de cortes temporales aplicando esta técnica.

Por su parte en Japón, Wu et al (2007) reporta que a partir de 1996 se ha producido un importante aumento del uso de FRP's en aplicaciones de ingeniería, y que típicamente muchas de estas aplicaciones han sido desarrolladas como técnicas de refuerzo, entre las que destacan anclajes al terreno y empleo en estructuras subterráneas.

3.6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COMPOSITES A EMPLEAR EN MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Para la elección adecuada del material compuesto a ser empleado en el diseño de muros de contención de tierras, se ha realizado un análisis comparativo de las principales propiedades que presentan cada uno de sus componentes como así también de los diversos métodos de procesado que pueden ser empleados, presentando para cada caso las principales ventajas y desventajas.

Este análisis comparativo se presenta en las siguientes tablas, que como resultado ha permitido definir tanto las fibras y resinas a ser empleadas en la fabricación de piezas para muros de contención de tierras, como así también el proceso de fabricación más idóneo para estos fines.

Tabla 3.14: Cuadro comparativo de fibras a emplear en materiales compuestos.

Material	Ventajas	Desventajas
Fibra de vidrio	<ul style="list-style-type: none"> - Es la de mayor aplicación en la construcción. - Presenta muy buena resistencia a tracción. - Buena resistencia a agentes químicos y a la corrosión. - Tiene un menor coste en comparación a las fibras de carbono 	<ul style="list-style-type: none"> - Presenta una mayor densidad que la fibra de carbono, lo que les otorga un mayor peso.
Fibra de carbono	<ul style="list-style-type: none"> - Tiene una baja densidad, por lo que se obtienen estructuras de menor peso. - Presenta mayor módulo de deformación, y por lo tanto, mayor módulo específico. - Su uso es de especial interés en estructuras sometidas a cargas repetitivas. - Alta resistencia a la corrosión, lo que permite su uso en ambientes agresivos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tiene un elevado coste, siendo empleada en aplicaciones muy específicas. - Presenta poca resistencia al roce y al impacto a baja energía. - Se debe tener mucha precaución en su manejo.

A partir del análisis de las principales ventajas y desventajas que presentan estos tipos de fibras, son las fibras de vidrio las de mayor interés, en cuanto a sus propiedades mecánicas y químicas, y los costos que alcanzan, para su empleo en muros de contención de tierras, esto fundamentado además que han sido empleadas ampliamente en otras aplicaciones de ingeniería.

Tabla 3.15: Cuadro comparativo de resinas a emplear en materiales compuestos.

Material	Ventajas	Desventajas
Resina epoxi	<ul style="list-style-type: none"> - Es la que presenta mejor resistencia a la humedad. - Se desarrolla menor variación dimensional durante el proceso de curado. - Soporta temperaturas de uso de hasta 180 °C. - Puede ser empleada tanto con fibra de vidrio como con fibra de carbono. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elevado costo en comparación a las otras resinas.
Resina poliéster	<ul style="list-style-type: none"> - Es la más utilizada en el campo de los materiales compuestos. - Tiene un bajo coste, lo que permite obtener una buena relación calidad/precio.. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se usan principalmente con fibras de vidrio. - Se debe trabajar en ambientes muy ventilados.
Resina viniléster	<ul style="list-style-type: none"> - Tiene una excelente resistencia a la corrosión. - Presenta buena resistencia al fuego. - Buena resistencia a la fatiga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Presenta mayores alargamientos en rotura en comparación a las otras resinas. - Tiene menor módulo elástico. - Presenta mayor costo en comparación a la resina de poliéster.

En función de los antecedentes presentados en la tabla anterior se puede inferir que tanto las resinas epoxi como las resinas de poliéster pueden ser empleadas para la fabricación de muros de contención de tierras, debido por un lado al factor de coste, que en el caso de las resinas de poliéster presentan el menor valor en comparación a las otras dos resinas, y por otro lado a las propiedades mecánicas, que en el caso de las resinas epoxi se alcanzan los mejores resultados.

Esto puede llevar a trabajar con un solo tipo de resina o bien con ambas, en función de los requerimientos estructurales. No se ha presentado en este cuadro las principales características de las resinas fenólicas, por ser estas las de menor aplicación en el campo de la ingeniería.

Tabla 3.16: Cuadro comparativo de métodos de procesado de materiales compuestos.

Método	Ventajas	Desventajas
Contacto manual	<ul style="list-style-type: none"> - Puede ser empleado en cualquier tipo de resina. - Tiene un costo de utillaje bajo en comparación a los otros métodos. - El procedimiento de fabricación es muy sencillo. - Puede ser empleado para todo tipo de fibras y resinas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cantidad de resina a emplear depende de la habilidad del operario. - Se deben usar resinas de baja viscosidad, lo que da como resultado una reducción de propiedades térmicas y mecánicas.
Impregnadora eléctrica	<ul style="list-style-type: none"> - La distribución de la resina en la fibra es más uniforme. - Mayor rapidez en el proceso de impregnación. - Optimización de la resina empleada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mayor costo de equipos de impregnación. - Reducción de las propiedades térmicas y mecánicas por el uso de resinas de baja viscosidad.
Moldeo por vacío	<ul style="list-style-type: none"> - Se alcanzan menores porcentajes de huecos en el laminado. - El laminado es más compacto debido a la presión de vacío que se aplica. - Se puede usar un mayor porcentaje de fibras. 	<ul style="list-style-type: none"> - En comparación a los otros procesos, se tiene un mayor coste por materiales y mano de obra. - Se necesita mayor especialización de los operarios.
Preimpregnados	<ul style="list-style-type: none"> - Se puede obtener un adecuado control de calidad de la resina empleada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elevado costo de los materiales para la preparación del prepeg. - Los moldes para la fabricación

	<ul style="list-style-type: none"> - El proceso de impregnación es más limpio y seguro. - Se obtiene un ahorro en mano de obra debido a la automatización del proceso. - Mejor manipulación del material. 	<p>del laminado deben ser concebidos especialmente para el proceso.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Es necesario en muchos casos un sistema de autoclave para el curado del laminado.
--	--	---

Finalmente, en relación a los sistemas de procesados analizados se puede inferir que, para una primera aplicación de estos materiales en el diseño y fabricación de muros de contención de tierras, tanto el método manual como el de preimpregnación presentan ventajas importantes a los otros dos métodos analizados, principalmente debido a los costes en ejecución y mano de obra, como así también en los equipos utilizados.

Por otro lado se debe destacar que ambos métodos son compatibles con el método de moldeo por vacío. De hecho, en la fabricación de materiales compuestos actualmente se realiza la preparación del laminado por métodos de moldeo manual o prepeg, los cuales son posteriormente sometidos a sistemas de vacío y curado en horno para acelerar el proceso de curado de la resina y obtener una compactación adecuada de todas las telas que conforman el laminado.

Dado que en muros de contención de tierras y especialmente en el caso de muros de tierra mecánicamente estabilizada los costes de fabricación inciden en forma importante en el costo total del muro, el proceso de fabricación manual se ve como una de las opciones más interesantes para la elaboración de las piezas a un precio que se ajuste a los actualmente empleados en estructuras convencionales. Además, este proceso a diferencia de los otros, permite la utilización de todo tipo de fibras y resinas para la preparación de los laminados, y junto a ello, una baja especialización de los operarios.

3.7. ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO PARA EL EMPLEO DE COMPOSITES EN MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS.

A la luz de los antecedentes presentados tanto en el capítulo 2 como en este capítulo, se puede decir que el empleo de materiales compuestos en el diseño y fabricación de muros de contención de tierras, presenta ventajas importantes que hacen factible su utilización en obras de infraestructura viaria. Se debe considerar, en todo caso, que como elemento estructural los muros de contención de tierras deben ser diseñados a partir de la aplicación de estructuras tipo sandwich.

Entre los principales antecedentes de tipo técnico que justifican su empleo en este tipo de actuaciones, se encuentran:

- Las propiedades mecánicas de los materiales implicados en la fabricación de los laminados, presentan comportamientos adecuados en cuanto a resistencia a la tracción y rigidez. Estos materiales empleados en estructuras tipo sandwich, como se comentó anteriormente, permite obtener elementos estructurales con un reducido peso y unas adecuadas resistencias mecánicas para las sollicitaciones que se alcanzan en muros de contención de tierras.
- Debido al reducido peso, tanto las labores de transporte como de puesta en obra de estos materiales se facilitan, en comparación a estructuras de hormigón, en que el peso del material influye en forma importante incluso en su manipulación en obra. A pesar de que los materiales compuestos aún presentan costes mayores que materiales como el hormigón, la reducción de costos en los procesos anteriormente señalados como así también en los plazos de ejecución de obras, pueden compensar en forma importante el coste de aplicación de los materiales compuestos.
- Una de las principales ventajas que se les atribuye a los materiales compuestos es la adecuada resistencia a la corrosión que presentan. Como se comentó extensamente en las aplicaciones de los materiales compuestos, esto es una ventaja en estructuras construidas en ambientes agresivos y en zonas donde la

humedad pueda afectar a otros tipos de estructuras, especialmente aquellas que incluyan acero. Debido a esto, el empleo de materiales compuestos se presenta como una opción interesante para el dimensionamiento de muros de tierra mecánicamente estabilizada, donde una de las principales problemáticas es la corrosión de las armaduras de refuerzo que actualmente se diseñan considerando sobre espesores de sacrificio.

- Por otro lado, en el caso de muros de contención tipo ménsula, los cuales están constituidos por una cimentación y un alzado, la unión entre estas dos partes se presenta como el mayor problema en el empleo de materiales compuestos, principalmente por ser una zona donde se desarrollan los mayores momentos flectores y de cortante. Esta situación puede encarecer el costo total de este tipo de muros en materiales compuestos, situación que no se presenta en los muros de tierra mecánicamente estabilizada debido a que el comportamiento estructural depende más de la interacción entre el terreno y las armaduras de refuerzo más que la unión entre las placas del muro y la cimentación.
- A partir de este análisis técnico, el empleo de estos nuevos materiales se ve de especial interés en la aplicación en muros de tierra mecánicamente estabilizada principalmente por la reducción de plazos en el montaje de la estructura al fabricar piezas de reducido peso, al tener los materiales compuestos elevadas resistencias a tracción especialmente con el empleo de fibras de vidrio, por presentar un buen comportamiento a la corrosión lo que se como una ventaja comparando esta técnica con las tradicionales y por desarrollarse una adecuada interacción con el relleno reforzado, lo cual se explica detalladamente en los resultados de rozamiento presentados en el capítulo 4.

Desde el punto de vista económico, el empleo de materiales compuestos actualmente puede generar mayores costos en comparación a los materiales de uso tradicional, aunque con adecuados diseños se puede ajustar tanto el coste de los materiales como de fabricación, que permitan hacerlos competitivos en las aplicaciones que aquí se estudian.

En relación a los costos de los materiales que habitualmente se emplean en la fabricación de laminados de materiales compuestos y en estructuras tipo sándwich, en la siguiente tabla se presenta un detalle de las fibras y resinas, como así también núcleos que pueden ser empleados para muros de contención de tierras, y en especial en muros de tierra mecánicamente estabilizada. Estos antecedentes han sido aportados por el Grupo de Composites del Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona Infraestructuras.

Tabla 3.17: Costos unitarios de principales materiales empleados en la fabricación de materiales compuestos.

Material	Tipo	Unidad	Precio Unitario
Resinas	Epoxi	€/kg	7,5
	Poliéster	€/kg	2,0
	Viniléster	€/kg	4,0
Fibras de vidrio	UD 800 g/m ²	€/kg	1.7
	0/90 800 g/m ²	€/kg	1.8
	45° 936 g/m ²	€/kg	2.9
Fibras de carbono	UD 300 g/m ²	€/kg	24
	0/90 1000 g/m ²	€/kg	26
	45° 1000 g/m ²	€/kg	30
Núcleos	PUR 100 kg/m ³	€/m ³	300
	PUR 70 kg/m ³	€/m ³	230
	PUR 40 kg/m ³	€/m ³	145
	PET	€/m ³	32,22

Los costos presentados en la tabla anterior permiten inferir que una adecuada combinación en cuanto a costo para la fabricación de estructuras tipo sándwich sería la formada por fibra de vidrio, resina poliéster y núcleo de poliuretano (PUR). La combinación adecuada de los materiales en función del elemento estructural permitiría ajustar los precios del producto final.

Por ejemplo, para muros de tierra mecánicamente estabilizada una combinación adecuada sería:

- Placas de revestimiento: Resina poliéster + FV 0/90 800 gr/m² + núcleo PUR.
- Para armaduras de refuerzo: Resina poliéster + FV UD 800 gr/m².

4. DISEÑO GEOTÉCNICO Y SIMULACIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN MATERIALES COMPUESTOS

4.1. INTRODUCCIÓN

A partir de lo expuesto hasta ahora, en este capítulo se presenta el diseño geotécnico de un muro de contención de tierras mediante el empleo de materiales compuestos. El objetivo principal ha sido evaluar la aplicabilidad de dichos materiales, fabricados con fibra de vidrio y poliéster en muros de tierra mecánicamente estabilizada. Este tipo de muro fue definido en el capítulo 3 como el de mayor aplicación para estos materiales.

Para el diseño de este muro se ha considerado su configuración geométrica según las recomendaciones propuestas en diversas referencias bibliográficas (Schlosser, 1972; Oteo, 1996; Elias et al, 2001), como así también en la normativa vigente de aplicación en España y en el extranjero (MOPU, 1989; AASHTO, 1996; Grupo Técnico Tierra Reforzada Inextensible, 2002). A partir de la definición geométrica de dicha estructura, se ha realizado la comprobación geotécnica ante las solicitaciones a las que se verá expuesta, según lo presentado en el capítulo 2. Las solicitaciones para el desarrollo de este capítulo, han sido definidas inicialmente según las recomendaciones presentadas tanto en DB ES-C como en la ROM 0.5-05.

En muros de tierra mecánicamente estabilizada, que como se expuso en el capítulo 2 están formados por placas de revestimiento, flejes de refuerzo y suelo, el comportamiento estructural se encuentra definido por la interacción que se desarrolla en la interfase suelo-fleje. La interacción que se crea en dicha interfase es principalmente debida al rozamiento entre ambos materiales.

Muchos investigadores han estudiado el rozamiento que se desarrolla en la interfase entre distintos materiales de construcción y suelos (Potyondy, 1961; Uesugi y Kishida, 1986-a y 1986-b; Tsubakihara et al, 1993; Rao et al, 1998; Frost y Han, 1999; Ampera y

Aydogmus, 2005; Lings y Dietz, 2005), los cuales han presentado resultados de este parámetro en función de la rugosidad superficial del material empleado. A partir de ello, en la presente Tesis Doctoral se ha llevado a cabo un estudio de laboratorio para evaluar dicha propiedad en materiales compuestos, cuyos principales resultados son mostrados en este capítulo.

Los trabajos de laboratorio para la determinación del rozamiento de la interfase material compuesto-suelo, fueron realizados en un aparato de corte directo convencional adaptado para esta investigación, según las recomendaciones presentadas por Potyondy (1961), Rao et al (1998) y, Frost y Han (1999). Para la realización de los ensayos se han seleccionado dos tipos de suelos que son comúnmente empleados en Madrid para este tipo de obras, y se han confeccionado placas de fibra de vidrio y poliéster con distintas rugosidades superficiales.

Los resultados de los ensayos de laboratorio han sido empleados, posteriormente, para el diseño del muro de contención de tierras a base de materiales compuestos, como así también en la definición del prototipo que se analiza en el capítulo 5. Con todos estos antecedentes, se ha procedido a la simulación de dicha estructura mediante software informático empleados ampliamente en geotecnia.

4.2. DETERMINACIÓN DE LA FRICCIÓN SUPERFICIAL: ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

La interacción entre suelos y diferentes materiales de construcción, ha sido motivo de múltiples investigaciones que se han realizado con el propósito de definir el rozamiento que se crea en la interfase de estos materiales. La importancia de esto, según Frost y Han (1999), es debido a que el rozamiento creado en la interfase juega un papel importante en el dimensionamiento de muchas aplicaciones geotécnicas, como son: cimentaciones de estructuras pilotadas; muros de contención de tierras convencional; y, estructuras de suelo reforzado.

La interacción en la interfase^{4.1}, que es definida a partir de la fricción que se desarrolla en el contacto de ambos materiales, puede ser obtenida mediante diferentes ensayos, siendo los más empleados: ensayos de corte directo (a través de aparatos convencionales o modificados); ensayos de corte simple; pruebas de carga de pilotes in-situ; ensayos de arrancamiento o adherencia; entre otros.

Usualmente la fricción en la interfase es expresada en términos de un coeficiente de fricción μ o un ángulo de fricción δ correspondiente al contacto tierras-muro (Rao et al, 1998). Si el tipo de suelo es puramente cohesivo, el contacto en la interfase puede ser expresada en términos de un coeficiente de adherencia c_a .

Generalmente, el valor de δ es definido en función del ángulo de rozamiento interno ϕ' , según este corresponda al material de relleno empleado en el trasdós de un muro o al suelo presente en la cimentación. Para ello, se suelen adoptar valores recomendados en la literatura (ver tabla 2.3), los cuales han sido ampliamente aceptados en la Ingeniería Geotécnica. Para suelos que presentan cohesión, algunos investigadores (Potyondy, 1961; Ampera y Aydogmus, 2005) proponen emplear la adhesión c_a como una función de la cohesión del suelo c' .

A continuación se presentan los resultados más relevantes de las diversas investigaciones que han abordado este tema, las que han servido de base para el desarrollo de los trabajos realizados en esta Tesis Doctoral.

4.2.1. Primeras aportaciones: los estudios de Potyondy

Potyondy (1961) fue el primero en hacer un estudio sistemático de la fricción superficial que se crea en la interfase entre suelos y diferentes materiales de construcción. Para ello, empleó tres tipos de materiales (madera, acero y hormigón) con dos tipos de terminación superficial (rugosa y suave), y varios tipos de suelo

^{4.1} En muchas investigaciones se habla de fricción superficial o fricción en la interfase.

(arena, limo, arcilla y un material de transición obtenido de la mezcla de arena y arcilla). Todos los ensayos fueron realizados en cajas de corte directo convencional, ubicando en la parte inferior de estas cajas el material de construcción y en la parte superior el suelo compactado.

El propósito del estudio realizado por Potyondy, tuvo dos objetivos fundamentales:

- Determinar la relación existente entre la fricción superficial y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- Determinar la relación entre la fricción superficial y las características superficiales de los distintos materiales de construcción empleados.

Los ensayos fueron realizados en muestras de suelo compactadas a densidades e índices de consistencia altas, y sometiéndolas a diferentes contenidos de humedad. Para el caso de la arena y el limo, se realizaron ensayos tanto en condición seca como saturada. Además, se aplicaron diferentes cargas normales de confinamiento.

Potyondy (1961) comenta que, para el caso de suelos cohesivos, se deben considerar c_a ^{4.2} y δ en la evaluación de la fricción superficial, pero sugiere que el efecto de la adhesión sea eliminada en aquellos casos en que el material presente menos de un 15% de arcilla.

Para la determinación de la fricción superficial propone aplicar la ley de resistencia al corte planteada por Coulomb (ecuación 2.1), modificando los parámetros de resistencia al corte del suelo por los de resistencia en la interfase. Según esto, la fricción en la interfase FI es definida como:

^{4.2} c_a es definida por Potyondy como la adherencia que se crea en la interfase entre suelo y material de construcción.

$$FI = f_c \cdot c + \sigma_v \cdot \text{tg}(f_\phi \cdot \phi)^{4.3} \quad (4.1)$$

siendo

- $f_c = \frac{c_a}{c}$
- $f_\phi = \frac{\delta}{\phi}$

En el caso de suelos puramente cohesivos, la cohesión puede tomar un valor constante con la máxima densidad, según la siguiente expresión:

$$f_c^{máx} = \frac{c_a^{máx}}{c^{máx}} \quad (4.2)$$

Como resultado de su estudio, Potyondy propone una serie de valores de fricción superficial entre los distintos suelos analizados y los correspondientes materiales de construcción empleados, los cuales se resumen en la tabla 4.1. Estos valores, según el autor, deben ser reducidos para diseños de ingeniería debido a que no ha considerado ningún valor de factor de seguridad en su obtención. Además y como resultado de su investigación señala que, los factores que más influyen en la determinación de la fricción superficial son (Frost y Han, 1999):

- La composición del suelo.
- El contenido de humedad del suelo.
- La rugosidad superficial del material de construcción.
- La intensidad de la carga normal aplicada sobre la muestra.

Los valores mostrados en la tabla 4.1 muestran que, los coeficientes de fricción superficial propuestos aumentan con la rugosidad del material de construcción y con la

^{4.3} *FI* es definida como la fricción en la interfase entre materiales.

densidad del suelo, alcanzándose los valores más altos con el empleo de hormigón rugoso.

Por otro lado, el contenido de humedad juega un papel importante en la determinación de la fricción superficial. En el caso de suelos arenosos, se produce un aumento de la fricción una vez que el suelo ha sido saturado. Para el caso de suelos limosos, se produce el efecto contrario, aunque con valores de rozamiento altos.

Finalmente, si el suelo presenta importantes contenidos de arcilla el efecto de la adherencia aumenta la fricción que se desarrolla entre ambos materiales, obteniéndose los resultados más satisfactorios en el caso del hormigón.

Tabla 4.1: Valores de fricción superficial entre suelos y materiales de construcción.

Materiales de construcción	Rugosidad superficial	Arena		Limo sin cohesión			Suelo granular cohesivo		Arcilla		
		0,06 < D < 2,0 mm		0,002 < D < 0,06 mm			50% arcilla + 50% arena		D ≤ 0,06 mm		
		Seca	Saturada	Seco	Saturado		IC* = 0,5 - 1,0		IC* = 0,73 - 1,0		
		Densa		Denso	Flojo	Denso					
		f_ϕ	f_ϕ	f_ϕ	f_ϕ	f_ϕ	f_ϕ	f_c	f_ϕ	f_c	$f_c^{máx}$
Acero	Liso	0,54	0,64	0,79	0,40	0,68	0,40	-	0,50	0,25	0,50
	Rugoso	0,76	0,80	0,95	0,48	0,75	0,65	0,35	0,50	0,50	0,80
Madera	(1)	0,76	0,85	0,92	0,55	0,87	0,80	0,20	0,60	0,40	0,85
	(2)	0,88	0,89	0,98	0,63	0,95	0,90	0,40	0,70	0,50	0,85
Hormigón	Liso	0,76	0,80	0,92	0,50	0,87	0,84	0,42	0,68	0,40	1,00
	Áspero	0,88	0,88	0,98	0,62	0,96	0,90	0,58	0,80	0,50	1,00
	Rugoso	0,98	0,90	1,00	0,79	1,00	0,95	0,80	0,95	0,60	1,00

(1) Rozamiento paralelo a las fibras.

(2) Rozamiento perpendicular a las fibras.

$$* IC = \text{índice de consistencia} = \frac{w_L - w}{IP}$$

(Tomada de Potyondy, 1961. *Skin friction between various soils and construction materials*)

4.2.2. Aportaciones más recientes

A partir de los trabajos realizados por Potyondy, se han desarrollado una serie de investigaciones orientadas a la determinación de la fricción superficial entre aceros y arenas. En todas ellas se han empleado aceros con distintas rugosidades y arenas con diferentes tamaños de partículas. Así también, se han realizado algunos estudios para la determinación de este parámetro mediante el empleo de materiales poliméricos, los que son de gran interés para el desarrollo de esta Tesis.

Los ensayos presentados en estas investigaciones, en su mayoría fueron ejecutados en aparatos de corte directo. Algunos investigadores han planteado modificaciones a estos equipos, con el propósito de valorar el efecto de la dilatancia de las arenas en el rozamiento de la interfase. El efecto de la dilatancia en la interfase tiende a aumentar la fricción superficial, lo que mejora, por ejemplo, la estabilidad interna en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Potyondy en su investigación empleó diversos materiales de construcción con distintas rugosidades, pero sin desarrollar una metodología para la cuantificación de este parámetro. Las investigaciones más recientes presentan resultados de la fricción superficial como una función de la rugosidad del material, que puede ser medida mediante un equipo de perfilometría.

Considerando estos antecedentes, a continuación se presentan los principales resultados de estos estudios.

4.2.2.1. Consideraciones generales sobre la rugosidad superficial y la dilatancia

Muchas investigaciones han demostrado que la rugosidad superficial juega un papel importante en el comportamiento de la interfase entre suelos y superficies sólidas (Uesugi y Kishida, 1986-a y 1986-b; Rao et al, 1998; Frost y Han, 1999; Lings y Dietz,

2005). Como resultado, se obtiene un aumento de los parámetros de rozamiento en la interfase δ y C_a con el aumento de la rugosidad.

El método más usado para cuantificar la rugosidad se basa en el registro de perfiles de altura, para lo cual se emplean equipos de sensibilidad micrométrica denominados rugosímetros o perfilómetros. A partir del tratamiento estadístico de los datos obtenidos por este equipo, se determinan dos parámetros que son empleados para definir la rugosidad superficial de cualquier material: la rugosidad máxima $R_{máx}$ y la rugosidad promedio R_a . Estos parámetros pueden interpretarse como propios de la distribución estadística de alturas del perfil o superficie bajo análisis (Hinojosa y Reyes, 2001).



Figura 4.1: Perfilómetro para medida de rugosidad superficial.

La rugosidad máxima $R_{máx}$ es definida como la altura entre el punto más alto y el punto más bajo del perfil de alturas, medidos ambos respecto a la línea central. Habitualmente, se seleccionan tramos homogéneos ΔL sobre la distancia medida en el equipo, obteniéndose para cada tramo el valor de $R_{máx}$ (figura 4.2). En este caso, el valor de $R_{máx}$ final del perfil es obtenido mediante la siguiente expresión

$$\bar{R}_{m\acute{a}x} = \frac{R_{m\acute{a}x1} + R_{m\acute{a}x2} + \dots + R_{m\acute{a}xn}}{n} \quad (4.3)$$

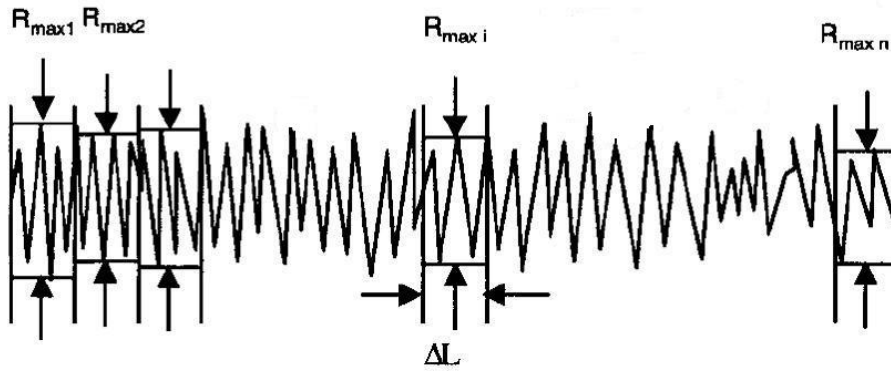


Figura 4.2: Perfil de alturas obtenido de perfilómetro para la determinación de $R_{m\acute{a}x}$.

Por su parte, la rugosidad promedio R_a corresponde a una media aritmética de los valores absolutos de las alturas $y(x)$ medidas a partir de la línea central del perfil de alturas, y que es definida matemáticamente como

$$R_a = \frac{1}{l} \cdot \int_0^l |y(x)| \cdot dx \quad (4.4)$$

siendo

- l la longitud de muestreo.

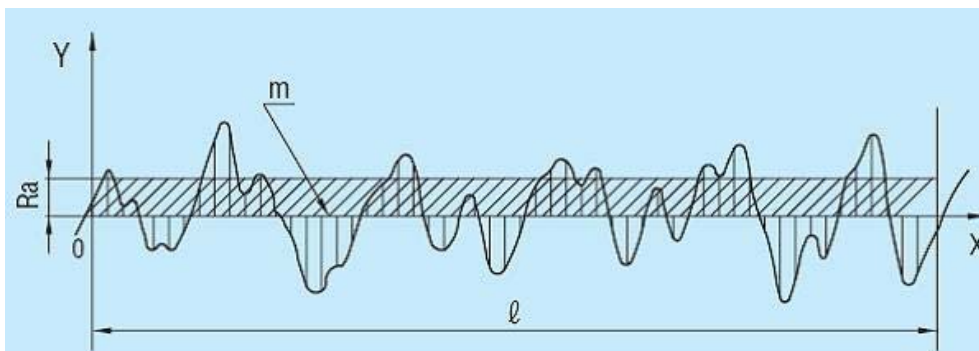


Figura 4.3: Determinación de R_a a partir del perfil de alturas.

Algunos investigadores han propuesto formulaciones alternativas a las presentadas anteriormente para la determinación de la rugosidad superficial, con el propósito de correlacionar la fricción en la interfase con el tamaño de las partículas de suelo. Según comentan Lings y Dietz (2005), una arena fina tiende a movilizar una mayor fricción en la interfase que una arena gruesa, si ambas deslizan sobre una superficie de rugosidad dada.

Uesugi y Kishida (1986-b) fueron los primeros en integrar bajo un solo concepto la rugosidad superficial y el tamaño de las partículas de arena. Para ello han definido el concepto de rugosidad normalizada R_n , la cual es obtenida a partir de la rugosidad máxima $R_{m\acute{a}x}$ y el tamaño D_{50} de la arena, que queda expresada como

$$R_n = \frac{R_{m\acute{a}x}}{D_{50}} \quad (4.5)$$

siendo

- $R_{m\acute{a}x}$ obtenido del perfil de alturas medido en el perfilómetro, considerando $\Delta L = D_{50}$.
- D_{50} la abertura del tamiz por donde pasa el 50% del material.

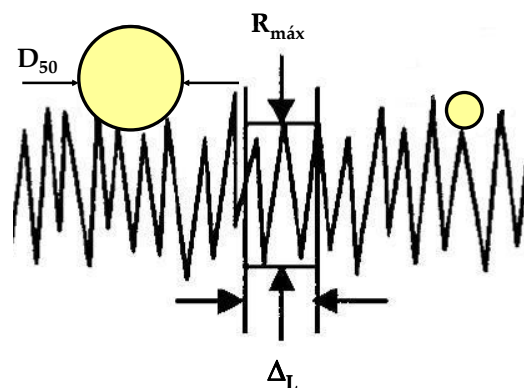


Figura 4.4: Representación esquemática del tamaño de las partículas de suelo sobre perfil de alturas. Definición de D_{50} .

Posteriormente, Rao et al (1998) han definido el concepto de rugosidad relativa, la que es obtenida a partir de la rugosidad promedio R_a y el peso promedio del tamaño de las partículas de arena D_{av} que puede ser obtenido de la curva granulométrica del suelo. Según estos autores, el valor de D_{av} puede ser universalmente adoptado para todos los suelos, incluyendo suelos de grano fino. La rugosidad relativa así definida queda expresada por la siguiente formulación

$$R = \frac{R_a}{D_{av}} \quad (4.6)$$

Paikowsky et al (1995) en ensayos realizados con varios tamaños de perlas de vidrio en contacto con superficies de acero y aluminio, correlacionaron el ángulo de fricción de la interfase pico con la rugosidad normalizada R_n . A partir de los resultados obtenidos han definido tres tipos de rugosidades que se pueden presentar en la interfase, las cuales las han denominado como: lisa, intermedia y rugosa. Estos términos pueden ser empleados, en general, para distinguir la rugosidad superficial de cualquier material que interactúe con distintos suelos.

En la presente Tesis Doctoral, se ha empleado la formulación propuesta por Uesugi y Kishida para la determinación de la rugosidad superficial de las probetas que han sido fabricadas en materiales compuestos. Los resultados presentados correlacionan la rugosidad normalizada R_n con el rozamiento en la interfaz suelo-material compuesto δ' . Según comentan Uesugi y Kishida (1986-b), el rozamiento en la interfase es bien correlacionado con la rugosidad normalizada.

La dilatancia, por su parte, es un fenómeno que se produce en materiales granulares y que corresponde a un aumento de volumen que experimenta el material cuando es sometido a una deformación de corte. La influencia de este parámetro en la fricción superficial ha sido estudiada por algunos investigadores, principalmente en interfases de arenas y aceros con distintas rugosidades.

Lings y Dietz (2005) han comprobado que la dilatancia está directamente relacionada con la densidad de compactación y el nivel de tensiones a las que es sometido el material, y que se produce un aumento de ella en la medida que la superficie del acero es más rugosa.

Dove y Jarret (2002), han realizado un estudio para determinar la influencia de la dilatancia en el comportamiento de la interfase de varios materiales granulares en contacto con superficies de aluminio y geosintéticos. Como resultado de su estudio han definido que en estas interfases se presentan dos tipos de comportamiento: uno al que han denominado *no-dilatante*, cuando la superficie de la interfase es lisa; y otro al que han denominado *dilatante*, cuando la superficie de la interfase es rugosa y a través de la cual se moviliza toda la resistencia del suelo.

Generalmente el ángulo de dilatancia es obtenido en función del ángulo de fricción ϕ' de la arena, para lo cual se emplean formulaciones empíricas que permiten estimar este parámetro. Bolton (1986) especifica que el ángulo de dilatancia se puede relacionar con el ángulo de fricción interna efectiva de materiales granulares a través de la siguiente expresión

$$\phi' = \phi'_{criti} + \psi \quad (4.7)$$

siendo

- ψ el ángulo de dilatancia de la arena.
- ϕ'_{criti} el ángulo de fricción del material cuando ψ alcanza un valor constante.

Vermeer (1990), sugiere emplear la siguiente expresión para el cálculo de la dilatancia de materiales granulares

$$\psi \approx \phi' - 30^\circ \quad (4.8)$$

La importancia de la dilatación ha sido comentada por algunos investigadores que han abordado la influencia de este fenómeno en la interfase de suelos reforzados, y muy especialmente para su aplicación a estructuras de tierra mecánicamente estabilizada. En este sentido, Mitchell y Villet (1987) plantean que las deformaciones de corte asociadas al arrancamiento de las tiras de refuerzo de acero tiende a dilatar la arena cuando estas se encuentran compactadas, la cual produce una componente de fuerza friccional en la interfase.

Por otra parte, Wang y Richwien (2002), en un estudio realizado para valorar la fricción en la interfase suelo-refuerzo, comentan que la fuerza necesaria para provocar el arrancamiento de una tira de refuerzo en arenas compactadas es varias veces mayor al coeficiente de fricción de la interfase obtenido de ensayos de corte directo, lo cual lo atribuyen al efecto de dilatación de la arena. Para considerar este factor, recomiendan emplear la siguiente expresión para la obtención de la fricción en la interfase de tiras metálicas planas

$$f^* = \frac{f}{1 - [2 \cdot (1 + \nu) / (1 - 2\nu) \cdot (1 + 2K_0)] \cdot f \cdot \operatorname{tg} \psi} \quad (4.9)$$

siendo

- f^* el coeficiente de fricción al arrancamiento.
- $f = \operatorname{tg} \delta$ obtenido de ensayos de corte directo.
- ψ el ángulo de dilatación de la arena.
- ν el coeficiente de poisson de la arena.
- K_0 el coeficiente de empuje lateral de tierras al reposo.

El empleo de esta ecuación permite inferir que para el caso de tiras de refuerzo lisas, f^* es muy semejante a f , mientras que para tiras de refuerzo rugosas f^* es mucho mayor que f . Como resultado se obtiene que el valor de f^* se ve influenciado directamente por la rugosidad de la interfase y la dilatación de la arena. Esta

formulación ha sido adoptada para el dimensionamiento de muros de tierra mecánicamente estabilizada en esta Tesis Doctoral, para la evaluación interna de las tiras de refuerzo que han sido diseñadas en materiales compuestos.

4.2.2.2. Principales resultados de las aportaciones recientes

La gran mayoría de las aportaciones más recientes han estado orientadas a la evolución de la fricción superficial en función de la rugosidad del material empleado en contacto con el suelo. En algunas de ellas, adicionalmente, se ha evaluado la influencia de la dilatación que presentan las arenas compactadas en la fricción de la interfase.

A continuación se presentan los principales resultados obtenidos en estas aportaciones, a partir de los cuales se ha efectuado un análisis comparativo con los resultados del estudio experimental que se ha llevado a cabo en esta Tesis Doctoral.

Uesugi y Kishida (1986-a y 1986-b), han realizado una serie de estudios orientados a la determinación de la fricción superficial entre arenas secas y aceros, a través de los cuales han valorado la influencia de distintos factores en la fricción que se crea en la interfase entre estos materiales. Para la realización de sus trabajos, han empleado aparatos de corte directo y aparatos de corte simple.

Las arenas investigadas presentan una granulometría bastante uniforme y todas ellas sin presencia de finos, siendo en general clasificadas como arenas medias a finas (Lambe y Whitman, 1969). El coeficiente de uniformidad C_u de estas arenas está comprendido entre 1,10 y 1,58, mientras que el tamaño medio de los granos D_{50} , de especial interés para la determinación de la rugosidad normalizada R_n , está comprendido entre 0,15 y 1,82. En la tabla 4.2 se presenta un resumen de las principales propiedades de las arenas empleadas por estos investigadores en sus trabajos.

Tabla 4.2: Arenas empleadas por Uesugi y Kishida para el estudio de la fricción superficial entre arenas y aceros.

Tipo de arena	D_{50} (mm)	G_s	e_{\min}	e_{\max}	C_u
Fujigawa*	0,17 - 1,82	2,71 - 2,74	0,53 - 0,77	0,94 - 1,15	1,10 - 5,10
Fukushima	0,19 - 0,56	2,66 - 2,79	0,74 - 0,76	1,10 - 1,27	1,34 - 1,58
Glass Beads	0,15 - 0,62	2,49	0,59 - 0,62	0,73 - 0,77	1,21 - 1,37
Toyoura*	0,18 - 0,19	2,64 - 2,65	0,60 - 0,63	0,99 - 1,03	1,29 - 1,40
Seto	0,16 - 1,82	2,64	0,54 - 0,78	0,74 - 1,25	1,10

* Arenas empleadas en ambas investigaciones.

La rugosidad de las placas de acero fue obtenida mediante un tratamiento superficial de lijado y pulido, alcanzándose así rugosidades máximas R_{\max} comprendidas entre 3 y 20 μm .

Los resultados de fricción en la interfase han sido representados por el coeficiente de fricción μ_y que es obtenido a partir de la relación τ_y/σ_n . Dado que muchas investigaciones emplean el concepto de ángulo de fricción en la interfase δ' , los valores de μ_y han sido transformados mediante la relación $\mu_y = tg\delta'$. El objetivo de esto ha sido el realizar una comparación directa con los resultados obtenidos en la presente Tesis Doctoral.

Estos investigadores concluyen que los factores que más influyen en la determinación del coeficiente de rozamiento de la interfase son el tipo de arena empleada y la rugosidad de la superficie del acero, mientras que la tensión normal aplicada y el tamaño medio de los granos tienen poca influencia. En la figura 4.5 se presentan los resultados de fricción en la interfase obtenidos en ambas investigaciones, donde además se señalan los tres tipos de rugosidad definidos por Paikowsky et al (1995).

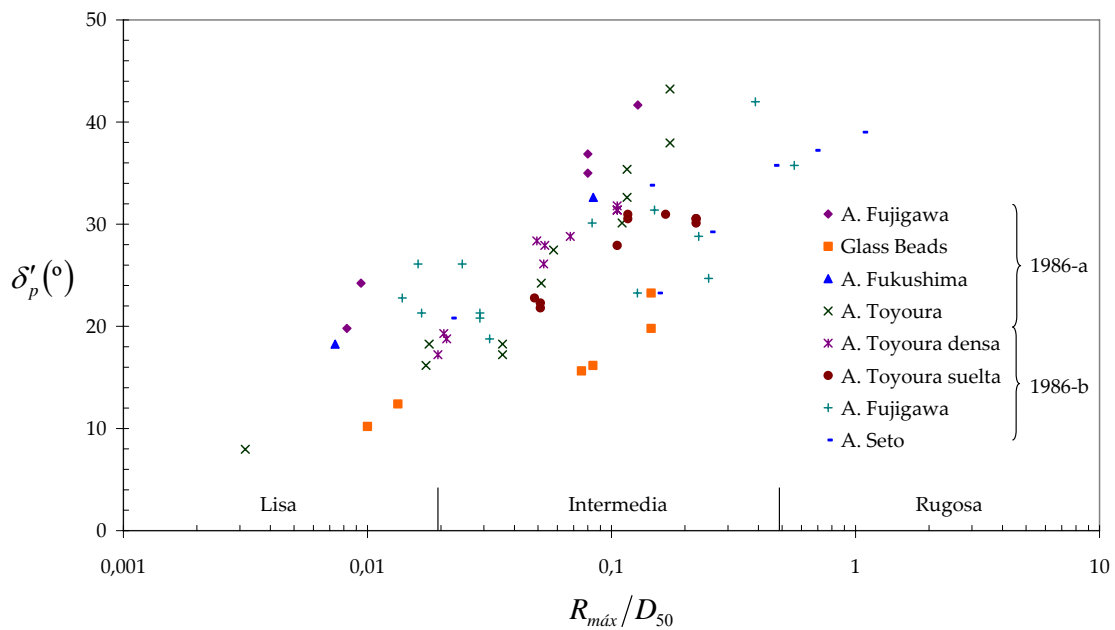


Figura 4.5: Resultados de fricción superficial obtenidos por Uesugi y Kishida, mediante el estudio de arenas y aceros.

Como puede apreciarse en esta gráfica, a mayor rugosidad normalizada se obtiene un mayor ángulo de fricción en la interfase, lo cual está directamente relacionado con la rugosidad del acero. Además, para arenas de grano medio a fino se obtienen los menores valores de fricción en la interfase, aumentando este valor a medida que se emplean arenas de grano más grueso. Por último destacar que la mayoría de los ensayos realizados fueron ejecutados sobre superficies de acero catalogados de rugosidad intermedia.

Subba Rao et al (1998), han desarrollado un estudio para evaluar la fricción que se crea entre arenas y superficies sólidas. Estos investigadores han realizado pruebas con arenas secas cuarcíticas de canto esencialmente redondeado y sin presencia de finos. Este material fue procesado granulométricamente para obtener cinco tipos de arenas, los cuales se muestran en la tabla 4.3.

A diferencia de la gran mayoría de las investigaciones desarrolladas, estos autores han empleado el concepto de rugosidad relativa R , propuesto por ellos, para identificar la

rugosidad superficial de los materiales sólidos empleados. Estos materiales han consistido en placas de acero inoxidable, acero templado y hormigón. Para el caso del acero, mediante un proceso de fresado y pulido han obtenido la rugosidad superficial de cada una de las placas ensayadas.

Tabla 4.3: Arenas empleadas por Subba Rao et al para el estudio de la fricción superficial con superficies sólidas.

Arena N ^o	G_s	D_{av} (mm)	C_u	$\gamma_{d \max}$ (KN/m ³)	$\gamma_{d \min}$ (KN/m ³)	ϕ' (°)
Arena 1	2,64	1,53	1,3	15,9	13,0	49,0
Arena 2	2,64	1,01	1,3	16,0	12,9	46,5
Arena 3	2,64	0,70	1,5	16,1	13,1	45,5
Arena 4	2,64	0,41	1,4	16,0	13,0	45,0
Arena 5	2,65	0,27	1,6	16,2	13,0	44,0

Los ensayos han sido realizados en distintas cajas de corte. Se han empleado dos tipos de aparatos, según el material sólido se ubique en la parte superior (tipo A) o en la parte inferior (tipo B) de la caja. Estos autores, citando el trabajo realizado por O'Rourke et al (1990), comentan que los resultados obtenidos en aparatos de corte de pequeña escala son fiables y que el ángulo de fricción obtenido en la interfase para distintos tamaños de cajas (60 mm, 100 mm, 280 mm y 305 mm) son esencialmente similares.

Los resultados de los ensayos de fricción de la interfase realizados en el aparato tipo B, son mostrados en la figura 4.6. Se puede apreciar que, al igual que los resultados obtenidos por Uesugi y Kishida, el rozamiento en la interfase aumenta en la medida que la rugosidad del material es mayor. Además, mientras mayor es el tamaño de las partículas D_{av} (arenas más gruesas), menor es el rozamiento que se desarrolla en la interfase. Esto último muestra que para una superficie de rugosidad dada, se crea un mayor rozamiento con materiales que presentan una granulometría más fina.

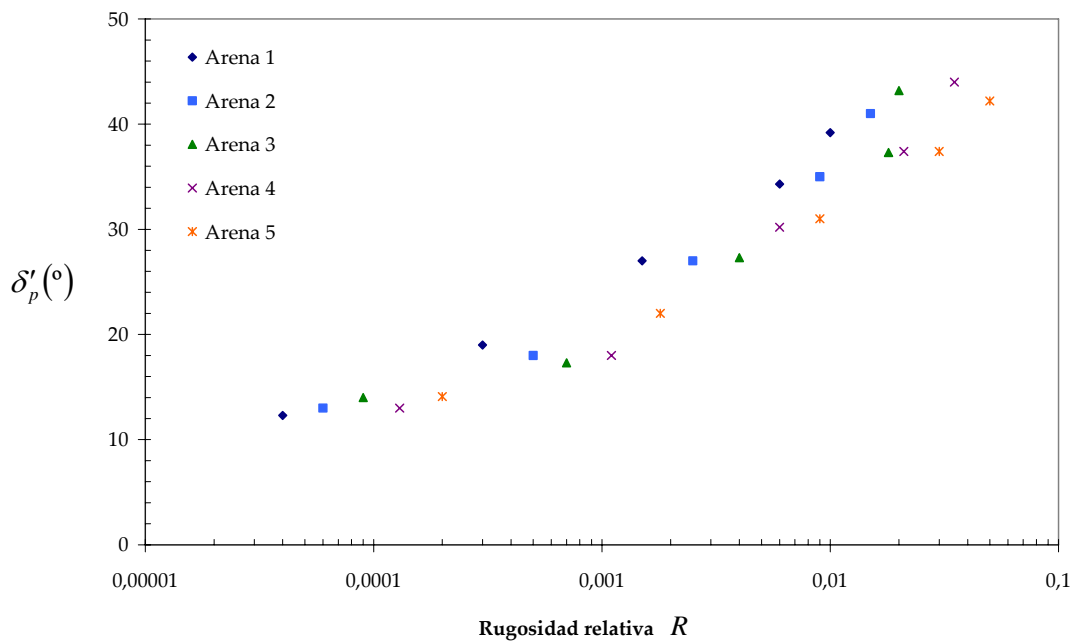


Figura 4.6: Resultados de fricción superficial obtenidos por Subba Rao et al en aparato de corte tipo B.

Frost y Han (1999), han realizado un estudio experimental para evaluar el comportamiento en la interfaz entre arenas y FRP (polímeros reforzados con fibras). Los resultados obtenidos en estas pruebas fueron comparados con una serie de ensayos realizados sobre interfaz arenas-aceros.

Para el desarrollo de su trabajo, seleccionaron cinco tipos de arenas y cuatro tipos de perlas de vidrio. Las arenas han sido identificadas como: arena de voladura (VBS); arena de Ottawa (OTW); y, arena silicia (SLC). Tanto la arena VBS como la SLC mostraron una forma subangular a angular, mientras que la arena OTW presentó una forma subredondeada a redondeada. Como se aprecia en la figura 4.7, a excepción de la arena SLC, el resto de arenas presentan una granulometría muy uniforme. Las perlas de vidrio identificadas como GB, presentan una forma redondeada, y en la figura 4.7 solo se ha representado su tamaño D_{50} .

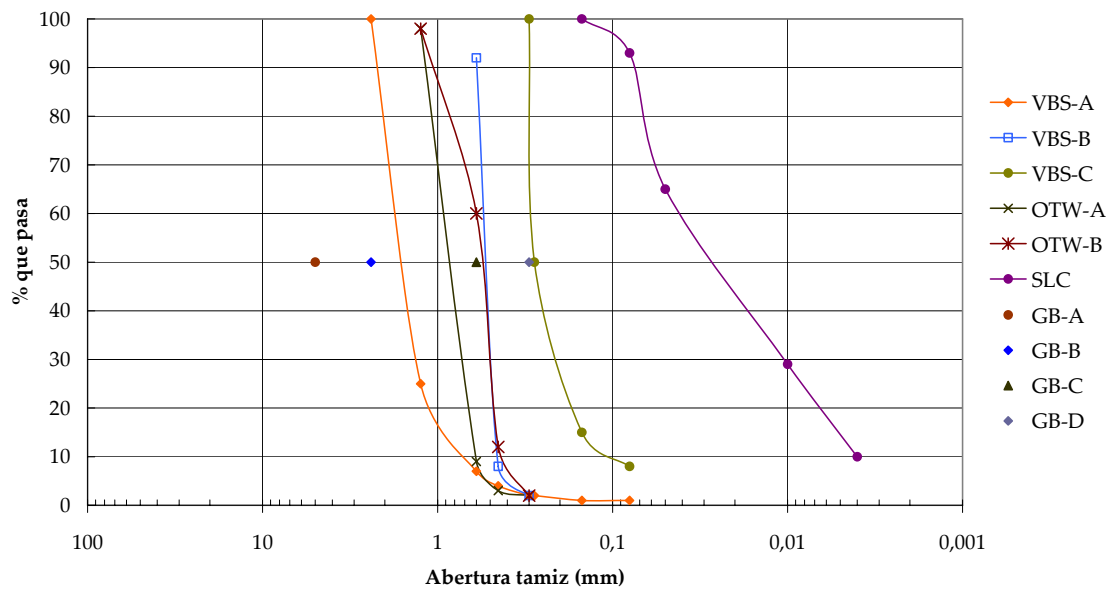


Figura 4.7: Curvas granulométricas de suelos empleados por Frost y Han para el estudio de interfaz con FRP.

Estos autores han definido la rugosidad superficial, tanto de las placas de acero como las de FRP, a partir de la rugosidad normalizada R_n propuesta por Uesugi y Kishida. Las placas de FRP fueron obtenidas de una sección de material elaborado con fibra de vidrio tipo E embebido en una matriz de poliéster, fabricadas mediante un proceso de pultrusión. Las placas de acero han sido diseñadas con acero templado tipo A36.

Los ensayos de rozamiento fueron realizados en un aparato de corte directo modificado. Según comentan estos investigadores, los resultados de sus ensayos muestran que el rozamiento en la interfaz arenas-FRP se ve directamente influenciado por la rugosidad normalizada, la tensión vertical aplicada, la densidad inicial de la masa de suelo y el tamaño medio de las partículas. Además, empleando este tipo de interfaz se obtienen mayores valores de rozamiento que en el caso de arena-acero.

Como se aprecia en la figura 4.8, el rozamiento en la interfaz para todos los casos presentados aumenta linealmente con la rugosidad normalizada R_n . A partir de este parámetro y del tamaño medio de las partículas (D_{50}), han podido concluir que las

partículas de mayor tamaño deslizan más suavemente que las partículas de menor tamaño, considerando para ambos casos la misma rugosidad superficial, lo cual se aprecia en la figura 4.9 con una disminución del rozamiento en la interfaz a medida que aumenta D_{50} .

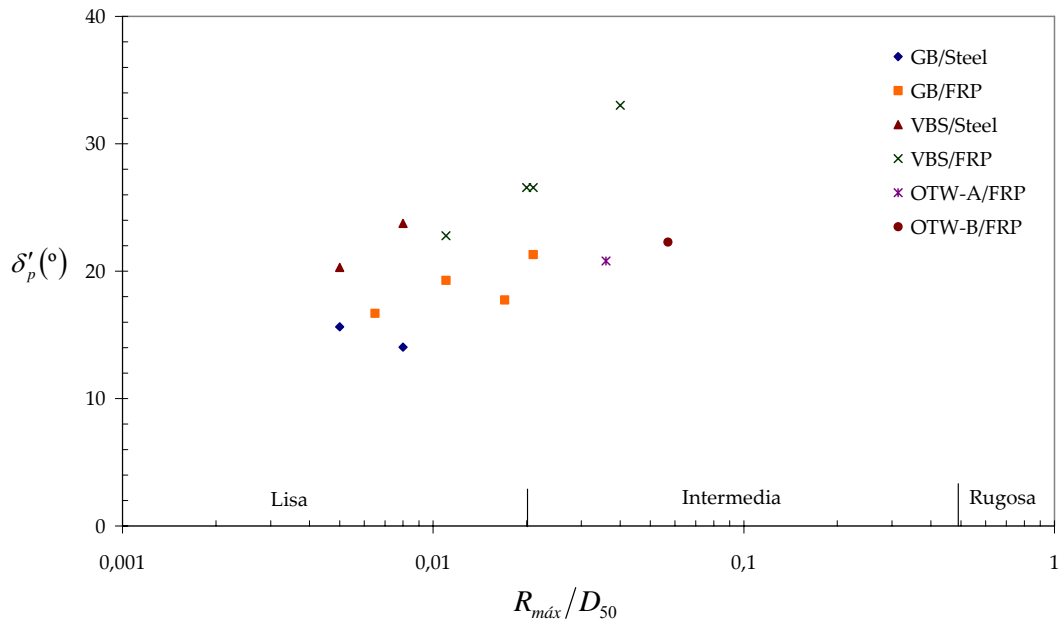


Figura 4.8: Resultados de fricción superficial obtenidos por Frost y Han para interfaz de arenas con aceros y FRP.

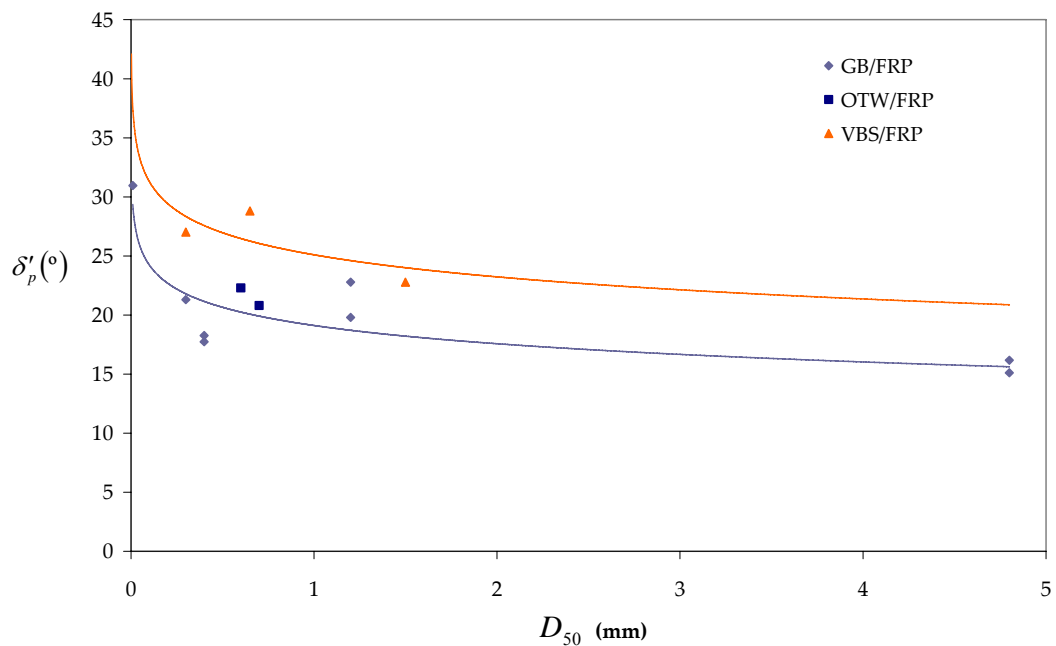


Figura 4.9: Influencia del tamaño medio de las arenas en el rozamiento de la interfaz.

Lings y Dietz (2005) han desarrollado un estudio para evaluar el efecto de la dilatación en el rozamiento de la interfaz entre arenas y aceros. Los resultados obtenidos por estos investigadores han sido correlacionados con la rugosidad superficial de las placas de acero elaboradas para los ensayos. Para ello, se han preparado superficialmente dichas placas hasta obtener cuatro tipos de rugosidad, a las que han denominado POL, GND, ALO y SIC. Los valores de R_{\max} han estado comprendidos en un rango de 1,98 a $67 \mu\text{m}$.

Las arenas empleadas en los ensayos, han sido clasificadas en tres tipos, cuyas propiedades geotécnicas y de rugosidad son mostradas en la tabla 4.4. La arena denominada VLB corresponde a un material de tamaño grueso de cantos redondeados, mientras que las arenas MGS y SFS corresponden a materiales de tamaños medio y fino respectivamente, ambos de cantos sub-redondeados.

Tabla 4.4: Arenas empleadas por Lings y Dietz para el estudio de la fricción en la interfaz arenas-aceros y el efecto de la dilatación.

Arena	Nombre	G_s	D_{50} (mm)	C_u	e_{\min}	e_{\max}	R_{\max} (μm)
Gruesa	VLB	2,651	0,78	1,27	0,506	0,802	202
Media	MGS	2,657	0,44	1,32	0,494	0,806	880
Fina	SFS	2,654	0,13	1,56	0,684	1,017	1320

Los ensayos, en general, han sido realizados con grados de compactación elevados (sobre el 80% de la Densidad Relativa), y solo para el caso de la arena MGS, se presentan resultados de rozamiento en la interfaz para grados de compactación menores. Como se puede apreciar en la figura 4.10, para idéntica rugosidad superficial de las placas de acero, se ve una influencia clara de la densidad sobre el rozamiento en la interfaz, aumentando este valor con el aumento de la densidad de compactación del material.

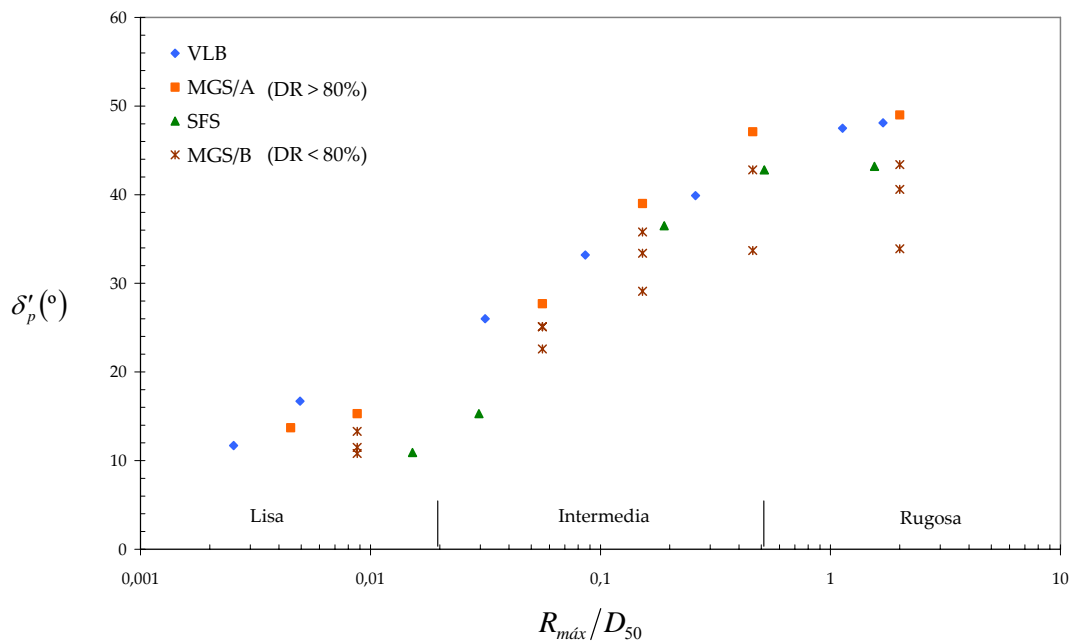


Figura 4.10: Resultados de fricción superficial obtenidos por Lings y Dietz para interfaz de arenas con aceros.

Por otro lado, han valorado la influencia que presenta el tamaño de las partículas de arena en el rozamiento de la interfaz con acero. Dado que estos autores han realizado ensayos con tres tipos de arena (gruesa, media y fina), en la figura 4.10 se aprecia como el ángulo de rozamiento en la interfaz arena-acero aumenta a medida que el tamaño de las partículas de arena se hace más grueso. Los mayores valores de δ' se alcanzan, en general, para la arena VLB, mientras que los menores valores se obtienen para la arena MGS.

Junto a la evaluación del rozamiento en la interfaz, estos autores han realizado un estudio para valorar el efecto de la dilatancia en la determinación de δ' . De la misma manera que se define el valor de δ' a partir del ángulo de rozamiento interno del suelo ϕ' , el ángulo de dilatancia de la interfaz se define por el parámetro ξ para diferenciarlo del ángulo de dilatancia del suelo ψ , el cual es obtenido de un ensayo de corte directo.

Según los resultados que han obtenido, el ángulo de dilatación de la interfaz tiene directa relación con la rugosidad que presenta el acero, y es función tanto del tamaño de las partículas como de la densidad de preparación de la muestra. Como se ve en la figura 4.11, a mayor rugosidad superficial se produce un aumento del ángulo de dilatación de la interfaz ξ , tendencia que se mantiene con el aumento del tamaño medio de las partículas D_{50} . En esta misma figura se aprecia que la dilatación puede alcanzar valores nulos, siendo estos obtenidos para superficies lisas.

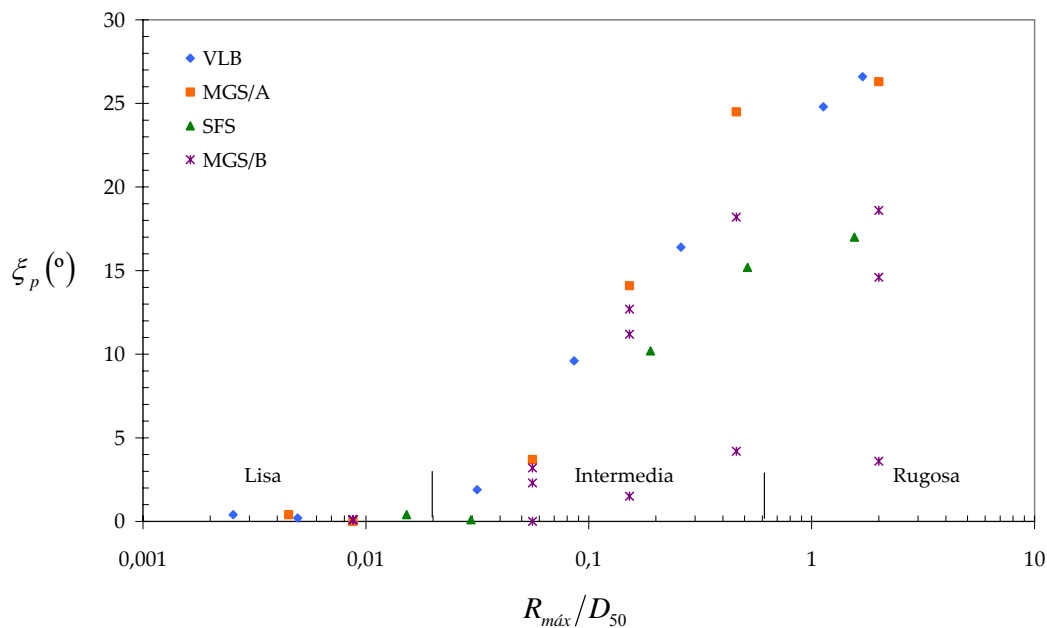


Figura 4.11: Resultados de dilatación obtenidos por Lings y Dietz en función de la rugosidad superficial del acero.

Finalmente, a partir de todos los ensayos realizados por estos investigadores, en la figura 4.12 se presenta la relación entre el ángulo de rozamiento en la interfaz y la dilatación. Como puede apreciarse en la figura, existen dos comportamientos bien diferenciados con relación a la dilatación en la interfaz: una zona en que la dilatación es baja a nula y otra en que, en función del material ensayado, la interfaz presenta dilatación. Según esto, han definido un valor de transición de δ'_p entre ambos comportamientos, el cual es aproximadamente de 25° .

Considerando todos estos antecedentes y dado que existe una relación aproximadamente lineal entre δ'_p y ξ_p (figura 4.12), han definido una correlación entre ambos parámetros de la misma manera que Bolton (1986) y Vermeer (1990) plantearon las correlaciones empíricas para la determinación del ángulo de dilatación de las arenas ψ , según la siguiente expresión

$$\delta'_p = 25^\circ + \xi_p \quad (4.10)$$

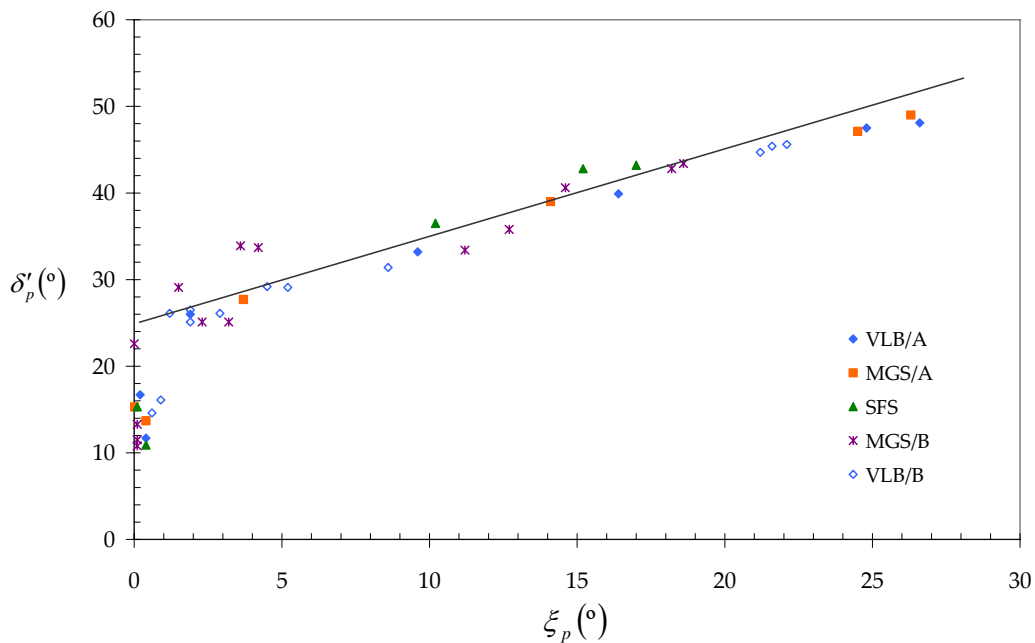


Figura 4.12: Relación entre la dilatación y el ángulo de rozamiento de la interfaz.

4.2.3. Comentarios generales sobre las aportaciones presentadas

A partir de las primeras aportaciones presentadas por Potyondy en 1960, han sido numerosos los estudios realizados para valorar el rozamiento superficial entre suelos y materiales de construcción. En los apartados anteriores se han presentado una serie de investigaciones desarrolladas en este sentido, con resultados que han permitido complementar las recomendaciones de Potyondy, y que han servido de base para la

realización de los estudios de interacción entre suelos y materiales compuestos investigados en esta Tesis Doctoral.

Todas las aportaciones presentan resultados de rozamiento en la interfaz en función de la rugosidad superficial del material de construcción empleado. En este sentido, una de las primeras investigaciones donde se cuantifica la rugosidad superficial es la realizada por Uesugi y Kishida (1986), quienes además introducen el concepto de rugosidad normalizada a partir del cual es posible relacionar los resultados de rozamiento con el tipo de suelo que es ensayado.

Los resultados obtenidos en todas estas investigaciones indican que existe, en general, una relación prácticamente lineal entre el ángulo de rozamiento de la interfaz δ'_p y la rugosidad normalizada R_n , y que dicha relación está directamente influenciada por los siguientes factores:

- Tipo de suelo.
- Rugosidad superficial.
- Densidad de compactación.
- Contenido de humedad.
- Nivel de tensiones.

Los suelos empleados en la gran mayoría de los estudios han correspondido a arenas, a excepción de los trabajos realizados por Potyondy, quién además ha obtenido valores para suelos cohesivos.

Se debe destacar el trabajo realizado por Frost y Han (1999), quienes han hecho un estudio comparativo empleando como materiales sólidos tanto aceros como materiales compuestos (GFRP). Sus estudios han concluido que los mejores resultados de rozamiento se alcanzan con el empleo de GFRP.

Finalmente cabe destacar la influencia de la dilatancia que se crea en la interfaz entre arenas y aceros. Tal como se ve en la figura 4.12, existe también una relación prácticamente lineal entre el rozamiento que se crea en la interfaz δ'_p y la dilatancia ξ_p , lo que permite inferir que en materiales arenosos con mayor tamaño medio de sus partículas y con una mayor compactación, tienden a presentar mayor dilatancia. Este fenómeno es de gran importancia para el dimensionamiento de muros de tierra mecánicamente estabilizada, dado que su estabilidad depende del rozamiento que se desarrolla entre el material de relleno y los flejes de refuerzo empleado.

4.3. ESTUDIO EXPERIMENTAL: FRICCIÓN SUPERFICIAL ENTRE SUELOS Y MATERIALES COMPUESTOS

La realización de este estudio experimental ha tenido como objetivo evaluar la interacción que se desarrolla entre los materiales compuestos seleccionados en el capítulo 3 para el diseño de muros de contención de tierras y dos tipos de suelos, los cuales han sido seleccionados como representativos para su uso en este tipo de actuaciones geotécnicas. El estudio ha sido abordado mediante la realización de ensayos de laboratorio, a partir de pruebas de corte directo.

Como se comentara en el capítulo 3, la aplicación de esta Tesis Doctoral se ha centrado exclusivamente en el empleo de estos materiales en muros de tierra mecánicamente estabilizada, cuyo diseño y modelación se presentarán en los apartados siguientes. Los antecedentes obtenidos de las pruebas de laboratorio han permitido realizar el análisis de estabilidad interna de dichas estructuras, donde la interacción entre el relleno reforzado y los elementos de refuerzo (flejes) juega un papel importante en su dimensionamiento y estabilidad.

Junto a los ensayos de corte directo, se ha medido la rugosidad superficial de las probetas de materiales compuestos fabricadas para la realización de estos ensayos, mediante un equipo de perfilometría, que ha permitido obtener los perfiles de altura

con los cuales se ha determinado la rugosidad normalizada R_n de dichas probetas. Para el desarrollo de esta Tesis Doctoral se han seleccionado tres tipos de rugosidades, que han sido obtenidas durante el proceso de fabricación de las placas.

Con relación a los suelos, se han seleccionado dos tipos de material (arena de miga y arena tosquiza) característicos de la ciudad de Madrid, los cuales han sido caracterizados tanto desde un punto de vista físico como químico, como así también, mecánico. Estos materiales son empleados comúnmente como material de relleno en obras de tierra y trasdós de muros de contención.

En los sub-apartados siguientes se presentan los principales resultados de las pruebas de corte directo realizadas, y se hace un análisis comparativo con las investigaciones desarrolladas hasta la fecha y que han sido comentadas en el apartado 4.2. Con los resultados obtenidos se ha procedido el diseño geotécnico y modelación de un muro de tierra mecánicamente estabilizada.

4.3.1. Preparación de placas en materiales compuestos

Las placas de materiales compuestos empleadas en los ensayos de corte directo, han sido fabricadas mediante un proceso de impregnación de las telas con resina en forma manual. Para ello se ha empleado un compuesto formado por fibra de vidrio y resina de poliéster. Todas las placas fueron fabricadas de las mismas dimensiones, con una sección cuadrada de $5,9 \times 5,9$ cm y un espesor de 4 mm. Con el propósito optimizar el trabajo de fabricación de estas placas, se elaboraron laminados de 30×30 cm de sección, a partir de los cuales se extrajeron las placas más pequeñas.

Para alcanzar el espesor de 4 mm fue necesario fabricar las placas mediante un proceso de laminado, en que diversas capas de telas impregnadas con resina fueron superpuestas unas sobre otras. Para este caso fue necesario realizar un laminado

compuesto por 5 telas impregnadas. En la figura 4.13 se muestra un esquema del proceso de fabricación del laminado.

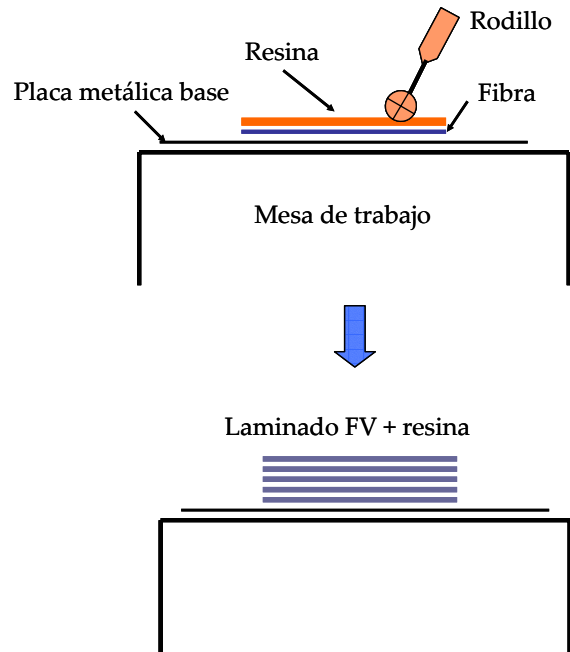


Figura 4.13: Esquema de fabricación de laminados para ensayos de corte directo, compuestos por fibra de vidrio y resina poliéster.

Una vez fabricado el laminado se procedió al curado de la resina en horno a temperatura controlada. Para este caso se trabajó con una temperatura de 90 °C. El laminado fue cubierto por placas metálicas que sirven de sistema de moldaje y por una bolsa de vacío que permite la compactación de las 5 telas impregnadas, para así lograr una completa unión entre todas las capas. Alternativamente, el laminado puede ser sometido a un curado a temperatura ambiente, para lo cual se necesitan alrededor de 24 hrs para la obtención del producto final.

Para la realización de los ensayos de rozamiento en el aparato de corte directo, se decidió estudiar el comportamiento en la interfaz a partir de la definición de tres tipos de rugosidad superficial de las probetas en materiales compuestos. Una de estas rugosidades ha correspondido al material compuesto tal como queda fabricado, es decir, con una textura superficial correspondiente a los moldes metálicos empleados en

el proceso de vacío y curado. La superficie de estas probetas ha sido la que menor rugosidad ha presentado, siendo denominada por las siglas PFV-RB (placa de fibra de vidrio con rugosidad baja).

Las otras dos rugosidades fueron elaboradas durante el proceso de fabricación de las placas en materiales compuestos. La segunda de ellas fue diseñada modificando el proceso de curado del laminado, realizando una primera etapa en horno a una temperatura de 25 °C para posteriormente realizar el curado definitivo a 90 °C. Este proceso ha permitido obtener una superficie irregular con una rugosidad intermedia. Por este motivo, se ha denominado a estas placas según la sigla PFV-RI (placa de fibra de vidrio con rugosidad intermedia).

La tercera rugosidad fue obtenida mediante la colocación, sobre la última tela impregnada del laminado, de una tela denominada comúnmente como “peel-ply”, que es empleada normalmente en la fabricación de materiales compuestos para dotar a su superficie de rugosidad. La rugosidad obtenida por este método es mayor que las anteriores, por lo que se ha denominado por la sigla PFV-RA (placa de fibra de vidrio con rugosidad alta).

Se han tomado imágenes de cada una de las placas tanto en cámara digital como a través de microscopio electrónico, las cuales son mostradas en la figura 4.14. Las imágenes permiten apreciar la textura superficial alcanzada en cada placa, la cual es corroborada con los perfiles de altura obtenidos para cada una de ellas con el equipo de perfilometría, cuyas gráficas son presentadas en apartados posteriores.

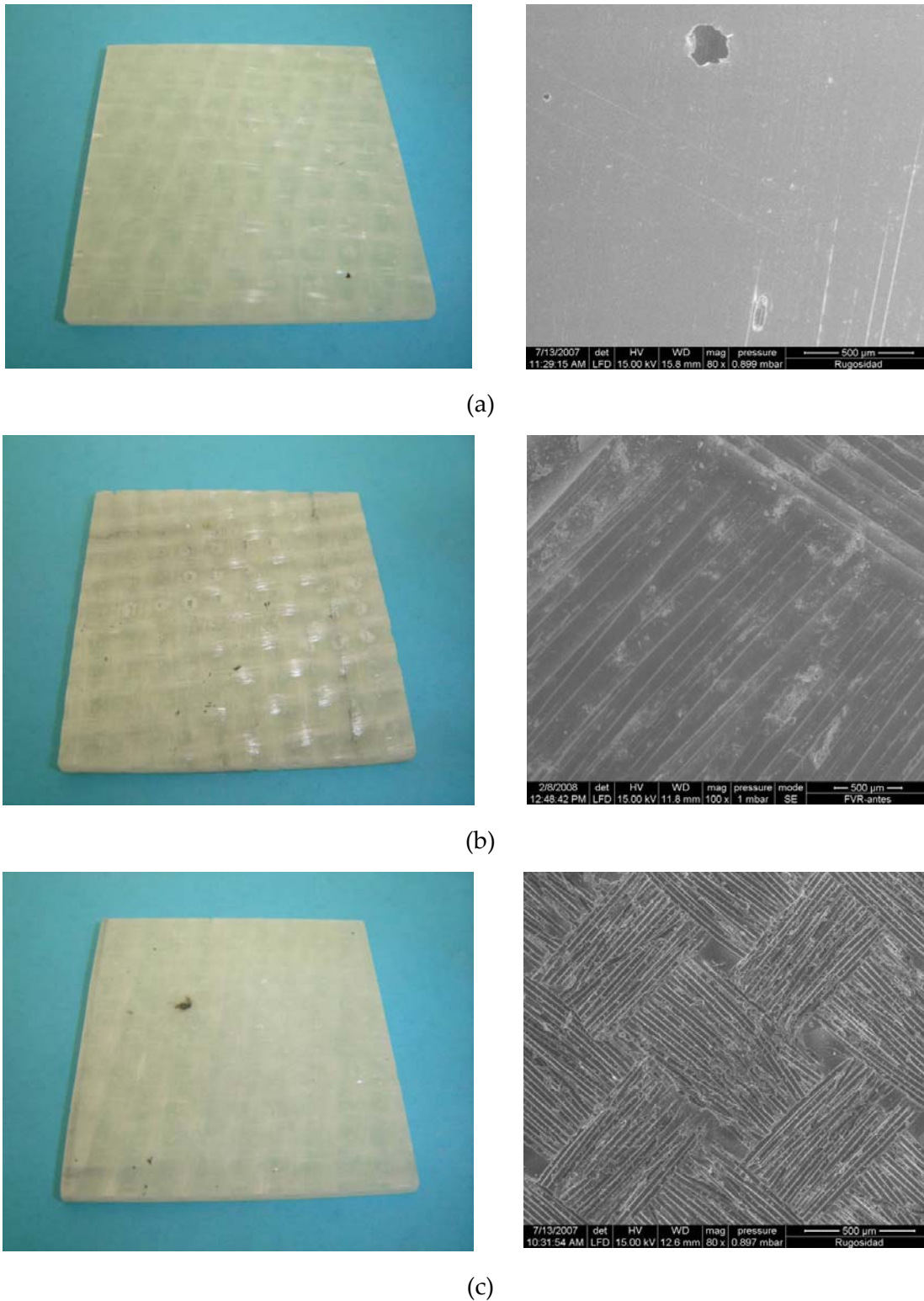


Figura 4.14: Imágenes de placas de fibra de vidrio para ensayos de rozamiento y detalle en microscopio electrónico. (a) PFV-RB; (b) PFV-RI; (c) PFV-RA.

4.3.2. Suelos empleados para estudios de rozamiento

Los suelos empleados en los ensayos de corte directo para el estudio del rozamiento en la interfaz con materiales compuestos, han sido seleccionados considerando las principales recomendaciones que se incluyen en la literatura para muros de contención de tierras, y en especial para muros de tierra mecánicamente estabilizada, antecedentes que se han comentado ampliamente en el capítulo 2.

A partir de estas recomendaciones, se han seleccionado dos suelos de tres analizados, los cuales corresponden a materiales característicos de la ciudad de Madrid y que son utilizados con frecuencia en obras de rellenos (figura 4.15). Los suelos que han sido empleados en la realización de los ensayos de rozamiento, son: Arena de Miga y Arena Tosquiza. Si bien la Arena Tosquiza, en términos generales, no cumple las recomendaciones presentadas en el capítulo 2, el ángulo de rozamiento interno ϕ' obtenido en ensayos de laboratorio es muy superior al mínimo exigido para muros de tierra mecánicamente estabilizada. El suelo que no ha sido empleado en estos ensayos ha sido un tosco arenoso por contar con más de un 50% de finos bajo la malla # 200.

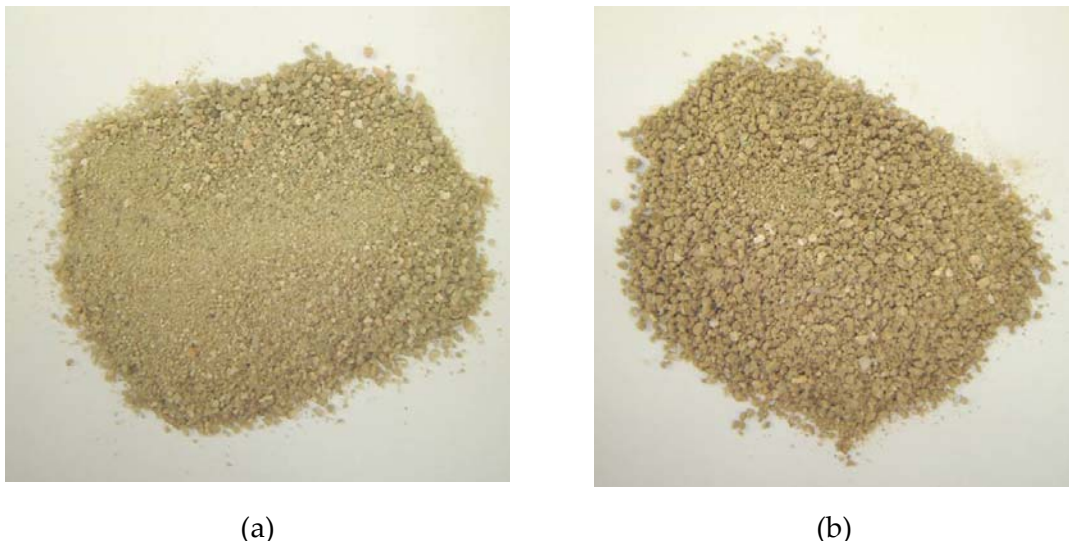
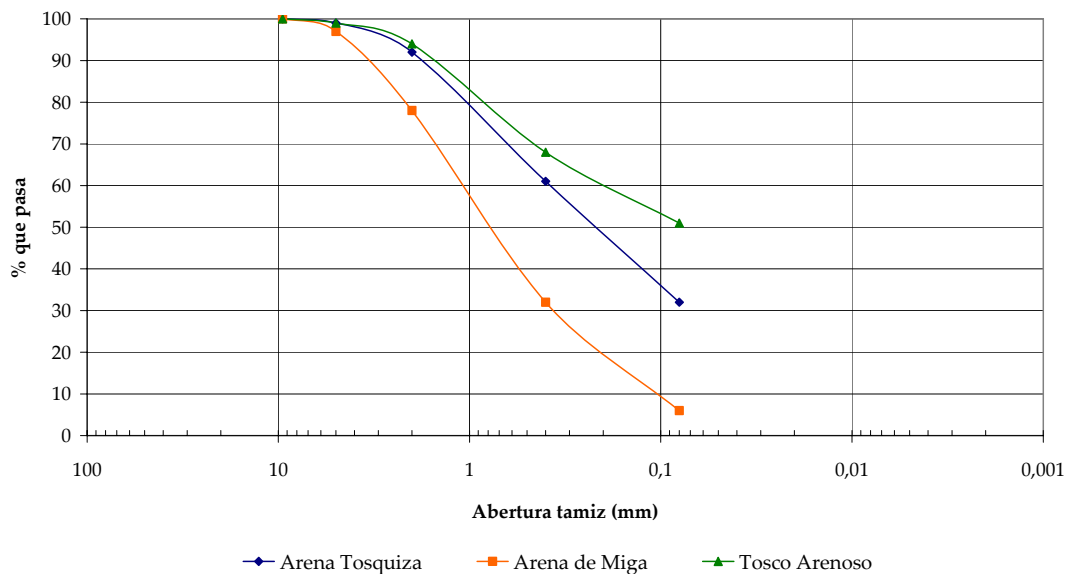


Figura 4.15: Suelos empleados en los ensayos de corte directo para el estudio de la fricción superficial. (a) Arena de miga; (b) Arena tosquiza.

Estos suelos han sido caracterizados tanto desde un punto de vista físico como químico. Para ello, se han realizado ensayos de granulometría, límites de consistencia, y peso específico, como así también contenidos de materia orgánica, sales solubles y pH. Además de estos ensayos, se han obtenido las curvas de compactación^{4.1} de ambos materiales y la realización de ensayos de colapso e hinchamiento, para posteriormente realizar la clasificación de los materiales tanto por el sistema de clasificación U.S.C.S. como por el PG-3.

Adicionalmente y con el propósito de valorar su comportamiento mecánico, se han realizado ensayos de corte directo y triaxial para la determinación tanto del ángulo de fricción interna ϕ' como la cohesión c' . Los ensayos de corte directo fueron realizados en condiciones drenadas al igual que el ensayo triaxial, aunque este último con medida de presión de poros. Los resultados de los ensayos realizados a ambos suelos, se presentan en las siguientes tablas y figuras.

Gráfico 4.1: Curvas granulométricas de suelos estudiados.



^{4.1} Para el caso particular de la Arena de Miga, dado el contenido de finos que presenta se han obtenido las densidades de compactación a partir de ensayos Proctor Modificado y de Densidad Relativa. Para el caso de la Arena Tosquiza, se han realizado ensayos de compactación Proctor Normal y Proctor Modificado.

Como puede apreciarse en el gráfico 4.1, los tres suelos analizados tienen un tamaño máximo de sus partículas correspondiente a la malla de abertura 10 mm, por lo que estos materiales son esencialmente arenosos con diferentes contenidos de finos. Además, el tosco arenoso presenta un porcentaje elevado de partículas bajo la malla # 200 (superior al 50 %), y según recomendaciones de diversos autores y manuales de diseño (Rodríguez e Hinojosa, 1989; Christopher et al, 1990; Elias et al, 2001; G.T.T.R.I.^{4.2}, 2002), su empleo en muros de tierra mecánicamente estabilizada no es factible.

Tabla 4.5: Caracterización de suelos empleados en ensayos de corte directo.

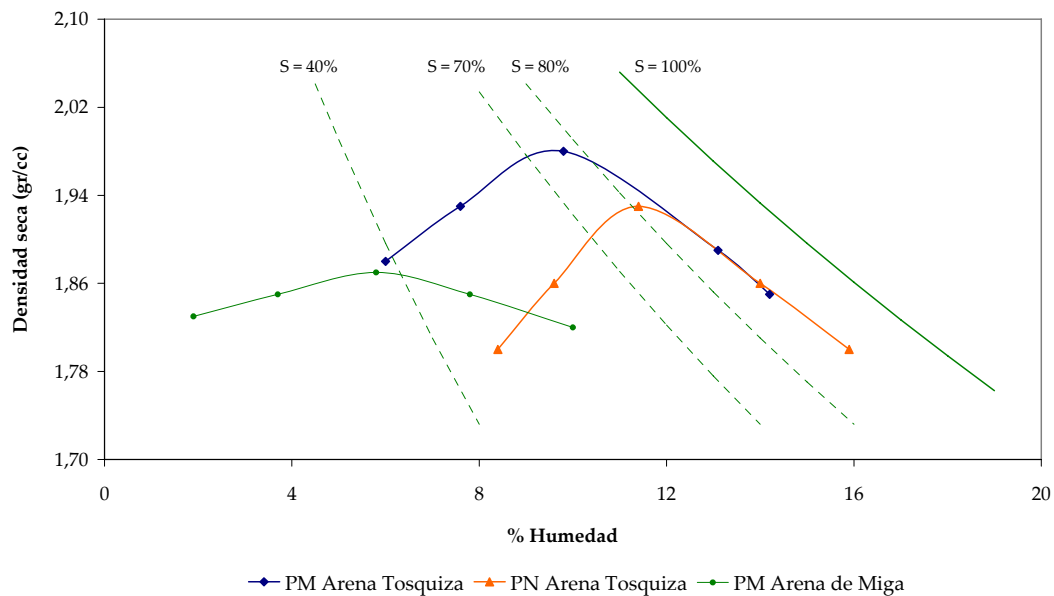
Suelo	Arena de Miga	Arena Tosquiza
Límites de Atterberg		
LL	-	28
LP	-	17
IP	NP	11
Ensayos Químicos		
% M.O.	0,003	0,012
pH	8,73	8,49
% SS	0,015	0,21
Compactación, hinchamiento y colapso		
$\gamma_{d \min}$ (gr/cm^3)	1,48	-
$\gamma_{d \max}$ (gr/cm^3)	1,91	-
Hinchamiento Libre (%)	0	0,83
Colapso (%)	0	0
Clasificación		
U.S.C.S.	SP-SM	CL
PG-3	Adecuado	Tolerable

La tabla 4.5 muestra los resultados de una serie de ensayos realizados a ambas muestras, a través de los cuales se han identificado y caracterizado adecuadamente. A

^{4.2} Grupo Técnico Tierra Reforzada Inextensible, Chile.

pesar de que la arena tosquiza es clasificada por la U.S.C.S. como una arcilla de baja plasticidad (CL), el estudio de este material es de gran interés debido a que tanto por su granulometría como por su plasticidad puede presentar cohesión, la cual permita una mejor adherencia con los flejes de refuerzo y como resultado, una mayor interacción en el macizo de suelo reforzado.

Grafico 4.2: Curvas de compactación Proctor de suelos estudiados.



Dentro de las variables que fueron adoptadas para la realización de los ensayos de corte directo en interfaz suelo-material compuesto, se decidió preparar las muestras de suelo con distintos grados de compactación. Estos grados fueron obtenidos tanto del gráfico 4.2 como de la tabla 4.5. Así, para la arena tosquiza se trabajó con densidades iguales al 95% del PM y al 95% del PN, mientras que para el caso de la arena de miga estas densidades han correspondido al 92 y 95% del PM, y al 100% de la DR. Todas las muestras han sido compactadas con un contenido de humedad igual a -2% respecto a la humedad óptima, excepto la arena de miga compactada por densidad relativa, donde las muestras han sido preparadas en condición seca.

Con relación a los parámetros mecánicos, se han realizado ensayos tanto de corte directo como triaxial para determinar el ángulo de fricción interna ϕ' y la cohesión c'

de cada suelo en condiciones drenadas. Los ensayos de corte directo han sido ejecutados para todos los grados de compactación definidos previamente, mientras que los ensayos triaxial se han realizado solo para grados de compactación iguales al 95% del PM. Un resumen de los parámetros obtenidos se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.6: Resumen parámetros mecánicos de suelos obtenidos en ensayos de corte directo y triaxial, en función del grado de compactación.

Grado de compactación	Arena Tosquiza		Arena de Miga	
	$\phi' (^{\circ})$	$c' (t/m^2)$	$\phi' (^{\circ})$	$c' (t/m^2)$
Ensayos de Corte Directo				
95% PN	35	0,15	-	-
92% PM	-	-	38	0
95% PM	39	0,15	41	0,25
100% DR	-	-	43	0
Ensayo Triaxial				
95% PM	35	3,0	37	0

4.3.3. Evaluación de la rugosidad superficial de las placas en materiales compuestos

La rugosidad superficial de las placas fabricadas en materiales compuestos ha sido obtenida a partir de perfiles de altura medidos por un equipo de perfilometría, tal cual se ha comentado en el acápite 4.2.2.1. El equipo de perfilometría empleado en estas pruebas, perteneciente al Departamento de Materiales de la Escuela de Caminos de la UPM, realiza las mediciones mediante un dispositivo láser que barre horizontalmente la longitud definida, el cual es mostrado en la figura 4.16.



Figura 4.16: Perfilómetro empleado para la determinación de la rugosidad superficial de las placas en materiales compuestos.

Se han analizado un total de treinta placas, diez por cada tipo de rugosidad, obteniéndose para cada una de ellas el correspondiente perfil de alturas, los cuales son presentados en su totalidad en el Anejo C. La longitud de barrido sobre cada placa ha sido de 1 cm, a partir de la cual se han obtenido los perfiles para 4 mm de longitud que muestran las gráficas.

De los perfiles de altura se ha obtenido la rugosidad máxima $R_{máx}$ de cada placa, según lo explicado en el apartado 4.2.2.1 y mediante la aplicación de la ecuación 4.3. Con estos antecedentes, se ha procedido a definir la rugosidad normalizada R_n , considerando los tamaños medios D_{50} de partículas de la tabla 4.7 que han sido obtenidos del gráfico 4.1.

Tabla 4.7: Tamaños medios de las partículas de suelo.

Suelo	D_{50} (mm)
Arena de Miga	0,23
Arena Tosquiza	0,70

En los gráficos 4.3, 4.4 y 4.5 se muestran tres perfiles de altura representativos de cada rugosidad analizada. En estos perfiles se relaciona la longitud medida (en mm) con la rugosidad superficial (en μm).

Gráfico 4.3: Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad baja.

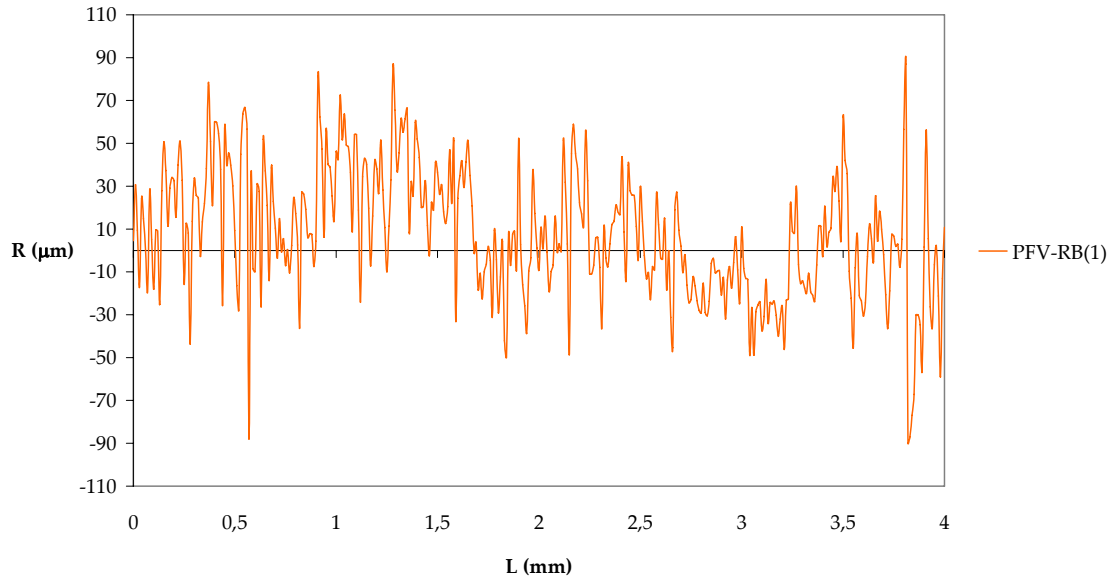


Gráfico 4.4: Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad intermedia.

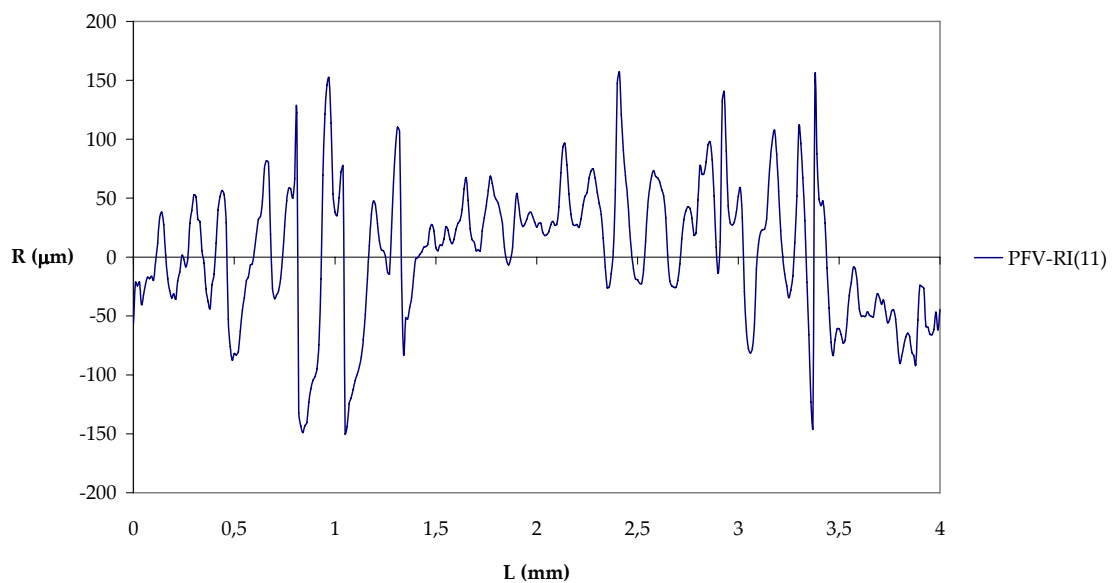
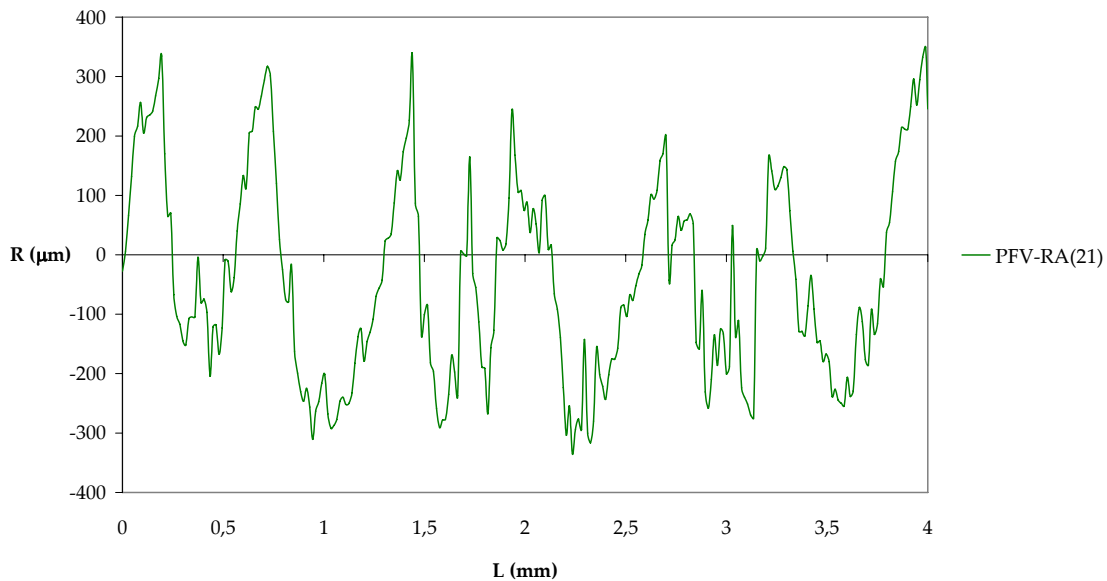


Gráfico 4.5: Perfil de altura obtenido mediante perfilómetro. Placa de material compuesto de rugosidad alta.



Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, el valor de la rugosidad medida en μm es mayor para aquellas placas definidas como de rugosidad alta, que como se ha comentado en el apartado 4.3.1 corresponden a las placas en las que se ha efectuado un tratamiento superficial con “peel-play”. Los valores de rugosidad obtenidos en este tipo de placas llegan a ser del orden de 2 a 3 veces mayor respecto a las otras dos rugosidades.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de la rugosidad normalizada R_n , que han sido obtenidos a partir de los suelos estudiados y de los perfiles de altura de cada una de las placas fabricadas en materiales compuestos. Como se puede apreciar en dicha tabla, el valor de R_n se ve influenciado tanto por el tamaño medio de las partículas de suelo como por la rugosidad de la placa. Esto permite corroborar lo planteado por Frost y Han (1999), quienes comentan que cuanto mayor sea el tamaño medio de las partículas de suelo, menor es la rugosidad.

Tabla 4.8: Valores de R_{\max} y R_n obtenidos para cada placa analizada.

Rugosidad	Placa N°	D_{50} (mm)	R_{\max} (μm)	$R_n = R_{\max} / D_{50}$
PFV-RB	1	0,23	75,3	0,33
	2	0,23	81,6	0,35
	3	0,70	126,0	0,18
	4	0,70	158,8	0,23
	5	0,23	87,4	0,38
	6	0,23	105,8	0,46
	7	0,70	152,0	0,22
	8	0,70	136,8	0,20
	9	0,70	125,5	0,18
	10	0,70	164,0	0,23
PFV-RI	11	0,23	163,3	0,71
	12	0,23	184,0	0,80
	13	0,70	199,5	0,29
	14	0,70	278,2	0,39
	15	0,23	156,4	0,68
	16	0,23	188,6	0,82
	17	0,70	256,3	0,37
	18	0,70	273,0	0,39
	19	0,70	207,0	0,30
	20	0,70	224,0	0,32
PFV-RA	21	0,23	360,0	1,66
	22	0,23	398,0	1,73
	23	0,70	668,0	0,96
	24	0,70	588,0	0,84
	25	0,23	425,5	1,85
	26	0,23	368,0	1,60
	27	0,70	589,6	0,84
	28	0,70	621,6	0,89
	29	0,70	634,7	0,90
	30	0,70	560,0	0,80

4.3.4. Evaluación del rozamiento en la interfaz suelo-material compuesto

Para la evaluación del rozamiento en la interfaz suelo-material compuesto, se han realizado una serie de pruebas de laboratorio consistentes en ensayos de corte directo. Estos ensayos han sido llevados a cabo tanto en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX como en el Laboratorio de Geotecnia de la Escuela de Caminos de la UPM. En ambos sitios se ha trabajado con cajas de corte cuadradas de 6×6 cm de sección, y con espesores de muestra de 2,5 cm. Los equipos de corte directo empleados se muestran en la figura 4.17.



(a)



(b)

Figura 4.17: Equipos de corte directo empleados en los ensayos de rozamiento. (a) Aparato perteneciente al CEDEX; (b) aparato perteneciente a la UPM.

Todos los ensayos han sido ejecutados en condiciones drenadas con consolidación previa, tanto para la arena de miga como para la arena tosquiza. La velocidad de corte fue definida a partir de la curva de consolidación de la muestra de suelo, empleándose para estas muestras velocidades de 0,03 y 0,06 mm/min. En las pruebas realizadas se pudo observar que no existe una influencia clara en los resultados obtenidos respecto a la diferencia de velocidades empleadas.

Se han realizado una serie de ensayos para determinar los parámetros mecánicos de ambas muestras de suelos, cuyos resultados han sido mostrados en la tabla 4.6, y otros para determinar el rozamiento en la interfaz suelo- materiales compuestos. En estos últimos, la preparación de cada prueba ha consistido en la colocación de las placas de materiales compuestos en la parte inferior de la caja de corte, tal como se muestra en la figura 4.18, mientras que la muestra de suelo ha sido compactada en la parte superior de dicha caja, tomando como referencia los trabajos realizados por Potyondy (1961), Rao et al (1998) y, Frost y Han (1999).

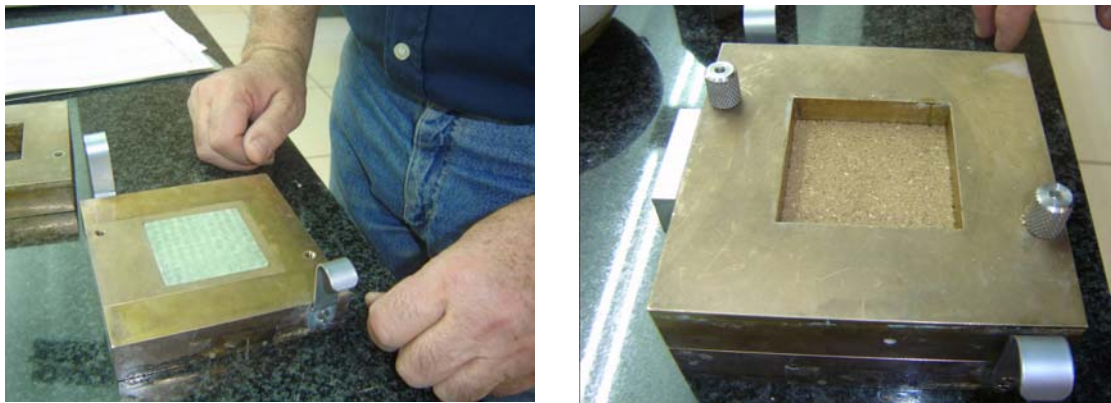


Figura 4.18: Colocación placa en material compuesto y preparación muestra para ensayos de rozamiento en equipo de corte directo.

Los suelos fueron compactados a la densidad y humedad especificada en el apartado 4.3.2, aplicándose dos métodos según el ensayo de compactación de referencia: mediante presión, para las muestras compactadas según ensayos Proctor, y por vibración, para las muestras compactadas según el ensayo de Densidad Relativa. Las muestras preparadas fueron sometidas a diferentes tensiones verticales σ'_v (0,58 - 1,55 - 2,94 kg/cm^2), con el propósito de determinar los parámetros mecánicos con un mínimo de tres puntos por ensayo. Además, para valorar el efecto de la saturación de las probetas en el rozamiento de la interfaz suelo-material compuesto, se realizaron ensayos bajo dos condiciones: inundado y no inundado^{4.3}. Los principales resultados

^{4.3} La nomenclatura empleada para estas dos condiciones ha sido: inundado (IN); no inundado (NI).

de los ensayos de corte directo y de evaluación del rozamiento en la interfaz suelo-materiales compuestos, se presentan en los siguientes apartados.

4.3.4.1. Resultados de ensayos de corte directo

Como se muestra en la tabla 4.6, la arena de miga y la arena tosquiza fueron ensayadas bajo distintas energías de compactación. Los resultados de las pruebas realizadas considerando las distintas energías de compactación empleadas, se presentan en su totalidad en el Anejo D. En este apartado se presenta, en la tabla 4.9, un resumen de todos los resultados obtenidos que han sido extraídos de las gráficas de relación de tensiones σ' v/s τ' , y en la gráfica 4.6 los resultados obtenidos en arena tosquiza compactada al 95% del PM.

En todas las gráficas se entregan los resultados de los ensayos de corte directo efectuados inicialmente a los suelos, como así también a cada una de las pruebas de rozamiento con las distintas placas de materiales compuestos empleadas. Además, como se explicara en el apartado precedente, se muestran las pruebas realizadas para las dos condiciones de saturación consideradas: inundado y no inundado.

Gráfico 4.6: Relación de tensiones σ' v/s τ' de ensayos de rozamiento en arena tosquiza compactada al 95% del PM.

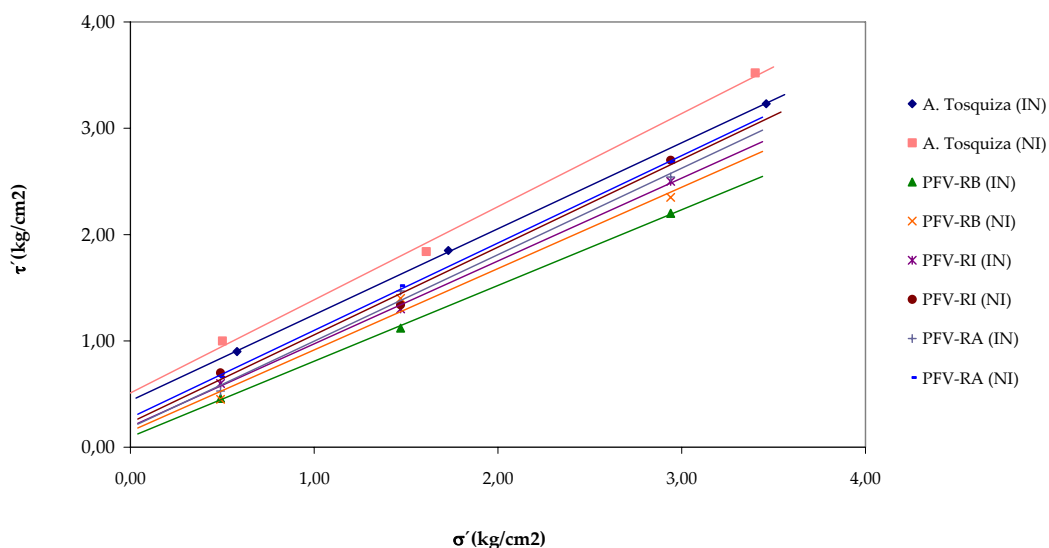


Tabla 4.9: Resumen de resultados de ensayos de rozamiento.

Rugosidad	Placa N°	D_{50} (mm)	Compactación	Saturación	δ' (°)	c'_a (kg/cm ²)
PFV-RB	1	0,23	95% PM	NI	37	0,25
	2	0,23	95% PM	IN	36	0,15
	3	0,70	95% PM	NI	31	0,10
	4	0,70	95% PM	IN	30	0
	5	0,23	95% PN	NI	31	0
	6	0,23	95% PN	IN	30	0
	7	0,70	92% PM	NI	27	0
	8	0,70	92% PM	IN	25	0
	9	0,70	100% DR	NI	34	0
	10	0,70	100% DR	IN	31	0
PFV-RI	11	0,23	95% PM	NI	39	0,23
	12	0,23	95% PM	IN	38	0,19
	13	0,70	95% PM	NI	33	0
	14	0,70	95% PM	IN	31	0
	15	0,23	95% PN	NI	34	0
	16	0,23	95% PN	IN	32	0
	17	0,70	92% PM	NI	31	0
	18	0,70	92% PM	IN	30	0
	19	0,70	100% DR	NI	35	0
	20	0,70	100% DR	IN	32	0
PFV-RA	21	0,23	95% PM	NI	40	0,33
	22	0,23	95% PM	IN	39	0,25
	23	0,70	95% PM	NI	34	0
	24	0,70	95% PM	IN	33	0,10
	25	0,23	95% PN	NI	35	0
	26	0,23	95% PN	IN	33	0
	27	0,70	92% PM	NI	33	0
	28	0,70	92% PM	IN	32	0
	29	0,70	100% DR	NI	38	0
	30	0,70	100% DR	IN	35	0

Como se puede apreciar en la tabla 4.9 y en las gráficas mostradas en el Anejo D, los resultados de rozamiento obtenidos se ven directamente influenciados por los siguientes factores: tipo de suelo; rugosidad superficial de las placas de materiales compuestos; grado de compactación del suelo; y, condición de saturación. En general los valores más altos de rozamiento han sido obtenidos para las placas de rugosidad alta (superficie preparada con “peel-ply”), en especial cuando se encuentran en contacto con arena tosquiza, por tener este tipo de suelo una granulometría más fina que la arena de miga y, probablemente, debido a que la fracción más fina de este material es arcillosa.

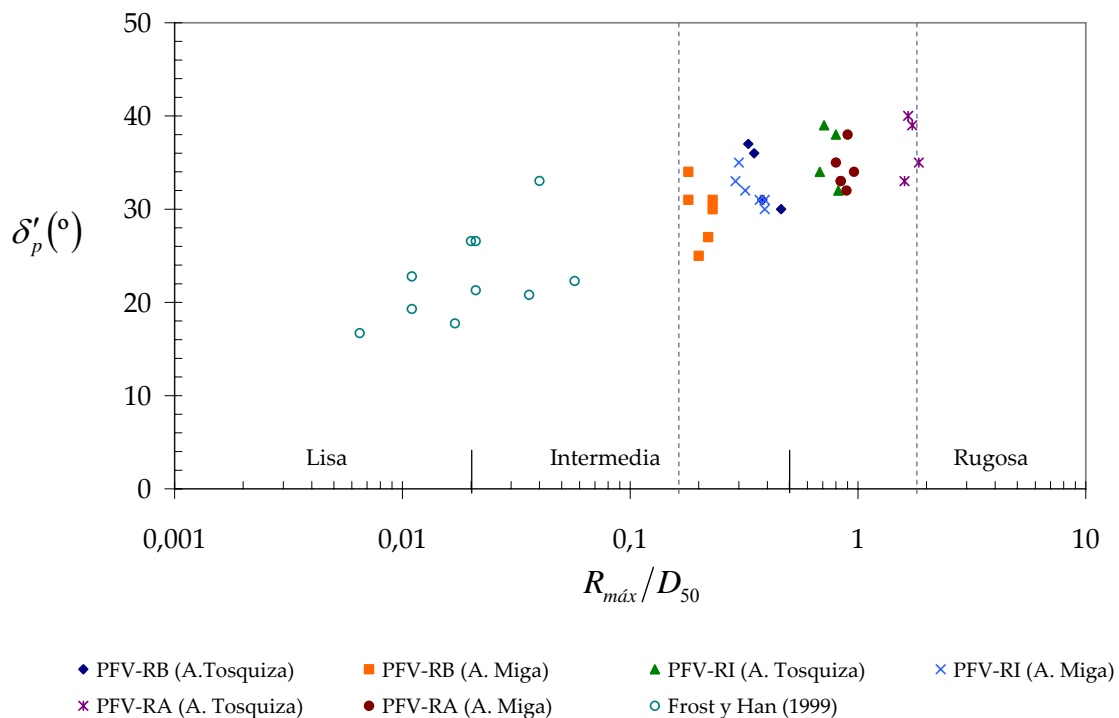
4.3.4.2. Influencia del tipo de suelo y rugosidad superficial en los ensayos de rozamiento

Para valorar la influencia del tipo de suelo empleado y la rugosidad superficial de las probetas de materiales compuestos utilizadas, en los gráficos 4.7 y 4.8 se muestran los resultados de los ensayos en función de la rugosidad normalizada R_n obtenida para cada probeta, que es función del tamaño medio de las partículas de suelo (D_{50}).

Como se puede apreciar en el gráfico 4.7, los valores de rozamiento de todas las probetas ensayadas se mueven en un rango de R_n comprendido entre 0,18 y 1,8 aproximadamente. Según esto, la rugosidad de las probetas de materiales compuestos diseñadas para el desarrollo de los ensayos de corte directo puede ser clasificada como de intermedia a rugosa (Paikowsky et al, 1995), valores que son bastante superiores a los presentados en el apartado 4.2.2.2. Se debe considerar que la mayoría de los resultados mostrados en dicho apartado corresponden a ensayos realizados sobre aceros, empleando en su mayoría arenas sin finos. Solo en pruebas realizadas por Lings y Dietz (2005) se han alcanzado valores de R_n semejantes a los obtenidos en este trabajo.

En la misma gráfica, adicionalmente, se presentan los resultados de las pruebas realizadas por Frost y Han (1999) correspondientes a los ensayos de interfaz arenas-FRP. Las pruebas realizadas por estos investigadores, que han sido detalladas en el apartado 4.2.2.2, permiten inferir que los valores de R_n se encuentran comprendidos entre 0,006 y 0,06, los cuales son bastante inferiores a los obtenidos en las pruebas realizadas en la presenta Tesis Doctoral. Esto es debido, por un lado, a un mayor tamaño medio de las partículas de arena empleadas por Frost y Han, y por otro lado, a una menor rugosidad máxima alcanzada en las probetas de FRP. Como resultado, los valores de rozamiento en la interfaz δ' alcanzados son mayores a los obtenidos por estos investigadores, en una relación comprendida entre 1,25 y 1,5.

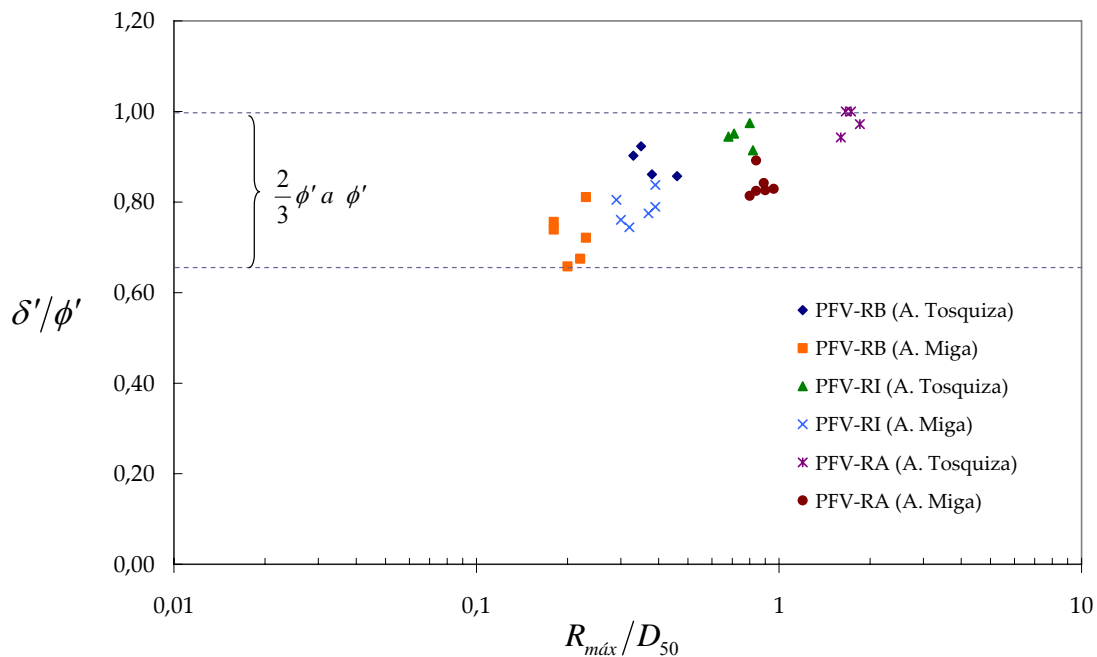
Gráfico 4.7: Relación entre la rugosidad normalizada R_n y el ángulo de rozamiento en la interfaz δ' .



En el gráfico 4.8 se presenta la relación obtenida entre la rugosidad normalizada R_n y la relación δ'/ϕ' . Esta última es una relación empleada habitualmente en Ingeniería Geotécnica para estimar el valor de δ' que es utilizado para el dimensionamiento de

muros de contención de tierras. Además, los resultados obtenidos por Potyondy (1961) en sus ensayos de corte directo fueron definidos a partir de esta relación.

Gráfico 4.8: Relación entre la rugosidad normalizada R_n y el coeficiente de rozamiento en la interfaz δ'/ϕ' .



Como puede verse en el gráfico 4.8, los valores de δ'/ϕ' obtenidos se encuentran en un rango comprendido entre $2/3 \phi'$ y ϕ' , siendo los mayores valores alcanzados para el caso de la arena tosquiza. Así, la relación δ'/ϕ' en la arena de miga toma valores entre $0,66 \cdot \phi'$ y $0,90 \cdot \phi'$, mientras que en la arena tosquiza esta relación toma valores entre $0,85 \cdot \phi'$ y ϕ' .

Comparando estos resultados con los obtenidos por Potyondy en 1961, se puede inferir que tanto para la arena de miga como para la arena tosquiza los valores de la relación δ'/ϕ' , son asimilables a los estudiados por este investigador mediante el empleo de interfaz suelo-madera y suelo-hormigón. Potyondy ha obtenido valores comprendidos entre $0,80 \cdot \phi'$ y $0,95 \cdot \phi'$ cuando emplea materiales con un 50% de fracción arenosa

más un 50% de fracción fina, y valores entre $0,76 \cdot \phi'$ y $0,98 \cdot \phi'$ para suelos puramente granulares.

En resumen, tanto el tipo de suelo empleado como la rugosidad superficial del material compuesto, condicionan positivamente los resultados de rozamiento en la interfaz obtenidos, pudiendo observarse en ambos gráficos que para ambas condiciones se produce un aumento tanto de δ' como de δ'/ϕ' en forma prácticamente lineal a medida que mejora la rugosidad y se emplean suelos con menor tamaño medio de partículas D_{50} . Esto último debido a que los suelos de granulometría más fina tienen un mejor comportamiento de interacción con los materiales compuestos a medida que aumenta su rugosidad, en comparación a los suelos de granulometría más gruesa, concordando con lo planteado por Frost y Han (1999).

4.3.4.3. Influencia del grado de compactación en los ensayos de rozamiento.

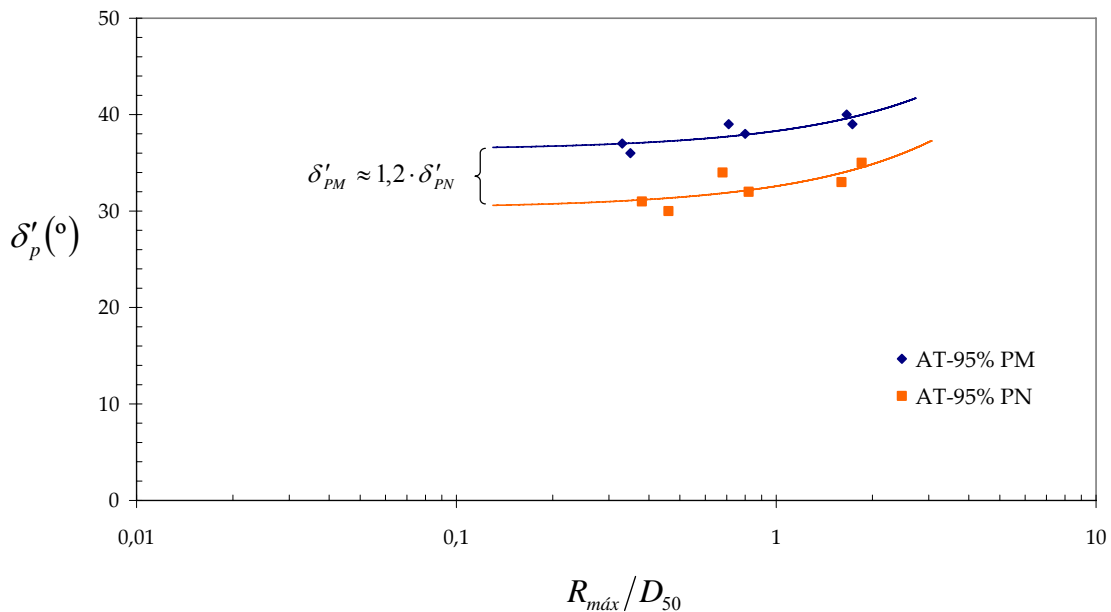
Los resultados de la influencia del grado de compactación en el rozamiento de la interfaz suelo-material compuesto, es presentado en los gráfico 4.9 y 4.10, tanto para arena tosquiza como para arena de miga, respectivamente. En ambos casos se presentan los valores de δ' en función de la rugosidad normalizada R_n .

Para el caso de la arena tosquiza, el gráfico 4.9 muestra los resultados de los ensayos realizados considerando grados de compactación iguales al 95% del proctor normal y 95% del proctor modificado. Como puede verse, el aumento en el grado de compactación en este tipo de suelos provoca un aumento en el valor de rozamiento de la interfaz δ' , siendo el valor de δ'_{PM} del orden de $1,2 \cdot \delta'_{PN}$ para todos los ensayos realizados.

Además, considerando todos los tipos de rugosidad empleados se produce un aumento aproximadamente lineal de δ' a medida que aumenta la rugosidad normalizada R_n , manteniéndose este comportamiento tanto si se define como

compactación de referencia el ensayo Proctor Modificado como si se emplea el ensayo Proctor Normal.

Gráfico 4.9: Influencia de la compactación en el rozamiento de la interfaz arena tosquiza-material compuesto.

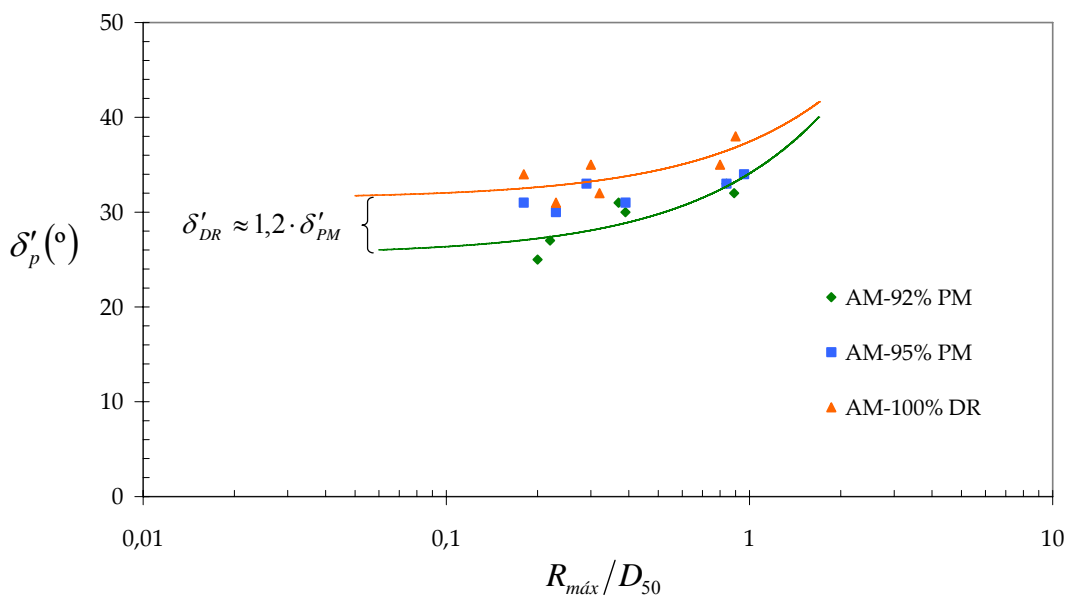


El gráfico 4.10 muestra los resultados de la influencia del grado de compactación en la interfaz arena de miga-material compuesto. Para este caso, la compactación fue referida para el 92 y 95% del Proctor Modificado, y dada las características de este tipo de suelo, al 100% de la Densidad Relativa. Los resultados obtenidos indican que, para todos los casos, se produce un aumento progresivo del valor de rozamiento en la interfaz δ' con el aumento de la rugosidad normalizada R_n .

Comparando los resultados de las distintas pruebas, los mayores valores de δ' se obtienen cuando la compactación de la arena de miga es referida a la Densidad Relativa. A pesar de esto, los valores obtenidos compactando el material al 95% del Proctor Modificado se aproximan bastante a los resultados alcanzados para el 100% de la Densidad Relativa, lo que indica que para este tipo de suelo y considerando elevados grados de compactación, existe poca variación en los resultados si se emplea uno u otro método de compactación. Por otro lado, los menores valores de δ' han sido obtenidos al emplear un grado de compactación igual al 92% del Proctor Modificado.

Como se aprecia en el gráfico 4.10, no existe una relación lineal en el aumento de δ' con el aumento de R_n , salvo para el grado de compactación igual al 95% del Proctor Modificado. A medida que aumenta el valor de R_n , los valores de δ' se aproximan hasta alcanzar una relación del orden de $\delta'_{DR} \approx 1,1 \cdot \delta'_{PM}$ a medida que aumenta la rugosidad, mientras que para rugosidades bajas esta relación es igual a $\delta'_{DR} \approx 1,2 \cdot \delta'_{PM}$, relación que es semejante a la obtenida para el caso de la arena tosquiza.

Gráfico 4.10: Influencia de la compactación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto.



4.3.4.4. Influencia de la saturación en los ensayos de rozamiento.

Como se comentó en el apartado 4.3.4, todos los ensayos fueron realizados bajo dos condiciones de saturación: inundado y no inundado. Para el primer caso una vez preparada la probeta, se procedió a inundar completamente la caja de corte con el propósito de realizar los ensayos hasta alcanzar el 100% de la saturación del suelo.

Para el segundo caso, una vez preparada la probeta se procedió a realizar el ensayo de corte sin inundar la caja, con el propósito de valorar los resultados de rozamiento considerando solo la saturación correspondiente al contenido de humedad a la cual fue

compactado el suelo. Las muestras de arena de miga fueron compactadas en seco y por métodos de vibración, hasta alcanzar el 100% de la Densidad Relativa. Por su parte las muestras de arena tosquiza en todo los casos, fueron compactadas para un contenido de humedad igual a -2% de la óptima.

Los resultados de este análisis se presentan en los siguientes cinco gráficos. Los gráficos 11 y 12 corresponden a las pruebas realizadas sobre arena tosquiza, mientras que los gráficos 13, 14 y 15 muestran los resultados sobre arena de miga. Como se puede apreciar en todos ellos, los valores del ángulo de rozamiento de la interfaz δ' aumentan de forma prácticamente lineal con el aumento de R_n , y para todos los casos el valor de δ' para la condición no inundada es siempre mayor que el obtenido para la condición inundada. Esta situación puede deberse principalmente debido a que en la zona de contacto entre el suelo y el material compuesto, una pequeña película de agua colabora para que el contacto entre ambos materiales no sea del todo perfecto, lo cual provoca que el suelo deslice con mayor facilidad sobre la placa de material compuesto.

Gráfico 4.11: Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena tosquiza-material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Modificado.

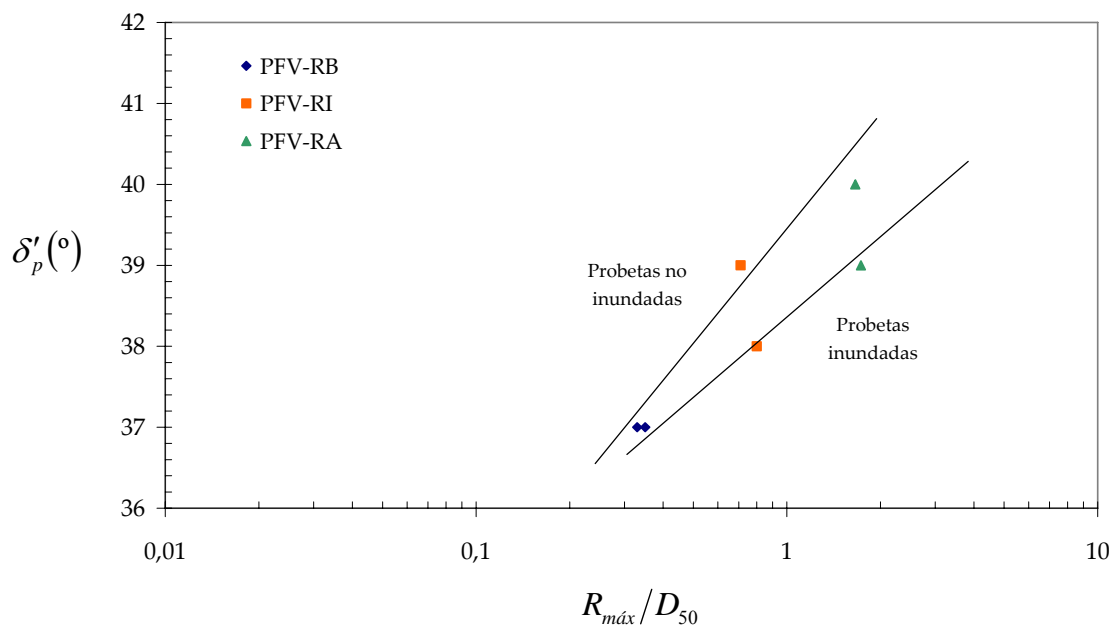
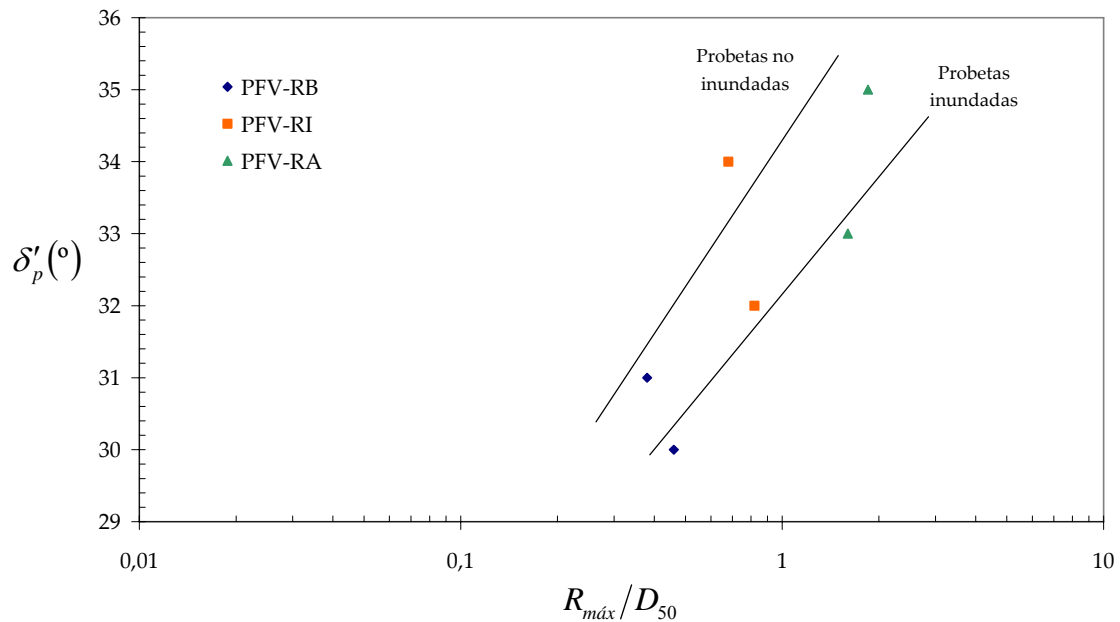


Gráfico 4.12: Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena tosquiza-material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Normal.



Los resultados de los ensayos sobre arena de miga muestran que, cuando se emplea el método por vibración para la compactación del material la relación entre δ' y R_n es completamente lineal, tendencia que se da tanto para la condición inundada como para la no inundada. Así también para este grado de compactación se produce la mayor diferencia de δ' entre ambas condiciones de saturación, pudiéndose establecer una relación máxima entre ambos valores igual a $\delta'_{NI} \approx 1,1 \cdot \delta'_{IN}$.

Cuando la arena de miga se compacta a partir del ensayo Proctor Modificado, los resultados de δ' obtenidos son menores que los correspondientes a la Densidad Relativa, dado que al ser un suelo en su mayoría granular, el método de vibración genera un mejor reacomodo de sus partículas, mejorando la densidad y el contacto con la placa de materiales compuestos. Esta situación se da tanto para la condición inundada como para la condición no inundada

Gráfico 4.13: Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 92% del Proctor Modificado.

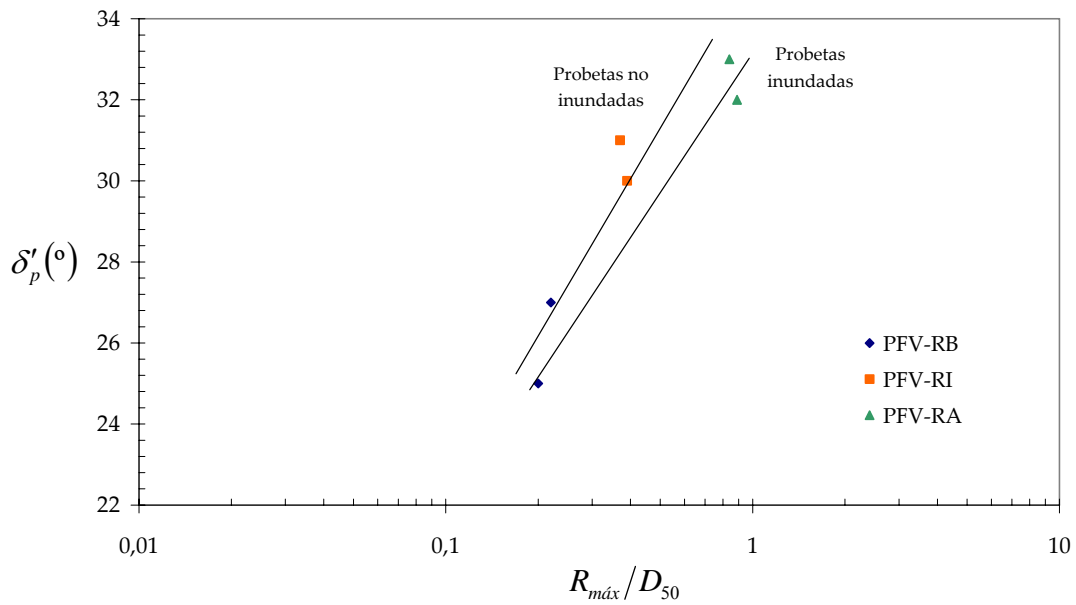


Gráfico 4.14: Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 95% del Proctor Modificado.

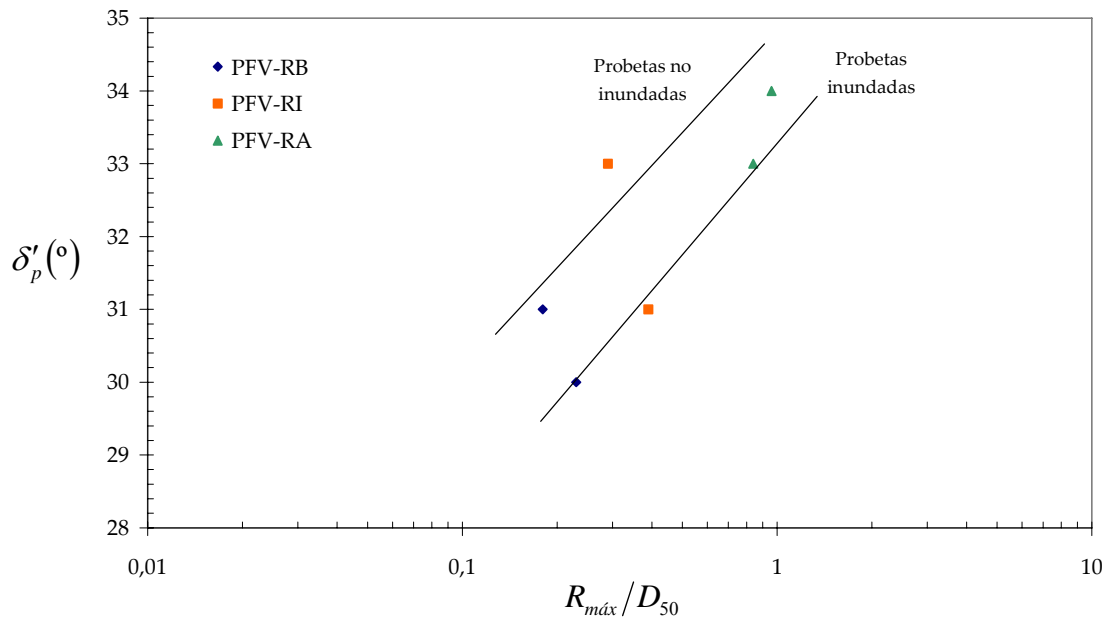
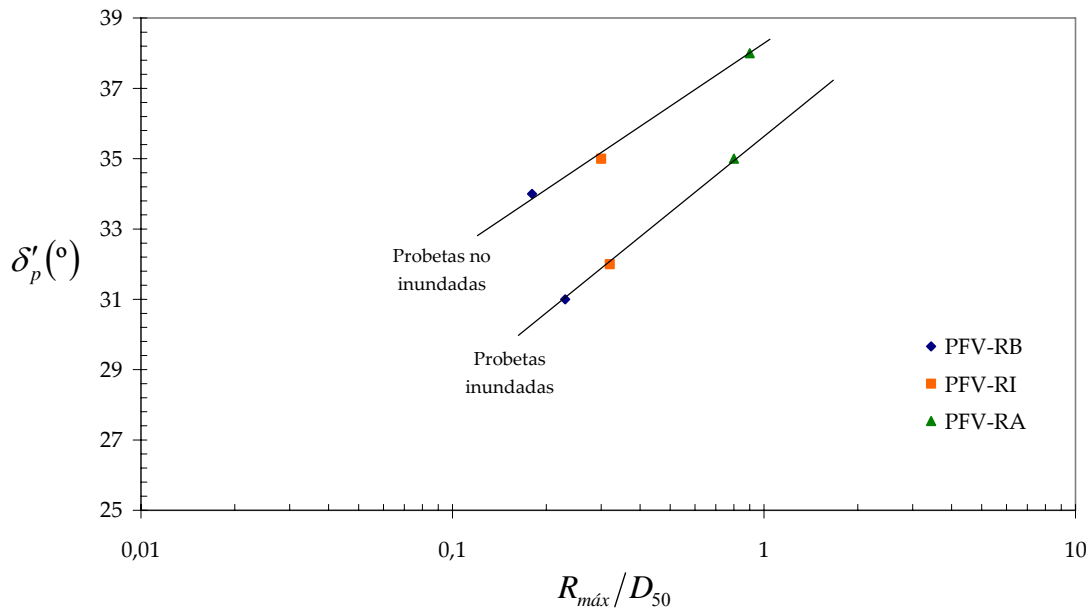


Gráfico 4.15: Influencia de la saturación en el rozamiento de la interfaz arena de miga-material compuesto. Muestra compactada al 100% de la Densidad Relativa.



4.3.4.5. Análisis de resultados de rozamiento para su aplicación a muros de contención de tierras.

Los resultados de los ensayos de rozamiento presentados en los apartados anteriores muestran que, los distintos factores estudiados influyen de forma importante en la interacción entre materiales compuestos y suelos. De todos los factores analizados la rugosidad de las placas de materiales compuestos es la que presenta la mayor influencia en el ángulo de rozamiento de la interfaz δ' , y en la medida que se mejore esta condición los valores de δ' pueden ser aún mayores a los aquí presentados.

En general se da una tendencia lineal del aumento de δ' con la rugosidad normalizada R_n , tanto para la arena de miga como para la arena tosquiza, lo que indica que el parámetro R_n obtenido para cada análisis se ajusta adecuadamente al comportamiento que se desarrolla en la interfaz y permite valorar de muy buena manera el efecto del tamaño de las partículas sobre el rozamiento. En este sentido, se corrobora lo planteado por Frost y Han (1999), en que materiales con menor tamaño medio de

partículas D_{50} que deslizan sobre una superficie de rugosidad dada alcanzan mayores valores de δ' que aquellos que presentan un mayor valor de D_{50} , y que deslizan sobre la misma superficie. Es importante en este sentido considerar el efecto de la compactación, dado que esta respuesta se dará en la medida que las condiciones de densificación de los materiales sean semejantes.

Así también, los valores del ángulo de rozamiento obtenidos en la presente Tesis Doctoral se ajustan de manera adecuada a los resultados alcanzados en investigaciones previas (Potyondy, 1961; Uesugi y Kishida, 1986-a y 1986-b; Tsubakihara et al, 1993; Rao et al, 1998; Frost y Han, 1999; Ampera y Aydogmus, 2005; Lings y Dietz, 2005), siendo en general mayores en todas las pruebas realizadas. Esto es debido, por un lado, a que los estudios previos en su mayoría han evaluado la interacción en la interfaz entre arenas y aceros, los cuales presentan menor rugosidad superficial, y por otro lado, se han obtenido valores mayores de R_n que los presentados por estos investigadores, consiguiéndose rugosidades comprendidas entre intermedia a rugosa.

Considerando estos antecedentes se puede concluir que, tanto la arena de miga como la arena tosquiza interactúan de manera adecuada con los materiales compuestos empleados, y que ambos materiales pueden ser utilizados para el diseño de muros de contención de tierras, en especial en muros de tierra mecánicamente estabilizada. Si bien la arena tosquiza empleada tiene un contenido de finos muy superior al recomendado para este tipo de muros, las pruebas de corte directo realizadas indican que en contacto con composites se alcanza una muy buena interacción, además de cumplir con el valor mínimo de ϕ' requerido para este tipo de estructuras. Arenas tosquizas con mayor contenido de finos no se recomiendan, debido a que pueden presentar mayor deformabilidad y compresibilidad en contacto con el agua.

Finalmente y en función de los resultados obtenidos en los ensayos de corte directo, se cree conveniente que para el empleo de los materiales compuestos como componente de muros de contención de tierras se emplee una terminación final mediante "peel

play”, dado que la rugosidad alcanzada por este tipo de probetas ha permitido alcanzar, en ambos suelos, los mayores valores de rozamiento δ' y por ende, la mayor interacción entre ambos materiales. Con esta terminación final se cumplirá adecuadamente las recomendaciones mínimas que se presentan en la literatura geotécnica sobre el valor de δ' a adoptar en el dimensionamiento de muros de contención de tierras, y de manera especial en muros de tierra mecánicamente estabilizada, donde el mecanismo de estabilidad más importante es el correspondiente a la interacción suelo-tira de refuerzo.

4.4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN MATERIALES COMPUESTOS

En este apartado se presentará un análisis teórico de un muro de contención de tierras diseñado en base a los materiales compuestos que han sido definidos en el capítulo 3, para evaluar su aplicabilidad a muros de tierra mecánicamente estabilizada, que ha sido el tipo de muro seleccionado en el mismo capítulo como de mayor aplicación de estos materiales. Este tipo de muros, cuyos elementos corresponden a elementos de refuerzo (flejes) y elementos de revestimiento (placas), se dimensionan a partir de dos tipos de análisis: uno de estabilidad interna y otro de estabilidad externa.

Para el desarrollo de este diseño se ha decidido definir una configuración geométrica tipo de este tipo de muros que es empleado habitualmente en obras de infraestructura viaria, junto con las cargas a las que normalmente se ven expuestas y que están definidas en la literatura (ACTHE, 2004⁴⁴). Las cargas definidas corresponden a cargas de tráfico pesado que se emplean en carreteras para el dimensionamiento de muros.

El diseño de este muro ha sido realizado empleando como material de suelo reforzado, tanto arena de miga como arena tosquiza, con el propósito de realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos en este diseño a partir de los dos suelos

⁴⁴ Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural

estudiados en laboratorio, y con ello, valorar su aplicabilidad en este tipo de estructuras fabricadas en materiales compuestos.

Una vez obtenidos los resultados de estos análisis, se han comparado con aquellos que se obtendrían en un muro de tierra mecánicamente estabilizada convencional, es decir, con placas de hormigón y flejes de acero (tanto lisos como con resaltes). La metodología empleada para el dimensionamiento del muro ha sido la misma, la cual se detalla en el anejo B.

4.4.1. Definición de la geometría, cargas sobre el muro y parámetros geotécnicos

La definición geométrica del muro de tierra mecánicamente estabilizada se presenta en detalle en la figura 4.19. Para este análisis comparativo se decidió trabajar sobre un muro de 4,0 m de altura, por ser esta una altura promedio de muros que habitualmente se emplean en infraestructura viaria^{4,5}, y con relleno de trasdós horizontal. La longitud de los flejes de refuerzo ha sido obtenida a partir de la relación $0,8 \cdot H$, que es superior al mínimo recomendado en la literatura para este tipo de estructuras (AASHTO, 1993; Ortiz e Hinojosa, 1989; GTTRI, 2002).

Sobre el relleno reforzado y el relleno retenido se ha definido una carga uniformemente distribuida q de $1,0(t/m^2)$. Este tipo de muros se emplea en diversas actuaciones relativas a las infraestructuras viarias, como pueden ser: contención de desmontes; estribos y falsos estribos de pasos superiores; terraplenes de carreteras; etc. El dimensionamiento para cualquier actuación distinta a la aquí estudiada, deberá considerar los antecedentes necesarios que incluyan efectos de cargas adicionales y distinta configuración geométrica.

^{4,5} Antecedente obtenido de obras desarrolladas por Acciona Infraestructuras.

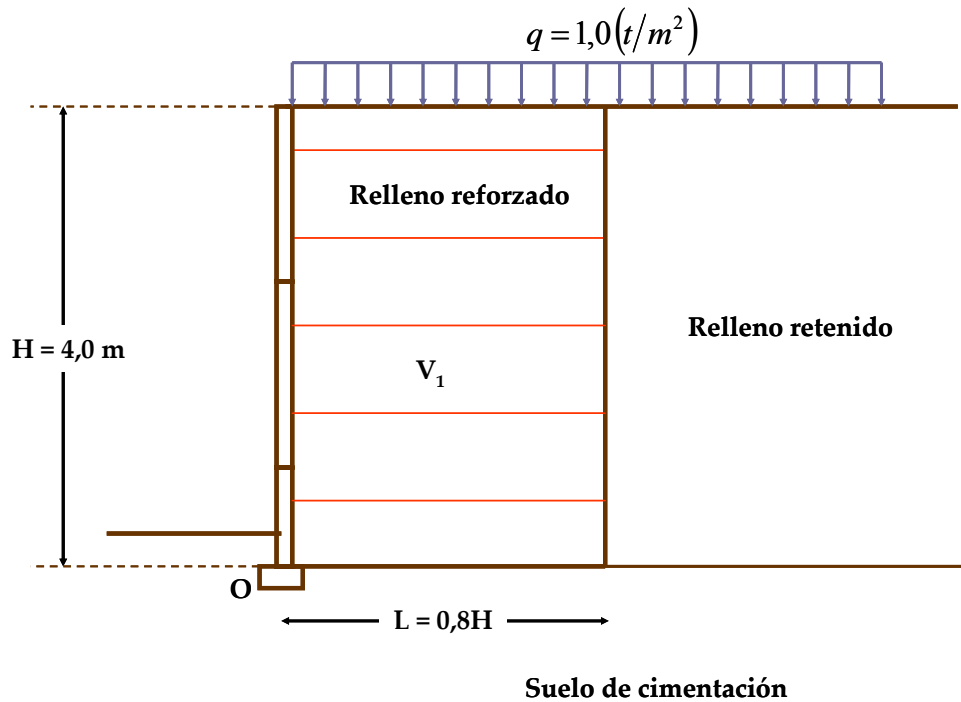


Figura 4.19: Definición geométrica de muro de tierra mecánicamente estabilizada.

Con relación a los parámetros geotécnicos empleados en el diseño de este muro de contención de tierras, se han estimado dichos parámetros tanto para el relleno retenido como para el suelo de cimentación (Rodríguez Ortiz, 2000), mientras que los correspondientes al relleno reforzado han sido definidos a partir de los ensayos de laboratorio realizados para los estudios de rozamiento anteriormente presentados. El resumen de todos estos parámetros es presentado en la tabla 4.10.

Tabla 4.10: Parámetros geotécnicos para diseño de muro de tierra mecánicamente estabilizada.

Material		$\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$c' \text{ (t/m}^2\text{)}$
Relleno reforzado	Arena de miga	1,78	37	0
	Arena tosquiza	1,87	39	0
Relleno retenido		1,88	37	0
Suelo cimentación		2,0	35	0

Como último antecedente, para el dimensionamiento de este tipo de muros es necesario definir tanto las dimensiones de las placas que constituyen el revestimiento exterior como el espaciamiento, tanto vertical como horizontal, de las armaduras de refuerzo. Normalmente se emplean placas de dimensiones $1,5 \times 1,5 \text{ m}$ y espaciamientos vertical y horizontal de $S_v = S_h = 0,75 \text{ m}$. Para este caso de estudio, se han adoptado las dimensiones de la placa y el espaciamiento vertical de las armaduras según lo señalado anteriormente. El espaciamiento horizontal no ha sido definido en esta etapa del diseño, dado que el número de armaduras de refuerzos en dicho plano fue calculado aplicando el concepto de área tributaria A_t .

4.4.2. Análisis de estabilidad externa del muro de tierra mecánicamente estabilizada

Para el análisis de estabilidad externa se ha aplicado la metodología presentada en el anejo B y en el apartado 2.6.3. Los resultados de los cálculos desarrollados se presentan en forma resumida en la tabla 4.11, tanto para arena de miga como para arena tosquizada. Las acciones actuantes sobre el muro de tierra mecánicamente estabilizada se muestran en la figura 4.20.

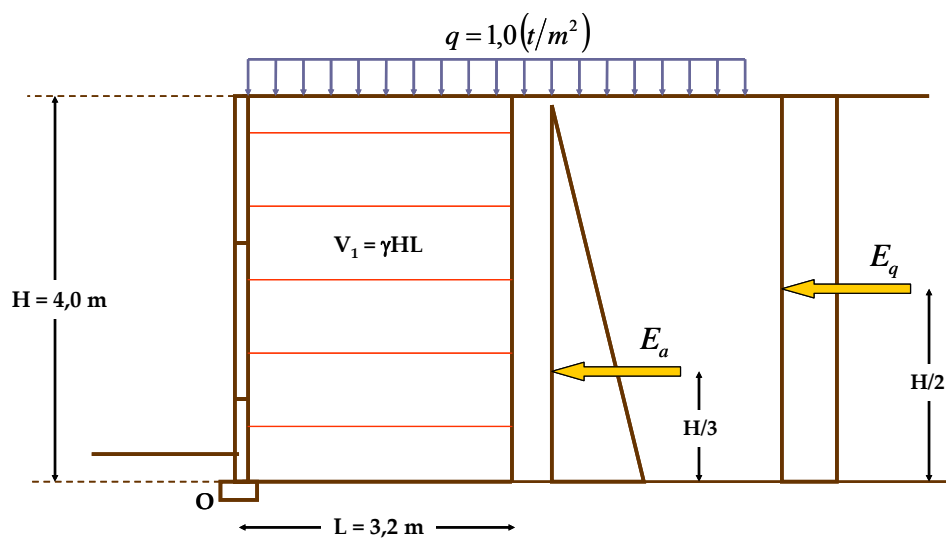


Figura 4.20: Acciones consideradas para el diseño geotécnico del muro de tierra mecánicamente estabilizada, con aplicación de materiales compuestos.

Considerando estos antecedentes, a continuación se presentan los cálculos tanto para arena de miga como para arena tosquiza del análisis de estabilidad externa, donde se ha estudiado la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y al hundimiento.

4.4.2.1. Cálculo de estabilidad al vuelco

La estabilidad al vuelco queda determinada por la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{est}}{\sum M_{dst}} \geq 2,0$$

donde

$\sum M_{est}$, la sumatoria de los momentos resistentes respecto al eje de rotación O .

$\sum M_{dst}$, la sumatoria de los momentos solicitantes respecto al eje de rotación O .

Así, para el cumplimiento de la relación anteriormente definida que corresponde al FS_{vuelco} , se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{V_1 \cdot L/2 + V_2 \cdot L/2}{E_t \cdot H/3 + E_q \cdot H/2} \geq 2,0$$

donde

V_2 , corresponde a la carga vertical debida a la sobrecarga q .

A partir de esto, el cálculo de estabilidad al vuelco considerando ambos materiales para el relleno reforzado, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 4.11: Cálculos análisis estabilidad al vuelco.

		Arena de Miga	Arena tosquiza
$V_1 = \gamma \cdot H \cdot L$	(t/m)	22,78	23,94
$V_2 = q \cdot L$	(t/m)	3,20	3,20
$E_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$	(t/m)	3,75	3,43
$E_q = q \cdot H \cdot K_a$	(t/m)	1,0	0,912
FS		5,94	6,78

4.4.2.2. Cálculo de estabilidad al deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento queda determinada por la siguiente relación:

$$\frac{\sum F_{est}}{\sum F_{dst}} \geq 1,5$$

donde

$\sum F_{est}$, la sumatoria de las fuerzas resistentes que actúan en el contacto muro-suelo de cimentación.

$\sum F_{dst}$, la sumatoria de las fuerzas resistentes que actúan en el contacto muro-suelo de cimentación.

Considerando esta relación se debe cumplir que:

$$\frac{(V_1 + V_2) \cdot \text{tg} \phi' + c' \cdot L}{E_t + E_q} \geq 1,5$$

donde

ϕ' , al menor valor entre relleno reforzado y suelo de cimentación

$c' = 0$, recomendado cuando no se conocen antecedentes del suelo de cimentación.

A partir de esto, el cálculo de estabilidad al deslizamiento considerando ambos materiales para el relleno reforzado, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 4.12: Cálculos análisis estabilidad al deslizamiento.

	Arena de Miga	Arena tosquiza
$\sum F_{est}$	18,19	19,00
$\sum F_{dst}$	4,75	4,34
FS	3,83	4,38

4.4.2.3. Cálculo de estabilidad al hundimiento

Para el cálculo de la estabilidad al hundimiento, dos son las condiciones que se deben cumplir: la primera que la resultante de fuerzas verticales caiga dentro del tercio central de la base del muro, o que la excentricidad sea menor que $L/6$; y, que el esfuerzo vertical máximo que actúa sobre el terreno de cimentación no supere la capacidad portante del mismo.

El cálculo de la excentricidad de la resultante de fuerzas verticales, queda determinada a partir de la siguiente expresión:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_{est} - \sum M_{dst}}{\sum F_v}$$

donde

$$\sum F_v = V_1 + V_2$$

Para la determinación del esfuerzo vertical máximo que actúa sobre el terreno, tal como se comentó en el apartado 2.6.3.5 en muros de tierra mecánicamente estabilizada se adopta una distribución uniformemente distribuida que actúa sobre $L - 2 \cdot e$ y que

fue definida por Meyerhof en 1953. A partir de esta consideración, la tensión vertical máxima se determina por la siguiente expresión

$$\sigma_v = \frac{\sum F_v}{L - 2 \cdot e}$$

Finalmente, el factor de seguridad al hundimiento se determina a partir de la siguiente ecuación

$$FS_{\text{hundimiento}} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 3,0$$

donde

$q_{ult} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma i} \cdot F_{\gamma d}$, que corresponde a la expresión de Brinch-Hansen sin considerar el efecto de la cohesión y de la sobrecarga.

A partir de todas estas expresiones, se ha determinado la seguridad al hundimiento, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.13: Cálculos análisis estabilidad al hundimiento.

		Arena de miga	Arena tosquiza
e	(m)	0,27	0,24
σ_v	(t/m ²)	9,8	9,98
q_{ult}	(t/m ²)	62,5	71,2
FS		6,40	7,20

$$L/6 = 0,53$$

4.4.2.4. Comentarios sobre el cálculo de estabilidad externa

Los resultados obtenidos en el cálculo de estabilidad externa dan en todos los casos factores de seguridad que sobrepasan adecuadamente a los mínimos requeridos para cada uno de los análisis. Estos valores se mantendrían en el caso de emplear placas de hormigón y armaduras de refuerzo de acero, que corresponden a los materiales que se emplean en muros tradicionales, dado que estos elementos no influyen en este tipo de análisis.

Tanto si se emplea arena de miga como arena tosquiza en el relleno reforzado, el muro de tierra mecánicamente estabilizada en base a materiales compuestos cumple adecuadamente las sollicitaciones que se han impuesto en este diseño. Los menores factores de seguridad obtenidos han sido al emplear arena de miga, debido principalmente a que presenta menores parámetros mecánicos y menor densidad.

Los resultados obtenidos permiten asegurar que dado las características que presenta este tipo de estructura (el relleno reforzado corresponde a un terraplén y trabaja como un gran muro de gravedad), en pocas diseños presenta problemas de estabilidad externa. Esto es debido a que al tener una gran área de apoyo el esfuerzo vertical es pequeño en comparación a la capacidad portante del suelo de cimentación, lo que lo hace adecuado incluso en terrenos de pobres características geotécnicas (p.e. terrenos blandos). Además, esta situación hace que este tipo de muros tenga una seguridad suficiente al deslizamiento, dado que el contacto entre este y el suelo de cimentación se desarrolla entre dos materiales granulares.

4.4.3. Análisis de estabilidad interna del muro de tierra mecánicamente estabilizada

Al igual que para el análisis de estabilidad externa, para el análisis de estabilidad interna se ha aplicado la metodología presentada en el anejo B y en el apartado 2.6.4.

Dado que el comportamiento estructural de muros de tierra mecánicamente estabilizada depende en gran parte de la interacción que se desarrolla entre las armaduras de refuerzo y el relleno reforzado, en este apartado se presenta un análisis comparativo entre un muro diseñado en base a materiales compuestos y otro diseñado con materiales tradicionales, es decir, armaduras de acero y placas de hormigón.

El propósito de este análisis comparativo es valorar la aplicabilidad de los materiales compuestos en este tipo de muros de contención de tierras, junto a los resultados de rozamiento obtenidos en los ensayos de corte directo presentados en el apartado 4.3. Los valores de rozamiento entre refuerzos de acero y suelos han sido estimados a partir de los antecedentes presentados extensamente en las referencias bibliográficas, y que en gran medida han sido analizados en el apartado 4.2.

Para las armaduras de refuerzo diseñadas en materiales compuestos, se han empleado los resultados de rozamiento, tanto para arena de miga como para arena tosquiza, correspondientes a un grado de compactación igual al 95% del Proctor Modificado. Además, se ha considerado que los mejores resultados obtenidos en los ensayos de rozamiento han correspondido a las placas de rugosidad alta (PFV-RA), por lo que dichos valores han sido empleados en este análisis. Los parámetros de ambos suelos empleados en este análisis, se han presentado en la tabla 4.10.

En cuanto a las armaduras de acero, se han incluido en este análisis tanto armaduras lisas como armaduras con resaltes. Para las armaduras con resalte se ha empleado la recomendación propuesta por Mitchell y Villet (1987) para la estimación del rozamiento en la interfaz. Para el análisis comparativo con este tipo de armaduras, solo se han hecho los cálculos para el caso de la arena de miga, material que se emplea con mucha frecuencia en este tipo de obras.

4.4.3.1. Definición de antecedentes previos para análisis de estabilidad interna

Tal como se comenta en el anejo B, para el cálculo de estabilidad interna es necesario valorar la resistencia a rotura y al arrancamiento de las armaduras de refuerzo. Para ello se deben determinar una serie de antecedentes, previo al cálculo interno de la estructura.

Dado que en armaduras de acero su espesor queda definido por la tasa de corrosión que se desarrolla durante la vida de servicio del muro, normalmente para el diseño a rotura y a arrancamiento se define inicialmente el ancho que tendrán dichas armaduras. En el caso de los materiales compuestos, los cuales presentan buen comportamiento ante este fenómeno, se ha adoptado el mismo ancho empleado en las armaduras de acero, con el propósito de efectuar el análisis comparativo entre ambas soluciones. El espesor asumido para estos cálculos ha sido de 4 mm, habitualmente empleado en armaduras de acero.

Por otro lado, tal como se comentó en el capítulo 2, las armaduras de refuerzo entran en tracción al momento de recibir una carga vertical. Esta tracción se determina a partir del esfuerzo horizontal, el cual se determina a partir de un coeficiente de empuje lateral de tierras, que para muros de tierra mecánicamente estabilizada varía con la profundidad, el cual puede obtenerse a partir de la figura 4.21 (Allen et al, 2001).

Junto a esto, en este tipo de muros el rozamiento en la interfaz suelo-armadura de refuerzo queda definido por un coeficiente de rozamiento aparente, el cual puede ser obtenido de la figura 4.22. En esta figura se han incorporado dos líneas propuestas en la presente Tesis Doctoral correspondientes a al empleo de composites en contacto con arena de miga y arena tosquiza, respectivamente. Estos valores han sido obtenidos a partir de la aplicación de la ecuación 4.9 propuesta por Wang y Richwien (2002), cuyos valores cumplen las recomendaciones hechas por The Reinforced Earth Company (1995).

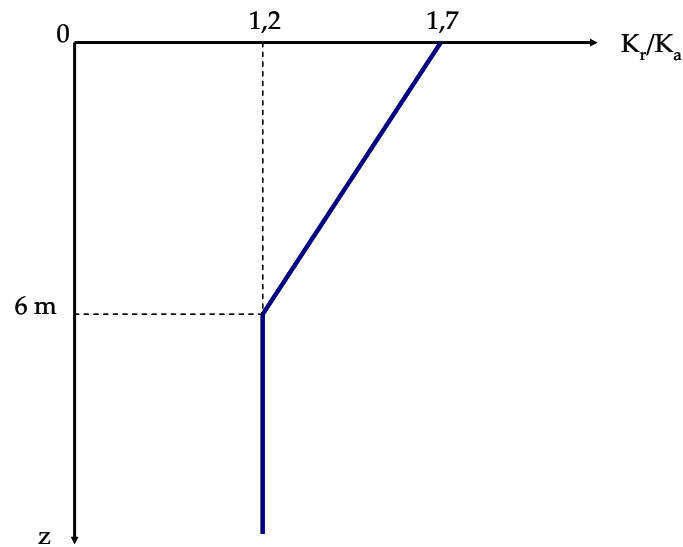


Figura 4.21: Determinación del coeficiente de empuje lateral de tierras para el dimensionamiento de muros de tierra mecánicamente estabilizada.

(Tomada de Allen et al, 2001. *Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls*).

Dado que no existen antecedentes sobre el valor del rozamiento que puede tomar en campo una armadura diseñada en materiales compuestos, se ha asumido que los valores del coeficiente f^* tanto para arena de miga como para arena tosquiza toman valores máximos 0,99 y 1,90 respectivamente desde $z = 0$ hasta $z = 6\text{ m}$. Bajo esta profundidad, se ha considerado que dicho coeficiente toma un valor constante igual a $\text{tg}\phi'$, semejante al empleado en el diseño de armaduras de acero con resaltes. Esta consideración se ha hecho debido a que los valores obtenidos a partir de la ecuación 4.9 se acercan bastante a los obtenidos en armaduras de acero.

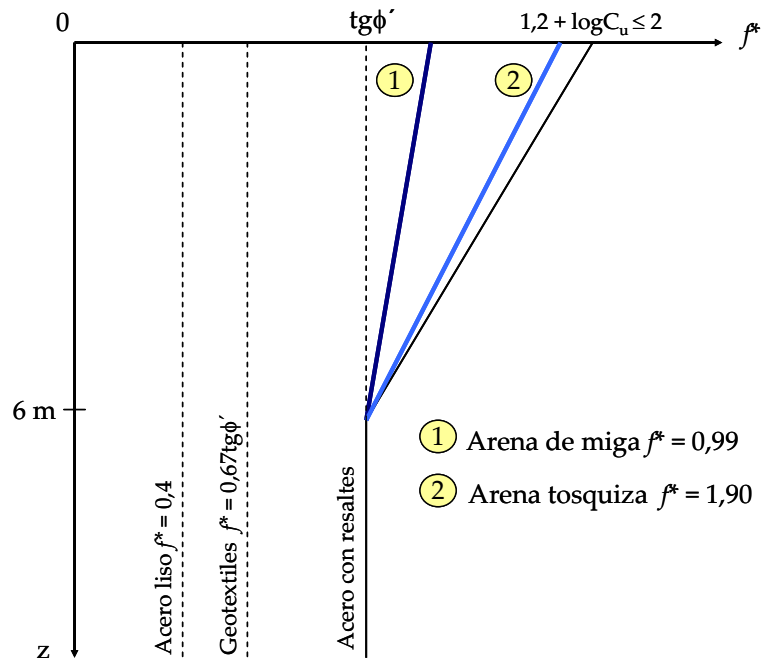


Figura 4.22: Determinación del coeficiente de rozamiento aparente.

(Tomada de Allen et al, 2001. *Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls*).

Dado todos estos antecedentes, los siguientes valores de cada uno de estos parámetros anteriormente comentados han sido definidos para el cálculo del muro de tierra mecánicamente estabilizada, a considerar para armaduras en materiales compuestos como armaduras en acero:

Dimensiones de las placas: $1,5 \cdot 1,5 \text{ m}$

Espaciamiento horizontal entre armaduras: $S_h = 75 \text{ cm}$

Ancho de armaduras de refuerzo: $b = 6 \text{ cm}$

Espesor de armaduras de refuerzo: $e = 0,4 \text{ cm}$

Resistencia a tracción armaduras de acero: $f_y = 235 \text{ MPa}$

Resistencia a tracción armaduras en materiales compuestos: $f_y = 350 \text{ MPa}$

La configuración de las placas y ubicación de las armaduras de refuerzo, se muestran en la figura 4.23.

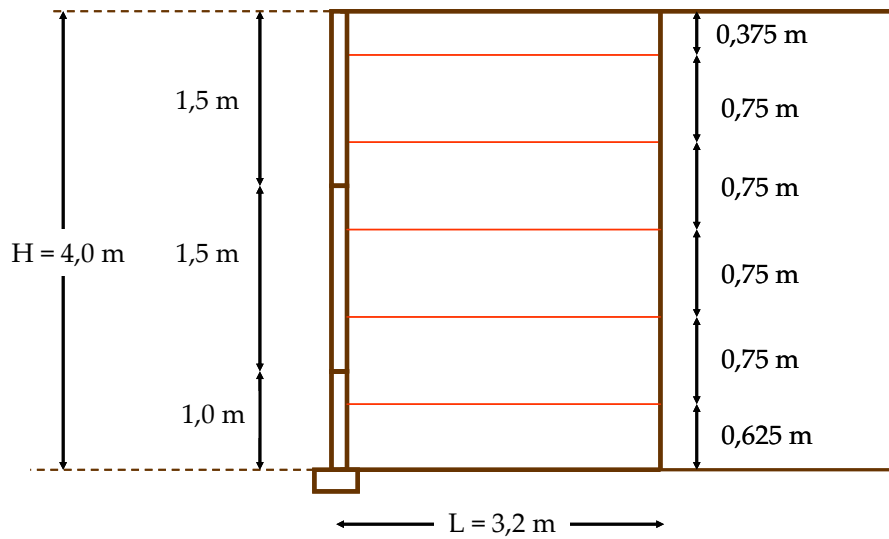


Figura 4.23: Configuración de placas y armaduras de refuerzo para muro.

En la tabla 4.14 se resumen los valores del coeficiente lateral de empuje K_r , y el coeficiente aparente de rozamiento f^* empleados en los cálculos, ambos obtenidos de las figuras anteriormente presentadas. El valor de f^* para aceros con resaltes puede ser empleado indistintamente, para interfaz con arena de miga y con arena tosquiza. Esto último debido a que el coeficiente de uniformidad de la arena de miga es tal que $f^* \geq 2,0$, superando el límite recomendado por The Reinforced Earth Company (1995). Además, los resultados obtenidos tanto con arena de miga como con arena tosquiza pueden ser comparables debido a la poca variación de los parámetros geotécnicos presentados en la tabla 4.10.

Tabla 4.14: Coeficientes de empuje lateral K_r y rozamiento aparente f^* empleados en los cálculos.

$z (m)$	K_r		f^* materiales compuestos		f^* aceros	
	A. de miga	A. tosquiza	A. de miga	A. tosquiza	Liso	c/resaltes ^{4,6}
0,375	0,381	0,416	0,98	1,83	0,4	1,92
1,125	0,367	0,401	0,95	1,68	0,4	1,77
1,875	0,351	0,384	0,92	1,54	0,4	1,61
2,625	0,337	0,369	0,89	1,40	0,4	1,45
3,375	0,324	0,354	0,86	1,25	0,4	1,30

4.4.3.2. Cálculo de estabilidad interna con aplicación de materiales compuestos.

Para el cálculo de la estabilidad interna, se han aplicado las ecuaciones 2.73 a 2.78 que fueron presentadas en el capítulo 2. Con estas ecuaciones se han obtenido la tensión horizontal a cada nivel de refuerzo, la tracción máxima que se genera en cada armadura de refuerzo, la tensión de rotura a la que están sometidas las armaduras y la tensión de arrancamiento de cada armadura. A partir de estos antecedentes se presentan, para cada caso, la cantidad de armaduras de refuerzo necesarias para absorber la tracción máxima definida por área tributaria. Los resultados de estos análisis se presentan en las tablas 4.15 y 4.16.

Tabla 4.15: Resultados obtenidos para interfaz arena de miga- materiales compuestos.

$z (m)$	$\sigma'_v (t/m^2)$	$\sigma'_h (t/m^2)$	$L_R (m)$	$T_{máx} (t)$	$t_{arrancamiento} (t)$	N
0,375	1,68	0,64	2,0	1,44	0,40	6
1,125	3,00	1,10	2,0	2,48	0,69	6
1,875	4,34	1,52	2,0	3,42	0,96	6
2,625	5,67	1,91	2,375	4,30	1,44	5
3,375	7,01	2,27	2,825	5,11	2,04	4

^{4,6} Valores tanto para arena de miga como para arena tosquiza, dado que C_u de arena de miga es 9,46 por lo que $f^* = 1,2 + \log C_u = 2,0$, y para materiales finos se remienda que $f^* = 2,0$.

Tabla 4.16: Resultados obtenidos para interfaz arena tosquiza- materiales compuestos.

$z (m)$	$\sigma'_v (t/m^2)$	$\sigma'_h (t/m^2)$	$L_R (m)$	$T_{m\acute{a}x} (t)$	$t_{arrancamiento} (t)$	N
0,375	1,70	0,71	2,0	1,60	0,75	4
1,125	3,10	1,24	2,0	2,79	1,25	4
1,875	4,51	1,73	2,0	3,89	1,67	4
2,625	5,91	2,18	2,375	4,91	2,36	4
3,375	7,31	2,60	2,825	5,85	3,10	3

donde

$$N = \frac{T_{m\acute{a}x} \cdot 1,5}{t_{arrancamiento}}$$

La resistencia a rotura de los flejes de materiales compuestos, queda definida como:

$$T_r = f_y \cdot b \cdot e = 35000 \cdot 0,06 \cdot 0,004 = 8,4(t)$$

4.4.3.3. Cálculo de estabilidad interna con aplicación de aceros.

Al igual que para el caso anterior, el cálculo de la estabilidad interna se ha llevado a cabo aplicando las ecuaciones 2.73 a 2.78 que fueron presentadas en el capítulo 2. Los resultados del dimensionamiento geotécnico del muro, tanto para interfaz arena de miga-acero liso y arena de miga-acero con resaltes, se muestran en las tablas 4.17 y 4.18.

Tabla 4.17: Resultados obtenidos para interfaz arena de miga-acero liso.

$z (m)$	$\sigma'_v (t/m^2)$	$\sigma'_h (t/m^2)$	$L_R (m)$	$T_{m\acute{a}x} (t)$	$t_{arrancamiento} (t)$	N
0,375	1,68	0,64	2,0	1,44	0,16	14
1,125	3,00	1,10	2,0	2,48	0,29	13
1,875	4,34	1,52	2,0	3,42	0,42	13
2,625	5,67	1,91	2,375	4,30	0,65	10
3,375	7,01	2,27	2,825	5,11	0,95	8

Tabla 4.18: Resultados obtenidos para interfaz arena de miga-acero con resaltes.

$z (m)$	$\sigma'_v (t/m^2)$	$\sigma'_h (t/m^2)$	$L_R (m)$	$T_{m\acute{a}x} (t)$	$t_{arrancamiento} (t)$	N
0,375	1,68	0,64	2,0	1,44	0,77	3
1,125	3,00	1,10	2,0	2,48	1,27	3
1,875	4,34	1,52	2,0	3,42	1,68	3
2,625	5,67	1,91	2,375	4,30	2,34	3
3,375	7,01	2,27	2,825	5,11	3,09	3

donde

$$N = \frac{T_{m\acute{a}x} \cdot 1,5}{t_{arrancamiento}}$$

La resistencia a rotura de los flejes de acero, queda definida como:

$$T_r = f_y \cdot b \cdot e = 23500 \cdot 0,06 \cdot 0,004 = 5,64(t)$$

4.4.3.4. Comentarios sobre el cálculo de estabilidad interna

Los valores del coeficiente aparente de rozamiento f^* propuestos en esta Tesis Doctoral, han sido obtenidos a partir de la formulación propuesta por Wang y Richwien (2002) para aceros lisos, quienes plantean que debido a la rugosidad superficial de la armadura de refuerzo y la dilatancia que presente la arena que esté en contacto con la armadura, el rozamiento en la interfaz que se desarrolla en campo es muy superior al obtenido a partir de ensayos de corte directo. Bajo esta idea, los valores obtenidos de f^* para placas de materiales compuestos PFV-RA, se ajustan adecuadamente a la propuesta hecha por estos autores, lo que se ve reflejado en la figura 4.22 donde se aprecia que dichos valores se aproximan bastante a los obtenidos en aceros con resaltes.

Los valores de f^* obtenidos para materiales compuestos son muy superiores a los que se recomienda emplear para aceros lisos, y que generalmente se asumen constantes en toda la altura del muro. En esta investigación se ha asumido como límite superior para la definición de f^* , el correspondiente a armaduras de acero con resaltes, por ser este tipo de armaduras las que mejor comportamiento tienen en campo. Considerando este valor límite, las curvas propuestas para interfaz materiales compuestos y arenas de miga y tosquiza, adoptan un valor constante de $tg\phi'$ para una profundidad superior a 6 m, y alcanzando en superficie un valor máximo de 0,99 y 1,90 para ambos materiales respectivamente.

Con respecto a los resultados del cálculo de las armaduras de refuerzo se puede concluir que, el empleo de materiales compuestos con rugosidad alta permite obtener valores de N (número de armaduras por área tributaria) muy semejantes a los que se obtienen con armaduras de acero con resaltes, principalmente cuando se emplean en contacto con arena tosquiza. Este resultado es bastante satisfactorio considerando que los materiales compuestos no sufren problemas de corrosión como el acero, además de tener una resistencia a tracción superior, lo que permitiría emplear suelos con contenidos de finos superiores a los recomendados en las normativas y manuales de diseño.

Con materiales más granulares, como es el caso de la arena de miga, los valores de N son algo superiores a los obtenidos con arena tosquiza, debido principalmente a que el rozamiento que se desarrolla en la interfase es menor al obtenido con arena tosquiza. Por este motivo, se necesita un mayor número de armaduras para absorber la tracción máxima a la que se ven sometidas. Este aumento es aproximadamente del orden de un 42%.

Al comparar los resultados obtenidos con materiales compuestos con aquellos obtenidos en aceros lisos los resultados son mucho más satisfactorios, debido a que en el caso del acero liso para absorber la tracción máxima y evitar el arrancamiento, se

necesita un número muy elevado de armaduras. La forma de reducir el valor de N es aumentar el ancho de la armadura.

Finalmente, la tracción a la cual están sometidas las armaduras, tanto en materiales compuestos como en aceros, siempre es menor que la resistencia a la rotura que tienen estos elementos. Se debe hacer notar que T_{\max} presentado en las tablas anteriores corresponde al valor que soportan las armaduras que se ubican en un área tributaria, por lo que la T_{\max} real de cada armadura corresponde a este valor dividido por N .

4.5. SIMULACIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN MATERIALES COMPUESTOS

La simulación del muro de contención de tierras en materiales compuestos ha sido realizada mediante la aplicación de métodos numéricos, a través del software informático Plaxis 2D v. 8.0. El propósito de la realización de esta simulación, ha sido desarrollar un análisis comparativo entre un muro de tierra mecánicamente estabilizada convencional con paramento de hormigón y armaduras de refuerzo de acero, con este mismo tipo de muro diseñado completamente en materiales compuestos.

Para tales efectos se ha definido la geometría del muro según lo mostrado en la figura 4.23. Para la definición de las placas del paramento exterior se ha decidido simularlas como elementos placa, mientras que las armaduras de refuerzo se han definido como elementos geomallas. Además de esto, en superficie se ha aplicado una sobrecarga uniformemente repartida de $q = 1,0(t/m^2)$.

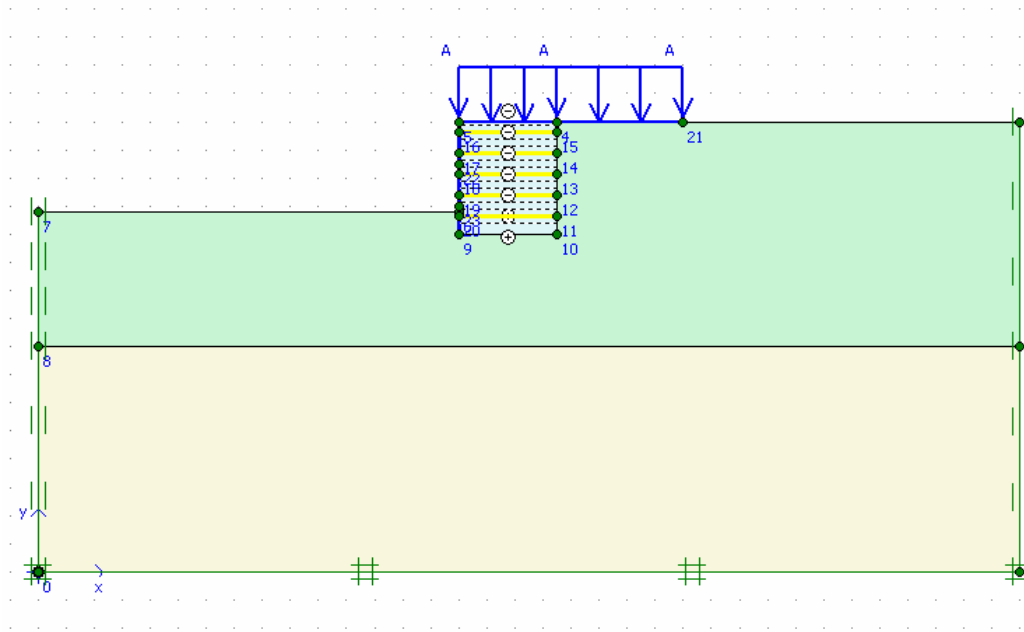


Figura 4.24: Definición geométrica del muro en programa Plaxis.

Junto a esto, se han determinado todos los parámetros de los materiales involucrados en dicha simulación, tanto de los suelos seleccionados como de los elementos para placas y armaduras de refuerzo. En las tablas 4.19 y 4.20 se muestra un resumen de todos estos antecedentes.

Tabla 4.19: Parámetros geotécnicos adoptados para simulación de muro.

Parámetros	Unidades	Suelo reforzado	Relleno retenido	Suelo cimentación
γ_{nosat}	(KN/m^3)	19	20	20
γ_{sat}	(KN/m^3)	19	20	20
E	(KN/m^2)	50000	50000	10000
ν	-	0,30	0,30	0,30
c	(KN/m^2)	0	50	20
ϕ	$(^\circ)$	38	35	36
ψ	$(^\circ)$	8	5	6
R_{inter}	-	0,8	0,8	0,8

Tabla 4.20: Parámetros de elementos placa y geomalas adoptados para simulación de muro.

Parámetros	Unidades	Convencional	Material compuesto
Elementos placa			
EA	(KN/m)	2,184E+06	1,31E+06
EI	(KNm^2/m)	1968,512	1311,072
d	(m)	0,104	0,11
w	$(KN / m / m)$	2,288	0,22
ν	-	0,2	0,30
Elementos grilla			
EA	(KN/m)	5040E+04	5570

La malla de elementos finitos definida para el análisis del muro, es presentada en la figura 4.25, mientras que la malla deformada realizando el análisis posterior se presenta en las figuras 4.26 y 4.27.

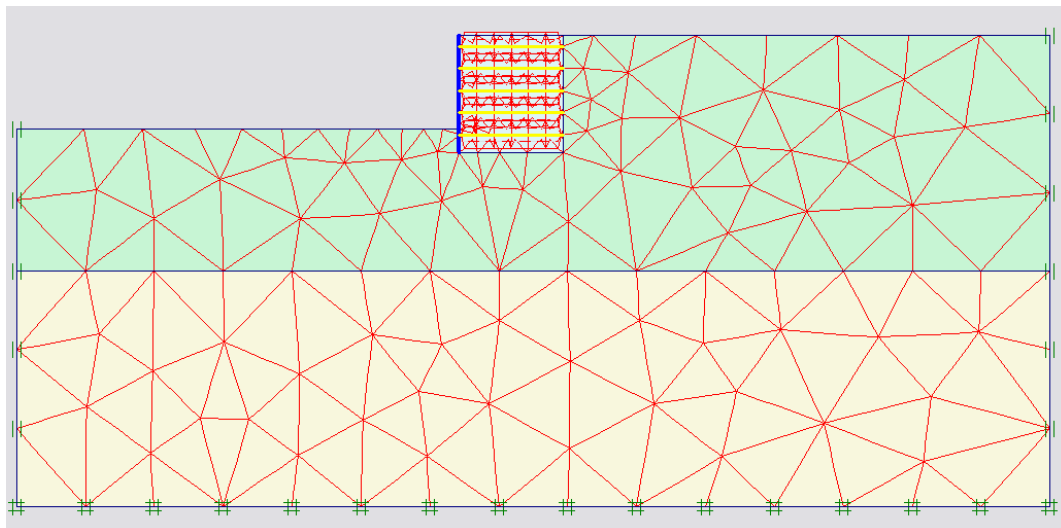


Figura 4.25: Malla de elementos finitos definida para análisis de muro de tierra mecánicamente estabilizada.

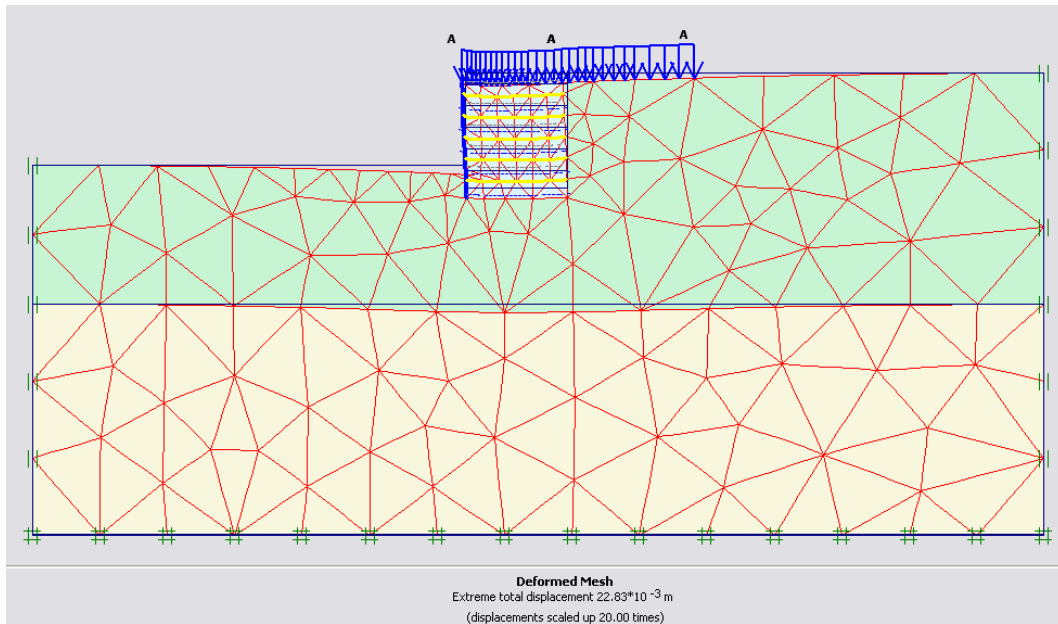


Figura 4.26: Malla deformada de elementos finitos obtenida para muro en materiales compuestos.

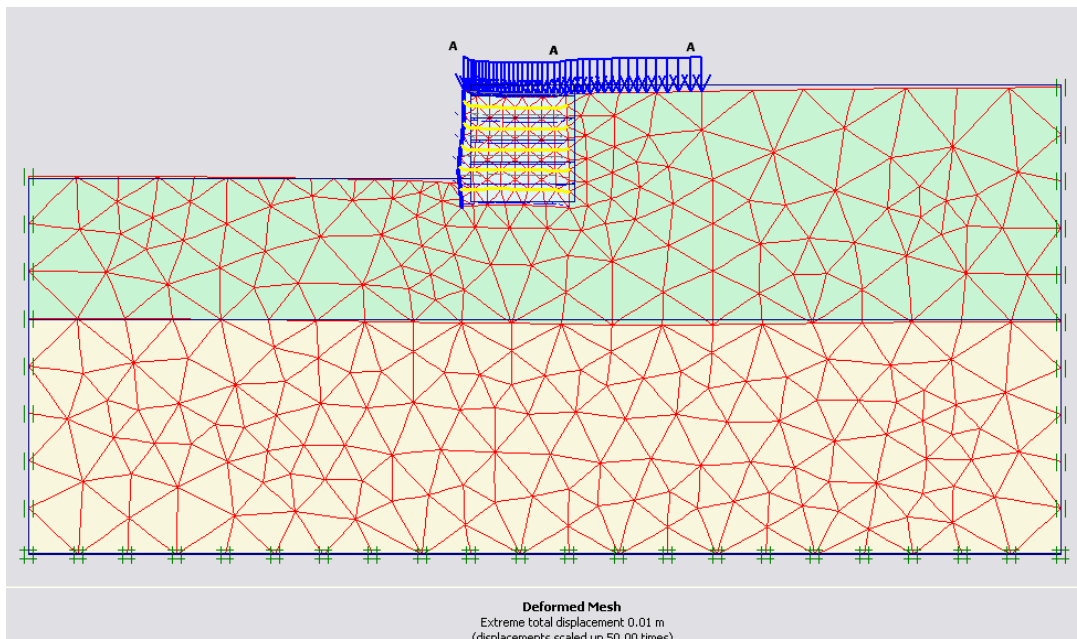


Figura 4.27: Malla deformada de elementos finitos obtenida para muro convencional.

Como se puede apreciar en las simulaciones mostradas en las figuras 4.36 y 4.27, los desplazamientos máximos alcanzados en ambos casos son inferiores a 2,5 cm. El menor desplazamiento se obtiene para muros de tierra mecánicamente estabilizada convencional (es decir, con placas de hormigón y flejes de acero), lo que indica que este

tipo de materiales tienen un comportamiento más rígido que el que se alcanza con el uso de materiales compuestos. Además, el desplazamiento alcanzado en ambos casos puede estar asociado a la deformabilidad de los flejes de refuerzo, que según los parámetros presentados en la tabla 4.20, es mayor en el caso del uso de materiales compuestos.

Por otro lado, si comparamos los desplazamientos obtenidos en estos análisis con las recomendaciones presentadas en el capítulo 2 para este tipo de muros (figura 2.51 y ecuaciones 2.56 y 2.57), los valores obtenidos se ajustan a los que se alcanzarían aplicando dichas formulaciones. Los valores máximos recomendados para un muro de 4 m de altura, serían:

- Armaduras extensibles: $\delta_{m\acute{a}x} = 4,27 \text{ cm}$

- Armaduras inextensibles: $\delta_{m\acute{a}x} = 1,28 \text{ cm}$

Para el caso de muros diseñados en materiales compuestos, el desplazamiento alcanzado es de 2,28 cm, valor que se encuentra en el rango aplicando las ecuaciones 2.56 y 2.57. Esto permite inferir que flejes diseñados en estos materiales tienen un comportamiento intermedio entre flejes de acero extensibles y flejes de acero inextensibles.

De todas formas y dado que en el próximo capítulo se propone un prototipo de muro de tierra mecánicamente estabilizada, el cual está actualmente siendo desarrollado, se deberán comparar los resultados aquí presentados con los obtenidos del sistema de auscultación definido para este prototipo, con el propósito de ajustar los parámetros de diseño.

5. PROPUESTA DE PROTOTIPO DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS EN MATERIALES COMPUESTOS.

5.1. INTRODUCCIÓN

Considerando los resultados expuestos en los capítulos anteriores, en este capítulo se presenta una propuesta de aplicación de los materiales compuestos para el diseño y construcción de una estructura de contención de tierras, la cual pueda ser empleada a futuro en obras de infraestructura viaria. Para el desarrollo de esta propuesta se han tomado los resultados del diseño y simulación del muro analizado en el capítulo 4.

Tal como se comentó en el capítulo 3, para el diseño de este prototipo se ha seleccionado como estructura de contención más viable la correspondiente a muros de tierra mecánicamente estabilizada, fabricadas a partir de estructuras tipo sándwich mediante el empleo de núcleos de poliuretano y, laminados formados por fibra de vidrio y resina de poliéster, los que han sido considerados en el diseño de las placas de revestimiento y de los flejes de refuerzo.

Para la definición del prototipo se han realizado una serie de pruebas mediante ensayos de laboratorio, que han permitido estudiar el comportamiento a tracción de los laminados a ser empleados en la fabricación de los flejes de refuerzo y ensayos para el estudio del sistema de conexión entre placas y refuerzo, con el propósito de validar los resultados obtenidos en el cálculo teórico.

En los siguientes apartados se presentan los resultados de los cálculos teóricos de los elementos estructurales diseñados en base a materiales compuestos y los principales resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a los elementos que conformarán el muro.

Tal como se comentó en la introducción, esta Tesis Doctoral ha sido desarrollada en parte en el Departamento de I+D+i de Acciona Infraestructuras. El prototipo de muro que aquí se presenta, está siendo actualmente construido en un terreno perteneciente a la empresa, para el cual se han definido equipos de auscultación que permitan su comportamiento real en el tiempo. Los resultados que se obtengan de esta auscultación, permitirán en un futuro confirmar los resultados de las pruebas de laboratorio aquí presentadas y desarrollar futuras líneas de investigación en la aplicación de estos materiales.

5.2. DEFINICIÓN DEL PROTOTIPO: CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y VALORES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO

La configuración geométrica que ha sido definida para el prototipo de muro de tierra mecánicamente estabilizada se muestra en la figura 5.1, tal cual fue estudiada en el capítulo 4. Como se ve en esta figura, el muro corresponde a una estructura de 4 m de altura, formada por placas de $1,5 \cdot 1,5 \text{ m}$, con armaduras de refuerzo separadas a una distancia de $0,75 \text{ m}$ lo que da como resultado que dichas armaduras se deben disponer en cinco filas (como máximo dos filas por placas).

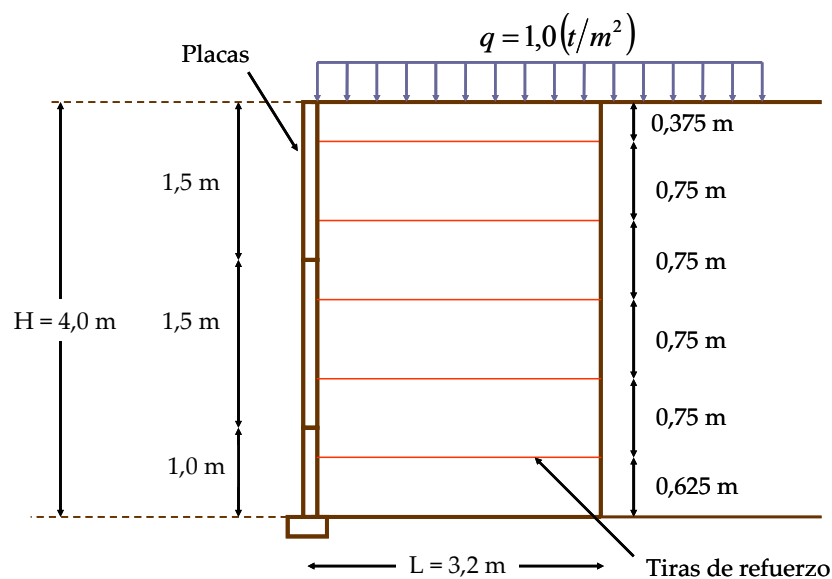


Figura 5.1: Configuración de placas y armaduras de refuerzo para muro.

El diseño de los elementos estructurales que conforman el muro de tierra mecánicamente estabilizada, se ha realizado a partir de los antecedentes obtenidos en el análisis de estabilidad interna de la estructura. Para el dimensionamiento de las placas de revestimiento se ha trabajado con los esfuerzos horizontales que se obtienen en la masa de suelo reforzada, mientras que para el diseño de las tiras de refuerzo se ha empleado la tracción máxima $T_{m\acute{a}x}$ que se desarrolla a cada nivel.

En la tabla 5.1 se presenta un resumen de los valores empleados en el diseño de este prototipo y que han sido ampliamente analizados en el capítulo 4. Los resultados que aquí se muestran corresponden a aquellos obtenidos considerando flejes de refuerzo con una terminación superficial en base a peel ply y un relleno reforzado de arena de miga (según lo presentado en el apartado 4.3.2).

Para la definición del número de tiras de refuerzo se ha adoptado en estos cálculos un $FS = 1,8$, valor que es mayor al empleado en el análisis comparativo realizado en el capítulo 4, con el propósito de incorporar cierto grado de incertidumbre en el comportamiento real que tendrá este tipo de estructura^{5.1} una vez construida.

Tabla 5.1: Resumen de resultados de evaluación de estabilidad interna en muro.

$z (m)$	σ'_h (t/m^2)	$T_{m\acute{a}x \text{ dise\~{n}o}}$ (t)	$T_{m\acute{a}x \text{ c\~{a}lculo}}$ (t)	N	$T_{m\acute{a}x} (t)$ Por tira	$T_{m\acute{a}x} (t)$ En conector
0,375	0,64	1,44	2,59	7	0,21	0,18
1,125	1,10	2,48	4,46	7	0,35	0,30
1,875	1,52	3,42	6,16	7	0,49	0,42
2,625	1,91	4,30	7,74	6	0,72	0,65
3,375	2,27	5,11	9,20	5	1,02	0,97

^{5.1} Normalmente se adopta un $FS = 1,35$ para el cálculo de la seguridad contra arrancamiento (ver anejo A), a partir de las cuales se determina el número de flejes necesarios que soporte la fuerza $T_{m\acute{a}x}$.

Los resultados que se presentan en la tabla 5.1 han sido obtenidos aplicando el método de los coeficientes de seguridad globales. No se han empleado coeficientes de seguridad parciales, debido a que en el diseño de los materiales compuestos se han aplicado coeficientes de mayoración de cargas y de reducción de resistencias de la misma manera que se hace en el cálculo de estructuras, todo ello con el propósito de no sobredimensionar la estructura.

Para la determinación de la T_{\max} que se desarrolla a nivel del sistema de conexión, se ha adoptado el criterio planteado por GTTRI (2002) en relación a la tracción real que se crea en el paramento exterior y el cual es presentado en el anejo B. En el se señala que desde 0 a $H/2$ el valor a adoptar es de $85\% \cdot T_{\max}$, mientras que de $H/2$ a H este valor va aumentando hasta alcanzar $100\% \cdot T_{\max}$.

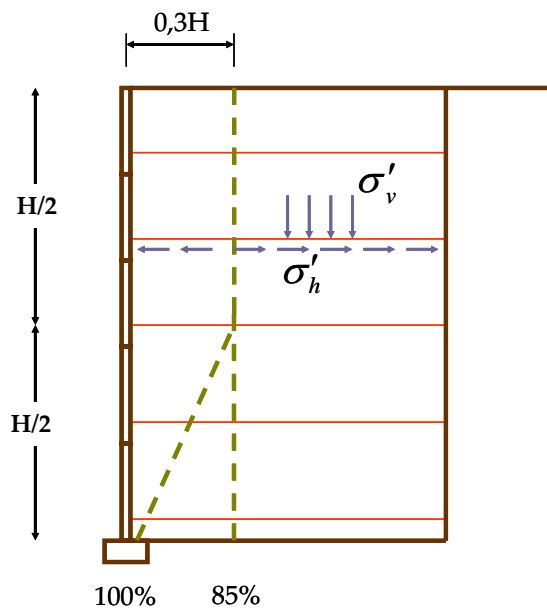


Figura 5.2: Criterio para la definición de la T_{\max} en conexión fleje-placa.

(Tomado de GTTRI, 2002. *Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible*)

Los valores de cálculo aquí presentados podrán variar en función del material a emplear como relleno reforzado y del tipo de sobrecarga que se defina en superficie

(cargas puntuales, cargas lineales, carga uniformemente distribuida, etc.). Así también, es necesario adecuar los valores de cálculo dependiendo de la función que cumpla esta estructura, esto es, para contención de taludes o terraplenes sin sobrecarga en superficie, como componente de un estribo de paso superior, etc. Considerando estos aspectos, se recomienda que este diseño sea de aplicación, manteniendo los materiales aquí propuestos, como muro de contención de taludes o bien para su empleo como falso estribo.

5.3. DISEÑO DE PLACAS Y FLEJES DE REFUERZO

Para el diseño de las placas y los flejes de refuerzo se han considerado los valores de cálculo presentados en la tabla 5.1. Estos valores han correspondido a la tensión horizontal $\sigma'_{h\text{máx}}$ y la tracción máxima por fleje $T_{\text{máx}}$ que se alcanzan a una profundidad $z = 3,375\text{ m}$.

Los valores antes señalados han sido adoptados para la definición de los materiales compuestos a emplear en el dimensionamiento de los elementos estructurales, debido principalmente a que corresponden a las máximas tensiones a las que están sometidos en función del dimensionamiento geotécnico realizado. Con ello se cubre con bastante seguridad el dimensionamiento total del muro, al asumir las tensiones máximas para todas las placas y todas los flejes de refuerzo. De todas maneras, en futuros diseños es posible adoptar para el diseño de los elementos las tensiones que se dan a cada nivel, lo que permitiría ajustar los costos asociados al empleo de estos nuevos materiales.

Para el diseño de las placas se ha considerado, como una primera aproximación y según algunas recomendaciones presentadas en algunas referencias bibliográficas (ACTHO^{5.2}, 2004; Ortiz e Hinojosa, 1989), que el valor máximo de la tensión horizontal actúa como una carga uniformemente repartida y que la tracción de los flejes que se

^{5.2} Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural.

crea en el sistema de conexión define dos reacciones de apoyo, lo cual se aprecia en el esquema de la figura 5.3.

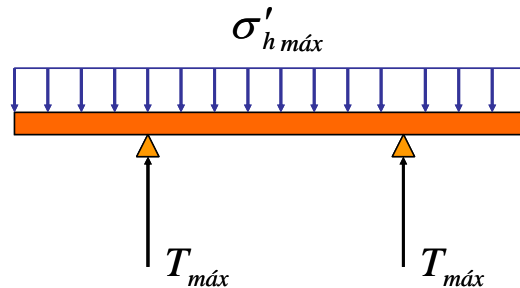


Figura 5.3: Esquema adoptado de tensiones sobre placa de revestimiento.

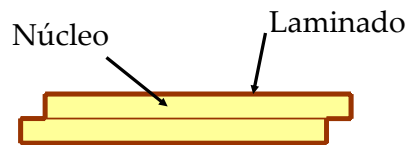
Los materiales que han sido adoptados para la fabricación de los elementos estructurales, son:

- Placas de revestimiento dimensionadas como estructuras tipo sándwich, formadas por un laminado de FV 0/90 con un gramaje de 500 g/m^2 y resina de poliéster, más un núcleo de poliuretano (PUR) con una densidad de 40 y de 70 kg/m^3 .
- Flejes de refuerzo formados por un laminado de FV UD con un gramaje de 600 g/m^2 y resina de poliéster.

El dimensionamiento ha consistido en la determinación de los espesores del núcleo y del laminado, que permitan absorber de forma adecuada las sollicitaciones a las que se verá expuesta la estructura. Se debe recordar que el diseño planteado solo ha sido definido para el dimensionamiento de los materiales compuestos a emplear en los elementos estructurales, como una viga apoyada en dos apoyos y con una carga uniformemente repartida y reacciones en dichos apoyos. Por el comportamiento que presentan los muros de tierra mecánicamente estabilizada, donde las placas apoyan por completo en el relleno reforzado, los momentos y cortantes que aquí se definen

pueden ser algo conservadores en comparación a la situación real que se vea posteriormente, una vez construido y monitorizado el prototipo.

A continuación se presenta el detalle del dimensionamiento definido para estos materiales compuestos. En dicho dimensionamiento se ha definido el espesor del núcleo obtenido, el número de capas para la formación del laminado y el tipo de materiales para la formación de este laminado. Este dimensionamiento se presenta mediante un esquema de la propuesta de placa para la elaboración del prototipo.



Núcleo: 2 placas de poliuretano de 70 kg/m^3

Laminado: 2 capas de FV 0/90 de 500 g/m^2

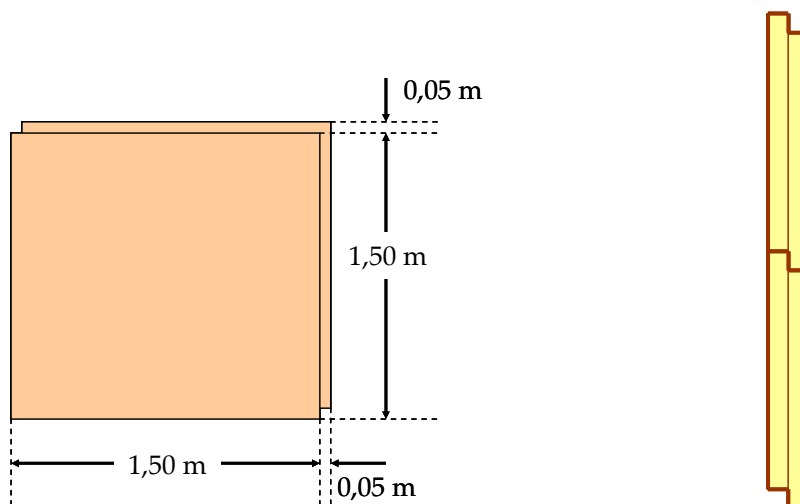


Figura 5.4: Diseño placas en materiales compuestos.

Para las tiras de refuerzo, se han definido las tracciones máximas a las que estarán sometidas, según lo mostrado en la tabla 5.1. Al igual que para las placas de revestimiento, el valor adoptado corresponde a la máxima tracción que se alcanza a

una profundidad de $z = 3,375 m$. Con estos antecedentes se ha procedido a determinar el número de telas que formarán el correspondiente laminado.

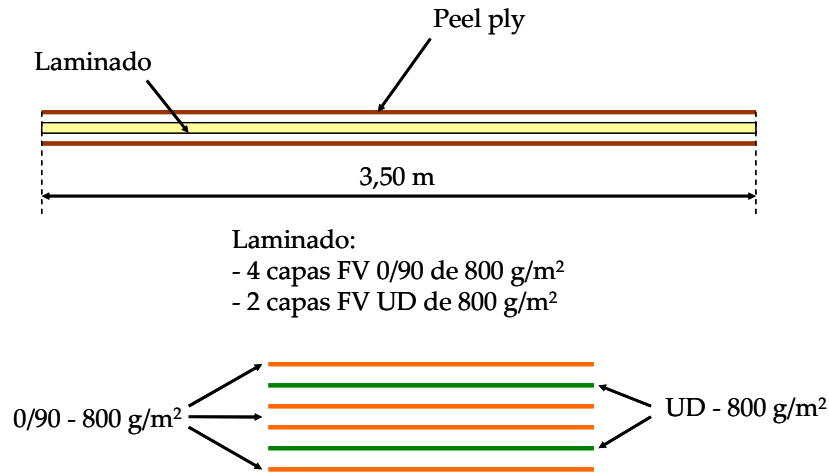


Figura 5.5: Dimensionamiento de flejes de refuerzo.

Para los flejes de refuerzo se ha decidido dimensionar el laminado mediante el empleo de fibras de vidrio unidireccional (normalmente se usa la nomenclatura FV UD) de $600 g/m^2$ de gramaje y resina de poliéster. Con este tipo de orientación de las fibras la resistencia a tracción es la máxima que se puede obtener para un laminado, debido a que la carga en el plano longitudinal (paralelo a las fibras) es absorbida por completo por dichas fibras. A pesar de esto, en la zona de conexión con la placa es necesario reforzar la fibra unidireccional con algunas telas de 0/90, con el propósito de evitar el arrancamiento de la armadura de refuerzo por desgarre de los flejes (figura 5.6).



Figura 5.6: Fallo por cortante de las fibras en flejes de refuerzo.

5.4. PRUEBAS DE LABORATORIO SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Con el propósito de verificar los valores de cálculo adoptados para el dimensionamiento del muro, se ha realizado una serie de ensayos de laboratorio, los que han consistido en pruebas de tracción de tiras de materiales compuestos para determinar los esfuerzos máximos de rotura y pruebas de tracción para el estudio de un sistema de conexión adecuado entre placas y flejes de refuerzo.

Todos estos ensayos han sido realizados en los laboratorios del Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona. Las probetas fueron fabricadas mediante la aplicación del método manual (Hand Layup), y empleando para su fabricación fibras de vidrio y resina de poliéster. A continuación se presentarán los principales resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados.

5.4.1. Ensayos de tracción en flejes de refuerzo.

Estos ensayos han sido realizados con el propósito de evaluar el comportamiento a rotura por tracción de laminados de materiales compuestos con diferentes configuraciones, con el propósito de determinar dicha resistencia para los materiales que serán empleados como tiras de refuerzo en muros de tierra mecánicamente estabilizada, y así verificar los valores adoptados en el diseño de estos elementos.

Se han fabricado probetas de distintos espesores y distintas capas de laminados, con el propósito de evaluar la resistencia a la rotura por tracción en función del número de capas de los flejes. Además, se han hecho pruebas considerando distintos gramajes de las telas de fibra de vidrio como así también de su porcentaje en volumen, con el propósito de estudiar la influencia de estos factores en la resistencia a tracción de los laminados.

Los ensayos de tracción fueron realizados en una prensa multi ensayos hasta alcanzar la rotura de cada elemento. En la figura 5.7 se observa la máquina empleada para dichos ensayos.



Figura 5.7: Equipo para pruebas de tracción en flejes de refuerzo.

En todas las pruebas se llevaron las probetas a la rotura, midiendo el esfuerzo máximo para alcanzar dicha condición. Además, se tomaron medidas de las dimensiones de cada probeta para corroborar las dimensiones teóricas establecidas inicialmente. Todos los ensayos fueron realizados bajo la norma ASTM D 3039/D 3039M-00.

Las roturas obtenidas en este tipo de probetas se producen de forma frágil, con un bajo porcentaje de alargamiento, lo cual se puede observar en la figura 5.8 donde se aprecia una serie de seis probetas ensayadas. Otras probetas al momento de la falla alcanzan la rotura sin que se aprecie superficialmente, debido a que las fibras se cortan internamente, quedando protegidas por la resina que permite mantener unidas unas fibras con otras.

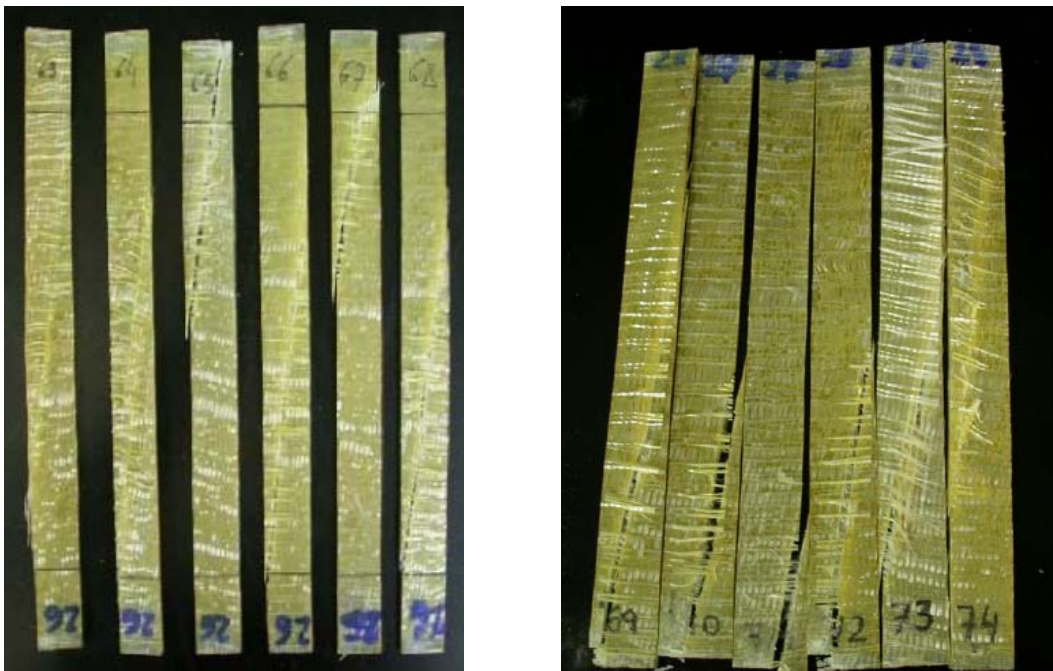


Figura 5.8: Probetas de fibra de vidrio utilizadas en ensayos de tracción.

En las siguientes tablas se presentan los principales resultados obtenidos de estas pruebas, donde se indica el gramaje, el número de capas que forman el laminado, el % de fibras empleado y la tensión de rotura máxima. La gran mayoría de las pruebas fueron ejecutadas sobre tejidos unidireccionales y otros con tejidos 0/90, esto último ante la necesidad de reforzar la zona de la tira unida al conector de la placa.

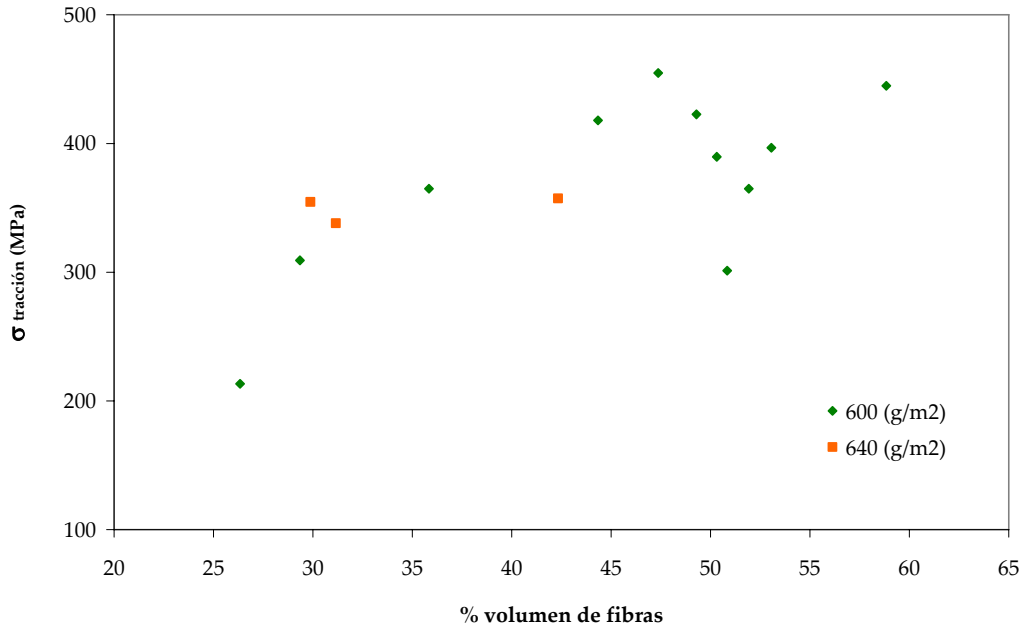
Tabla 5.2: Resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio unidireccional y resina de poliéster, en probetas de $180 \cdot 25 \text{ mm}$.

Gramaje (g/m^2)	Tipo de resina	Nº capas	% volumen fibras	$\sigma_{\text{la min ado}}$ (MPa)
600	1100	2	44,34	417,97
600	1100	2	49,29	422,61
600	1564	2	47,37	454,77
600	1564	2	58,84	444,76
600	1677	2	29,35	309,25
600	1677	2	26,33	213,25
600	1677	4	35,84	364,88
600	DT3LVA	2	53,06	396,71
600	DT3LVA	2	50,31	389,69
600	LY3505	2	50,84	301,13
600	LY3505	4	51,92	364,88
640	1677	4	31,15	338,09
640	1677	4	29,87	354,56
640	1677	4	42,33	357,41

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la resistencia a la tracción de los laminados unidireccionales está directamente relacionado con el % de volumen de fibras que contiene, aumentando en forma aproximadamente lineal a medida que aumenta el contenido de fibras, lo cual se ve en el gráfico 5.1.

Además, con las resinas 1100 y 1564 se alcanzan las mayores resistencias a la tracción, con valores que llegan hasta los 455 MPa aproximadamente. En el gran porcentaje de los casos, los valores de resistencia a tracción son mayores que los que se emplean en el diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada con armaduras de acero, lo que permite corroborar los resultados de resistencia a tracción obtenidos en el capítulo 4.

Gráfico 5.1: Influencia del % volumen de fibras en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de 600 y 640 (g/m^2).

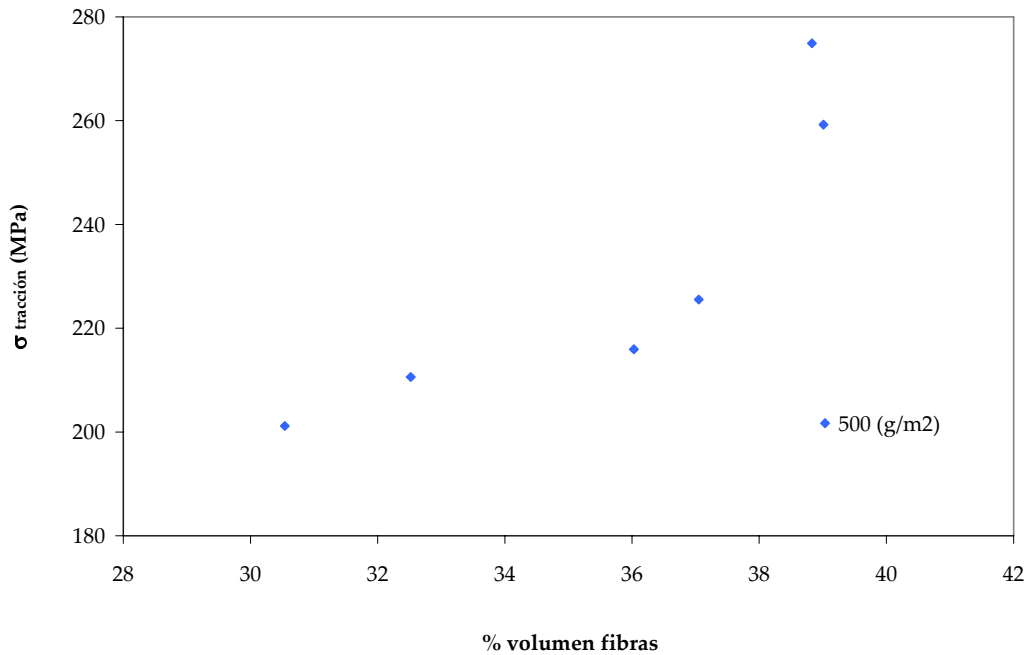


En la tabla 5.3 se presentan los resultados de las pruebas a tracción de laminados de fibra de vidrio con orientación 0/90 y resina poliéster.

Tabla 5.3: Resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio 0/90 y resina de poliéster, en probetas de $180 \cdot 25 \text{ mm}$.

Gramaje (g/m^2)	Tipo de resina	Nº capas	% volumen fibras	$\sigma_{laminado}$ (MPa)
500	1674	3	30,54	201,15
500	1674	3	36,03	215,95
500	1674	3	38,83	274,90
500	1674	3	37,05	225,52
500	1674	3	32,52	210,59
500	1674	3	39,01	259,23

Gráfico 5.2: Influencia del % volumen de fibras en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de vidrio de 500 (g/m^2).



Al igual que en el caso anterior, existe una relación directa entre el % de volumen de fibras empleado en el laminado y su resistencia a la tracción, aunque en este caso la relación no es lineal como el caso anterior. Sin embargo, los valores de resistencia a la tracción obtenidos son menores a los presentados en el gráfico 5.1, teniendo en este sentido gran importancia el gramaje que es empleado.

Finalmente, se han realizado algunas pruebas de tracción para fibra de vidrio unidireccional con gramaje de $800 g/m^2$, con el propósito de evaluar el efecto que tiene la fabricación de laminados con distintas capas en la resistencia a tracción de las tiras. Las pruebas realizadas han permitido establecer que, para un mismo tipo de resina, la resistencia a tracción aumenta con el aumento en el número de capas del laminado.

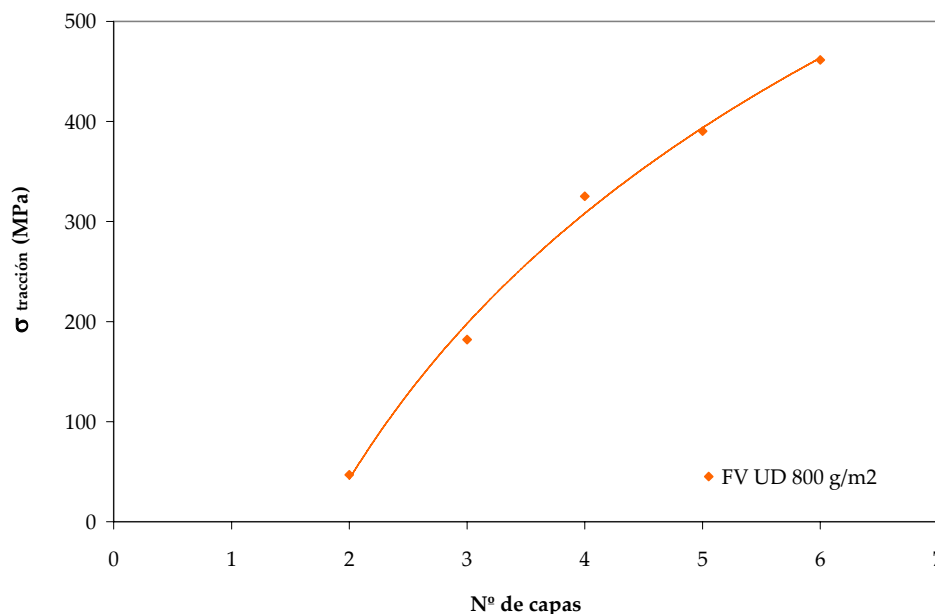
Para este análisis, se han fabricado en series de cinco probetas, laminados con 2, 3, 4, 5 y 6 capas. Los valores promedios de tracción obtenidos en estos ensayos se presentan en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Influencia del número de capas en la resistencia a tracción de laminados de fibra de vidrio unidireccional y resina de poliéster.

Gramaje (g/m^2)	Tipo de resina	Nº capas	σ_{laminado} (MPa)
800	1674	2	46,96
800	1674	3	182,15
800	1674	4	325,24
800	1674	5	390,2
800	1674	6	461,50

En el gráfico 5.3 se presenta la curva correspondiente a la relación entre la resistencia a la tracción de los laminados y el número de capas empleadas para su fabricación. Como se puede apreciar en esta gráfica, una resistencia cercana a la que se emplea en tiras de acero se alcanza aproximadamente con tres capas de fibra de vidrio. Entre 4 y 6 capas, el laminado desarrolla las mayores resistencias, siendo recomendable trabajar con valores en este rango para asegurar un adecuado comportamiento a la rotura de las tiras.

Gráfico 5.3: Influencia del N° de capas en la resistencia a tracción del laminado. Fibras de vidrio de 800 (g/m^2).



Considerando todos los resultados presentados en los gráficos anteriores, se puede deducir lo siguiente:

- Los mejores resultados de resistencia a tracción han sido obtenidos con fibra de vidrio unidireccional de 600 g/m^2 y mediante el empleo de la resina denominada 1100. Estos resultados han sido alcanzado con laminados formados por dos capas.
- En cuanto a los resultados obtenidos con configuración de 0/90, las resistencias obtenidas son algo menores a las alcanzadas con fibra de vidrio unidireccional, debido a que solo la mitad de las fibras resiste la carga en el sentido longitudinal. Sin embargo, el empleo de esta configuración es de especial interés en los flejes, con el propósito de evitar problemas como el mostrado en la figura 5.4.
- El aumento de la resistencia con el número de capas del laminado permite identificar la configuración más idónea para la fabricación de los flejes, destacando que para fibras de vidrio con gramaje de 800 g/m^2 y resina 1674, a partir de cuatro capas se alcanzan resistencias superiores a las empleadas con flejes de acero. A pesar de que con menores gramajes y número de capas se logran mayores resistencias, es recomendable el empleo de más número de capas, principalmente debido a que los valores más altos se han conseguido con altos porcentajes de volúmenes de fibra.

En cuanto a la degradación que sufren estos materiales, se ha comentado extensamente en capítulos anteriores que los materiales compuestos presentan buen comportamiento ante la corrosión, lo que los hace de gran aplicación en obras donde se presenten ambientes agresivos o corrosivos. Este último punto es de gran importancia cuando se emplean flejes de acero, debido a que condiciona su diseño mediante el empleo de sobreespesores.

En las referencias bibliográficas no se han encontrado antecedentes sobre valores de degradación de compuestos poliméricos reforzados con fibras. Con el propósito de cuantificar este problema, se ha trabajado en el estudio de las propiedades mecánicas empleando una cámara de envejecimiento acelerado (figura 5.9), a través de la cual se han simulado las características ambientales normales a las que se verán sometidos estos materiales.



Figura 5.9: Cámara de envejecimiento empleada para ensayos de durabilidad.

Se han realizado ensayos a partir de ciclos alternados de condiciones extremas de manera continua, produciendo el efecto buscado. De este modo, se obtuvo como resultados, en un período corto de tiempo, el deterioro del material ante condiciones extremas de durabilidad.

Las probetas empleadas han sido idénticas a las utilizadas en ensayos de tracción en condiciones normales. Se trabajó con un número elevado de probetas, las cuales fueron extraídas a distintas edades para simular el efecto de las condiciones ambientales en el tiempo. Una imagen del estado de las probetas después de ser

sometidas al envejecimiento acelerado y una vez realizado el ensayo de tracción, se muestra en la figura 5.10.

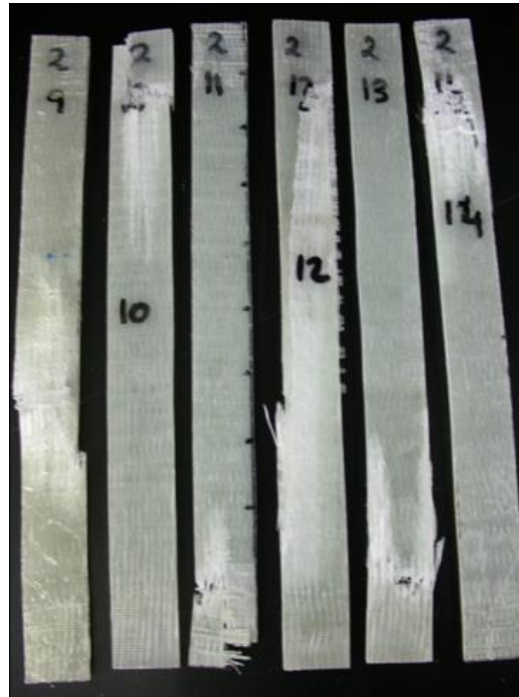
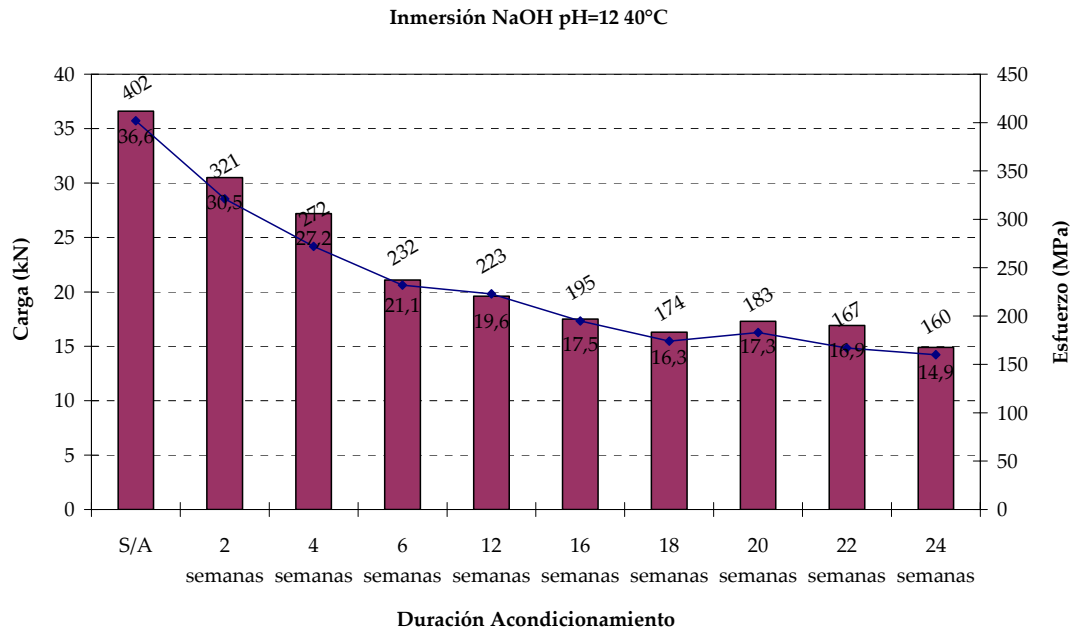


Figura 5.10: Probetas envejecidas ensayadas a tracción

La variación de sus propiedades se realizó mediante un estudio de las características iniciales de las mismas sumado a un estudio particular para cada extracción que se realizó en el tiempo. Como resultado se ha observado que los materiales compuestos presentan una mejor respuesta que los materiales de uso tradicional en términos de comportamiento mecánico.

Los resultados de las pruebas se presentan en el gráfico 5.4. Como se aprecia en dicho gráfico se produce una reducción de la resistencia a tracción de los flejes a medida que pasa el tiempo, obteniéndose valores de reducción del orden 2,5 veces en comparación a probetas no envejecidas, pasadas 24 semanas de envejecimiento. Los valores alcanzados en este tiempo llegan a los 160 *MPa*, algo inferiores a algunos ensayos de tracción realizados en probetas no envejecidas.

Gráfico 5.4: Resultados de tracción en probetas envejecidas.



5.4.2. Ensayos para definición de sistema de conexión

Uno de los puntos más críticos en el diseño de los muros de tierra mecánicamente estabilizada mediante el empleo de materiales compuestos, es definir un sistema adecuado de conexión entre los flejes de refuerzo y las placas de revestimiento. Debido al proceso de fabricación de las placas, no es posible embeber algún sistema de conexión en el núcleo de poliuretano, tal como se hace en el hormigón donde la pieza de conexión al quedar embebida en la estructura forma parte del panel prefabricado.

En función de esta problemática, se han analizado distintas alternativas de solución que han pasado por el diseño preliminar de unos elementos conectores en forma de L, los cuales han sido incorporados en las placas de revestimiento mediante distintos procesos: conector 1 siendo las L pegadas directamente sobre el laminado ejecutando posteriormente un refuerzo superficial con telas de fibra de vidrio; y, conector 2 con las L atravesando completamente el núcleo de poliuretano para posteriormente ejecutar el laminado de la estructura tipo sándwich.

Las pruebas realizadas han sido ejecutadas a pequeña escala, para lo cual se han preparado placas de $30 \cdot 30 (cm)$ de sección y con un espesor igual a $10 cm$. Las placas han sido elaboradas a partir del diseño presentado en el apartado 5.3, con un núcleo de poliuretano de $70 (kg/m^3)$ de densidad y laminados formados por fibra de vidrio con orientación $0/90$ y resina de poliéster. Todos los ensayos fueron realizados en una prensa multiensayo de características semejantes a la empleada en los ensayos de tracción.

La fabricación de las piezas se ha realizado mediante el método manual con un posterior proceso de curado en horno a temperatura controlada. Para alcanzar el espesor de $10 cm$ se emplearon dos placas de poliuretano de $5 cm$ de espesor cada una, las cuales fueron pegadas posteriormente con resina.

La configuración elegida para la definición del sistema de conexión, tal como se comentó anteriormente, corresponden a piezas en forma de L, fabricadas sobre un molde y empleando fibras de vidrio con una configuración de $0/90$. En las siguientes figuras se presentan las tres soluciones estudiadas.

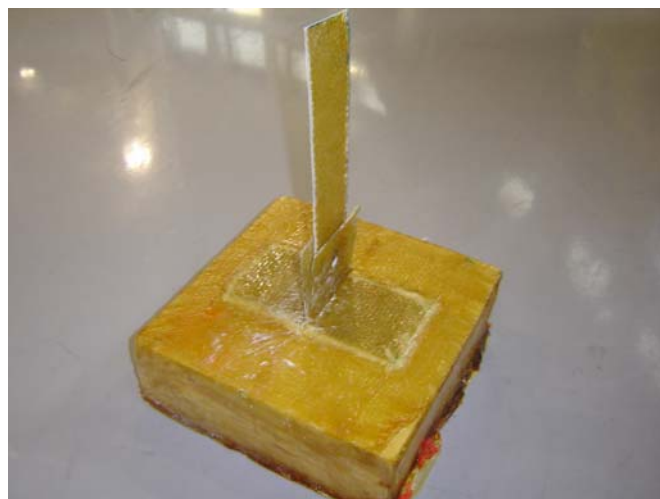


Figura 5.11: Probeta para estudio de sistema de conexión. L pegadas sobre laminado y posterior refuerzo con dos telas de FV $0/90$.



Figura 5.12: Probeta para estudio de sistema de conexión. L atraviesan poliuretano, con posterior refuerzo con dos telas de FV 0/90.

Junto a las placas y al sistema de conexión, se fabricaron tiras de refuerzo de 30 cm de longitud, empleando la configuración del laminado definido en el apartado 5.3. Las tiras fueron conectadas directamente en las L, mediante pernos pasadores de resistencia a cortante adecuada.

Una vez fabricadas las probetas, estas fueron ubicadas en la prensa multiensayo, apoyadas y fijadas a la placa base del equipo mediante mordazas, tratando en lo posible distribuir la carga en toda la placa. Cada ensayo se realizó a deformación controlada, obteniéndose un registro de tensión-deformación para cada probeta.

Los principales resultados de los ensayos de tracción en los sistemas de conexión, se presentan en las siguientes gráficas, donde se puede apreciar el comportamiento tensión-deformación de estos materiales. En dichas gráficas se aprecia un aumento progresivo de la resistencia a tracción, medida en N, con el aumento de la deformación, alcanzando un valor máximo y posteriormente un disminución de dicha resistencia. Los valores obtenidos se encuentran en un rango comprendido entre los 10500 y 13500 N.

Gráfico 5.5: Resultados de ensayo de tracción en sistema de conexión. Conector 1, L pegado sobre laminado y posterior refuerzo.

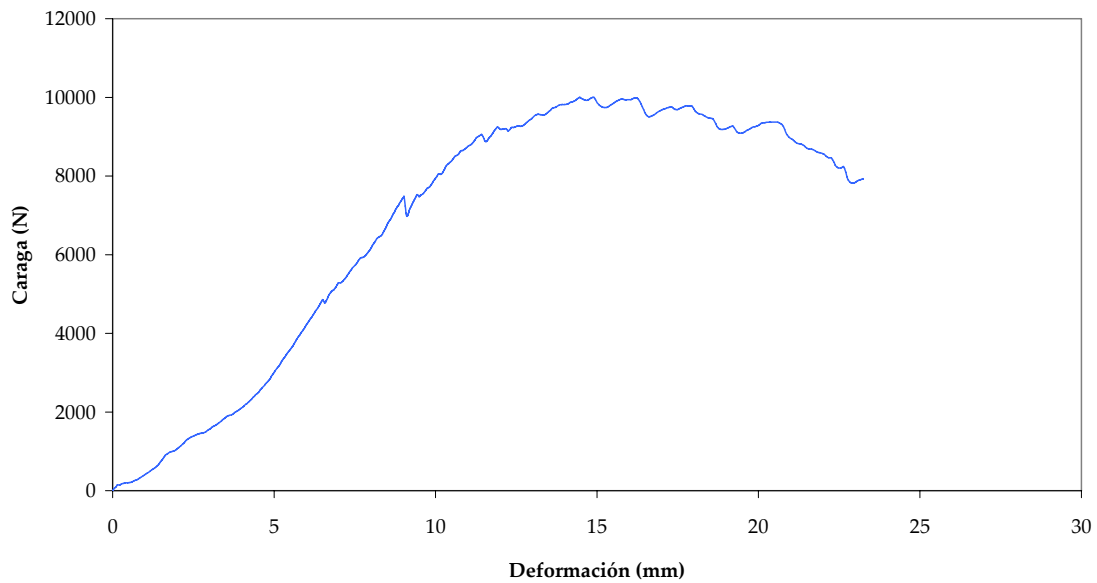
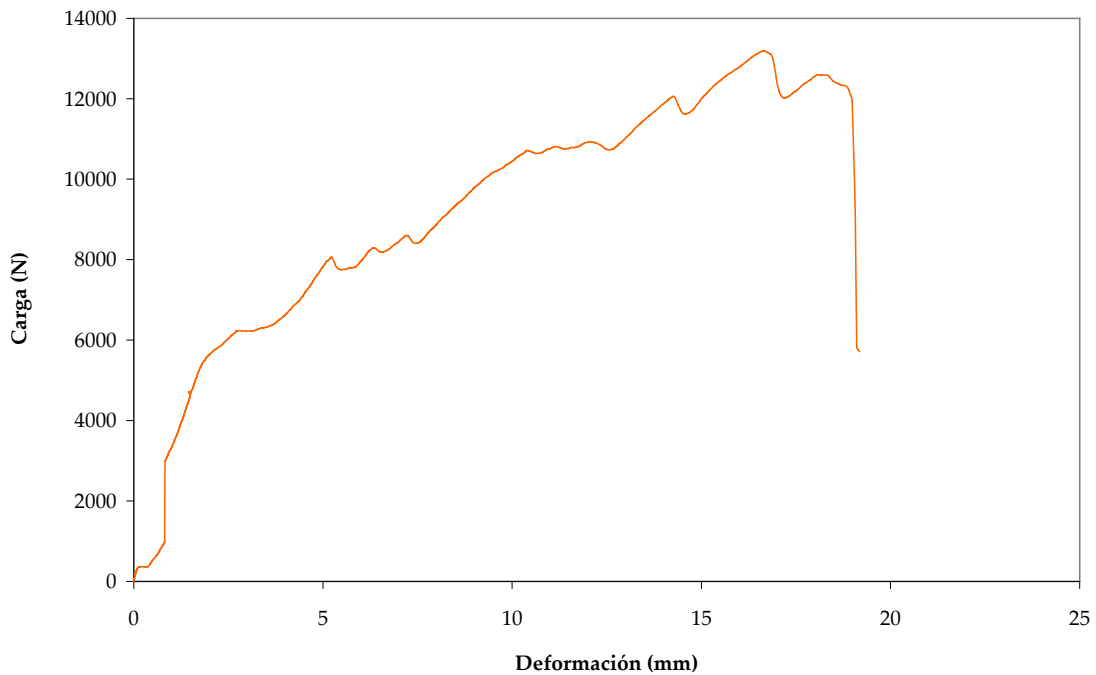


Gráfico 5.6: Resultados de ensayo de tracción en sistema de conexión. Conector2, L pasado a través de poliuretano. El gráfico muestra una curva de carga versus deformación que comienza en (0,0), alcanza un punto de máxima carga de aproximadamente 13000 N a una deformación de 17 mm, y luego cae bruscamente a unos 6000 N a una deformación de 19 mm.



En las pruebas realizadas se observa una reducción brusca de la resistencia para cierto estado de tensión, siendo para el conector pegado sobre el laminado mayor este descenso que el obtenido para el segundo sistema de conexión analizado. La mayor resistencia se alcanza con el sistema de conexión 2, debido que la fuerza de tracción es absorbida tanto por el laminado como por las dos capas de poliuretano que forma el núcleo del panel.

La complejidad del sistema de fabricación del conector 2 radica en que se debe hacer un paso adicional en dicho proceso, debiéndose elaborar una ranura a través del núcleo para pasar las L, lo que aumentaría los costos. El sistema de conexión 1 presenta un proceso de fabricación más sencilla, pero con una menor resistencia, dado que todo el esfuerzo de tracción es absorbido por el adhesivo empleado para el pegado de las L.

A pesar de estos resultados, ambos sistemas cumplen adecuadamente la tracción de diseño definida en el punto de conexión entre tiras y placas, según lo presentado en el apartado 5.2, siendo este valor de $T_{\max \text{ diseño}} = 0,97(\text{ton})$. Comparando ambos resultados se alcanzan factores de seguridad comprendidos entre 1,1 y 1,4 cubriéndose con bastante seguridad las solicitaciones a las que se verá expuesta la estructura^{5.3}

Considerando ambos resultados, se recomienda emplear el sistema de conexión 1 cuando la estructura esté sometida a bajos estados de carga (p.e. contención de taludes), mientras que el sistema de conexión 2, al presentar una mayor resistencia a la tracción, es recomendable de emplear cuando las solicitaciones a las que se ve expuesto el muro son mayores (p.e. muro con cargas de tráfico en superficie).

^{5.3} Se debe recordar que en la determinación de $T_{\max \text{ diseño}}$ se ha empleado un FS = 1,8.

5.5. ESQUEMA DEL PROTOTIPO DISEÑADO EN MATERIALES COMPUESTOS

Tal como se ha comentado anteriormente y dado el alcance de esta Tesis Doctoral, en este capítulo se ha definido una propuesta de prototipo de muro de tierra mecánicamente estabilizada diseñada en materiales compuestos. Este prototipo está siendo actualmente fabricado e implantado por el Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona, en terrenos dependientes de esta empresa, por lo que los antecedentes extraídos de dicha aplicación se proponen para la realización de futuras investigaciones en este campo.

En dichos terrenos, se ha dispuesto un sitio de dimensiones $20 \cdot 15 m$, en el cual se dispondrá de este prototipo a ser ejecutado íntegramente por el Centro Tecnológico. Para la puesta en obra de este prototipo, se han seguido las recomendaciones de montaje presentadas en diversas referencias bibliográficas (Ortiz e Hinojosa, 1989; GTTRI, 2002; ACTHO, 2004), las cuales son resumidas en el Anejo E.

Actualmente, se están fabricando cada una de las placas que formarán el muro de tierra mecánicamente estabilizada, como así también los flejes de refuerzo y los sistemas de conexión estudiados en las pruebas de laboratorio. Se ha podido apreciar que estas placas, según lo expuesto en el capítulo 3, presentan un peso reducido en comparación a lo que sería una placa de hormigón prefabricado. De hecho, se ha efectuado una primera aproximación en cuanto al peso de estas placas comparadas con aquellas de hormigón, obteniéndose los siguientes resultados para placas cuadradas de $1,5 \cdot 1,5 m$ de sección y de $0,10 m$ de espesor:

- Placas de hormigón:

$$2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,10 = 0,54 (ton) = 540 (kg)$$

- Placas de materiales compuestos:

$$0,15 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,1 = 0,03375 (\text{ton}) = 33,75 (\text{kg})$$

En la siguiente figura se muestran imágenes de las primeras placas fabricadas en materiales compuestos, donde se puede apreciar que dichas placas por el reducido peso que presentan, pueden ser movilizadas por dos operarios, no necesitándose de medios auxiliares para su traslado.



Figura 5.13: Placas de materiales compuestos fabricadas para construcción de prototipo.

Esta condición de reducido peso de las placas, permitirá alcanzar algunos beneficios, principalmente en las operaciones de montaje, en comparación al sistema tradicional de muros de tierra mecánicamente estabilizada, entre las que se cuentan:

- No es necesario disponer de equipo especializados para las operaciones de montaje, siendo posible el empleo de grúas de reducido peso y tamaño para el izado de las piezas.
- El transporte se facilita debido al reducido peso y flexibilidad de las piezas, no necesitando de sistemas especiales de transporte por el posible deterioro de las placas.
- El apilamiento de las placas en obra debe cuidar solo que los sistemas de conexión empleados no sean dañados, no existiendo restricción de alturas de apilado por el peso de las placas.
- Con esta condición, los tiempos de ejecución se verán reducidos, lo que implica un menor costo en la ejecución de la obra.

A partir del diseño presentado en el apartado 5.3, en las siguientes figuras se muestra la configuración geométrica del muro de tierra mecánicamente estabilizada en materiales compuestos que se propone como prototipo para el desarrollo de estos nuevos materiales. Se presenta el plano en alzado y la definición de las distintas placas que serán empleadas en cada ubicación que se muestra en el esquema.

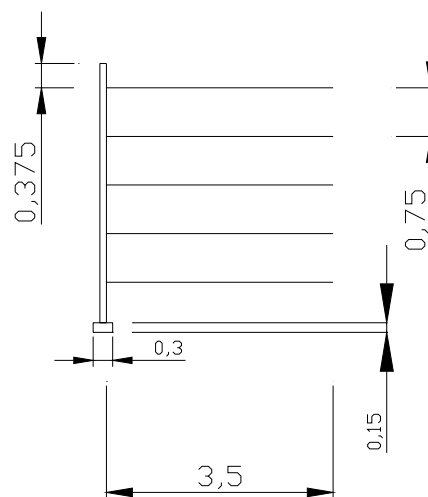


Figura 5.14: Plano esquemático del prototipo que será implantado por el Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona

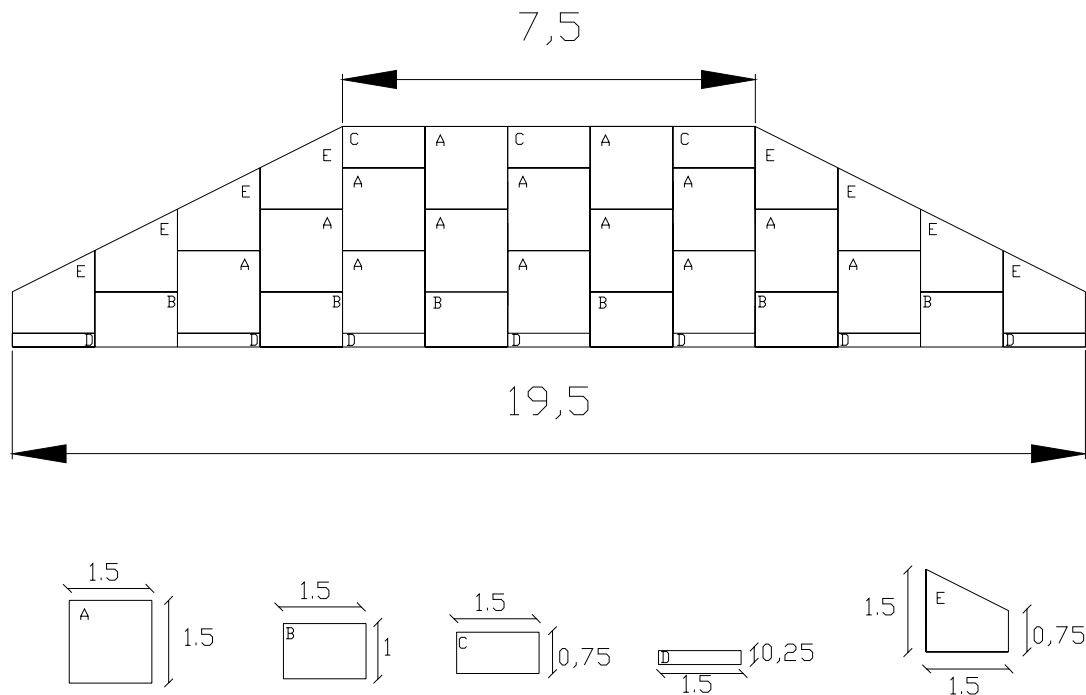


Figura 5.15: Plano esquemático frontal del prototipo que será implantado por el Centro Tecnológico de I+D+i de Acciona.

La configuración geométrica de las placas, que se muestra en la figura 5.15, presenta el detalle mostrado en la figura 5.16, donde se aprecia que dichas placas son fabricadas con dos placas de poliuretano de 5 cm de espesor cada una, las que se han desfasado tanto vertical como horizontalmente para facilitar el enganche entre unas placas y otras, lo que permitirá que el muro trabaje como un conjunto durante toda su vida útil.

En esta figura se destaca además, la definición de un sistema de moldaje que está siendo empleado para la fabricación de cada placa, que permita considerando el desfase comentado anteriormente, ajustar el laminado de fibra de vidrio y resina poliéster al diseño de la placa definido. Esta es otra de las características importantes del empleo de materiales compuestos en la fabricación de elementos estructurales, la cual permite una libertad en la definición de formas, lo que no es posible conseguirlo del todo con elementos prefabricados de hormigón.

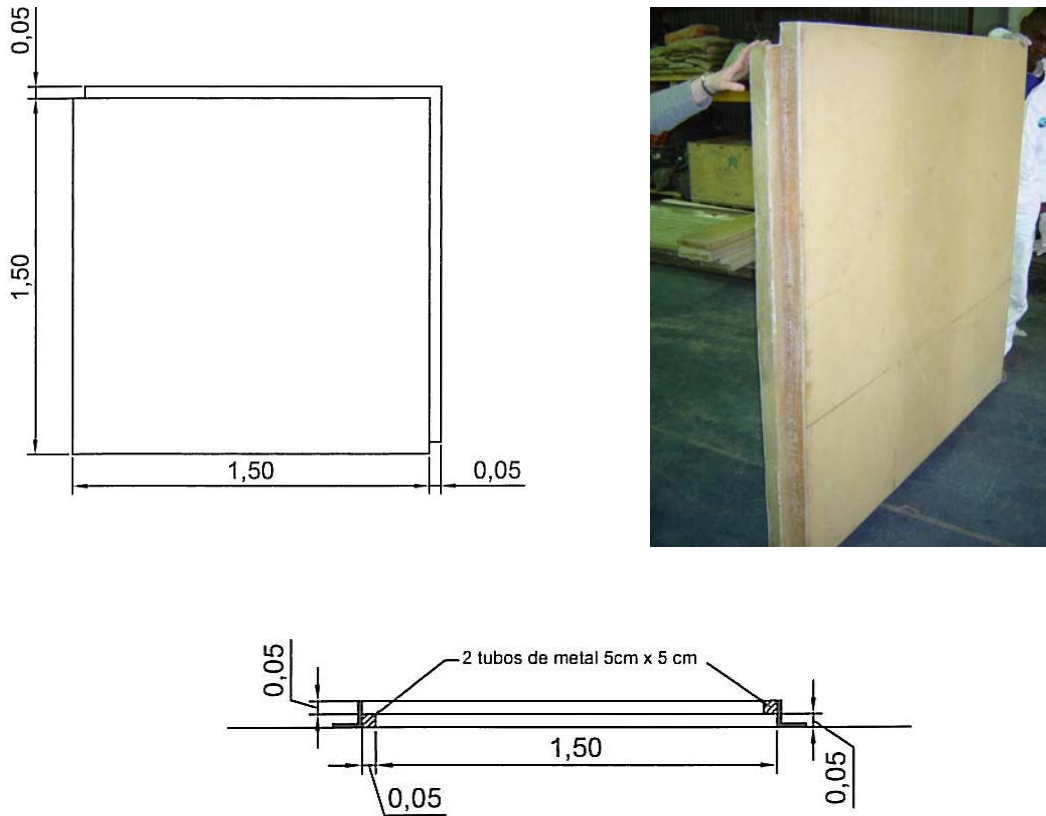


Figura 5.16: Configuración de las placas fabricadas en materiales compuesto.

5.6. EQUIPOS DE AUSCULTACIÓN PROPUESTOS PARA LA MONITORIZACIÓN DEL MURO

Dado que esta será la primera aplicación de los materiales compuestos en este tipo de estructuras, se ha decidido definir equipos de auscultación que permitan el control en el tiempo del comportamiento estructural del prototipo, con el propósito de valorar los diseños definidos en esta etapa y plantear a futuro las modificaciones necesarias para la optimización de dichos diseños.

Dada las características que presenta esta estructura, se plantea la necesidad de efectuar una auscultación de los distintos elementos que la componen, entre las que destacan:

- Control de movimientos y presiones de las placas de revestimiento debido a las solicitaciones actuantes en su trasdós.
- Presiones y asientos en el contacto con el terreno de cimentación.
- Deformación y esfuerzos que se generarán en los flejes de refuerzo debido a las cargas verticales que actúan a cada nivel.

Para la realización de un detallado análisis de auscultación para la medición de los parámetros anteriormente expuestos, se propone el empleo de los siguientes equipos que permitan un control detallado de presiones, movimientos y deformación en los elementos estructurales:

- Células de presión total, para la determinación de presiones.
- Inclínómetros, para el estudio de movimientos horizontales y verticales.
- Línea continua de asientos, para la obtención de esta medida a nivel del terreno de cimentación.
- Galgas extensométricas, para el estudio de deformaciones en flejes de refuerzo.

La monitorización de la estructura, en cuanto a presiones, asientos y deformaciones, deberá efectuarse durante la etapa de construcción como durante su vida de servicio, mientras que el estudio de movimientos deberá efectuarse una vez haya concluido la construcción del prototipo.

Para un estudio completo de la estructura, se cree conveniente definir una cantidad mínima de equipos de monitorización, los cuales se definen a continuación:

- Células de presión total: dos a nivel de cimentación y cuatro en trasdós de placas.
- Inclínómetros: dos líneas de inclinómetros, a 1/3 y 2/3 considerando ambos extremos del muro (se debe recordar que el prototipo propuesto tiene 20 m de frente y 4 m de altura).

- Línea continua de asientos: una a todo lo largo del muro y bajo este en contacto con el terreno de cimentación.
- Galgas extensométricas: a lo menos en unas 20 tiras de refuerzo y a distintas profundidades.

La propuesta de este sistema de auscultación puede ser modificado en función de las dimensiones finales del prototipo y ajustándose a los requerimientos de carga a los que se verá expuesta dicha estructura.

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

El empleo de materiales compuestos en la actualidad presenta múltiples ventajas para su uso en áreas tan diversas como son la automoción, la aeronáutica y la edificación, entre otros. En aplicaciones de ingeniería civil su uso no está tan extendido, debido principalmente al desconocimiento que aún existe de estos materiales en cuanto a las prestaciones estructurales que son capaces de aportar y, porque materiales tradicionales como son el hormigón y el acero están ampliamente contrastados en todo el mundo.

Este desconocimiento es aún mayor en aplicaciones geotécnicas, donde el desarrollo de los materiales compuestos ha sido muy bajo. De hecho, entre las pocas experiencias de las que se tiene conocimiento del uso de estos materiales y que han sido comentados en el capítulo 3, están: pilotes empleados en ambientes agresivos, con amplias investigaciones realizadas en Estados Unidos donde además se han efectuado algunas implantaciones en recintos portuarios; y, anclajes y sistemas de soil nailing, con trabajos realizados en Alemania. Su uso en estructuras de contención de tierras presenta nuevas posibilidades de aplicación de estos materiales, no existiendo aún estudios concretos en esta línea.

Las consideraciones expuestas anteriormente han sido una de las principales líneas que motivaron la realización de la presente Tesis Doctoral, junto con el importante desarrollo que ha tenido la industria de los materiales compuestos en la ingeniería, en general tanto en España como en el extranjero.

A partir de los objetivos definidos al inicio de esta investigación, se presentan a continuación las principales conclusiones que se han establecido en el desarrollo de cada uno de los capítulos y que permitirán a futuro, ampliar los conocimientos en el uso de los materiales compuestos, tanto en estructuras de contención de tierras como en otras aplicaciones geotécnicas.

El estudio de diversas tipologías de muros ha permitido manejar un amplio abanico de posibilidades en donde los materiales compuestos pueden tener aplicación. Muchas de ellas, por las características técnicas que presentan, no son de directa aplicación de estos nuevos materiales, como es el caso, por ejemplo, de los muros de gaviones. En este sentido, se han seleccionado dos tipos de estructuras de contención que han sido analizadas en esta investigación, siendo éstas:

- Muros de gravedad tipo ménsula.
- Muros de tierra mecánicamente estabilizada.

De estas dos, se ha seleccionado finalmente el muro de tierra mecánicamente estabilizada, debido principalmente a que si bien actúa como una gran estructura de gravedad, el comportamiento estructural depende de la interacción que se desarrolla entre el suelo y los flejes de refuerzo, mientras que las placas cumplen una función de cobertura frontal para evitar la erosión del relleno reforzado, que se puede desencadenar por agentes externos. Esto hace que en este tipo de estructuras, los diseños en materiales compuestos se optimicen al máximo.

Para el caso de muros tipo ménsula, el esfuerzo que se desarrolla en el trasdós del alzado, que puede ser mayor al generado en muros de tierra mecánicamente estabilizada, hace que las dimensiones resultantes con el empleo de materiales compuestos sean mayores. Esto lleva consigo un aumento de los costes. Además, la unión entre el alzado y la cimentación es un punto crítico en el diseño de estas estructuras, por los importantes esfuerzos cortantes que se crean en esta conexión. Este problema no se presenta en los muros de tierra mecánicamente estabilizada, debido a que las placas de la primera fila simplemente apoyan en la cimentación.

El estudio de los materiales compuestos aplicados a la ingeniería ha permitido evaluar el amplio campo donde estos materiales tienen aplicación, principalmente como componentes estructurales de elementos constructivos. Destacan las aplicaciones realizadas en estos últimos años en España con la construcción de puentes carreteros.

En Geotecnia son pocas las experiencias en el uso de estos nuevos materiales, como es el caso mencionado de pilotes en ambientes agresivos. Su uso en estructuras de contención de tierras se presenta como una solución novedosa, que puede brindar en el futuro importantes beneficios en términos constructivos, como así también en durabilidad por ser los materiales compuestos más resistentes a la corrosión en comparación a los materiales de uso tradicional.

Un importante resultado del capítulo 3 ha sido la obtención de tres tablas comparativas a partir de las cuales se ha definido el sistema de fabricación más adecuado para la elaboración tanto de placas como de flejes de refuerzo en materiales compuestos y, las fibras y resinas que permitan un adecuado diseño, tanto desde el punto de vista estructural como de coste. En este sentido el empleo de fibras de vidrio y resinas de poliéster, todo ello combinado con núcleos de poliuretano, da como resultado estructuras tipo sandwich que tanto desde un punto de vista técnico como económico pueden ser competitivas con los materiales de uso tradicional.

En cuanto a la interacción entre el relleno y los flejes de refuerzo, se han analizado distintas alternativas de solución para la obtención de superficies rugosas, que mejoren el rozamiento entre ambos materiales. Se puede concluir que el uso de “peel-ply” otorga a los laminados de materiales compuestos una superficie de acabado muy rugosa, lo que mejora la adherencia entre el suelo y el fleje de refuerzo.

Los resultados de los ensayos de rozamiento realizados muestran que, los distintos factores estudiados influyen de forma importante en la interacción entre materiales compuestos y suelos. De todos los factores analizados la rugosidad de las placas es el que presenta la mayor influencia en el ángulo de rozamiento de la interfaz δ' , dándose una tendencia lineal del aumento de δ' con la rugosidad normalizada R_n , tanto para la arena de miga como para la arena tosquiza.

Los resultados alcanzados permiten corroborar lo planteado por Frost y Han (1999): *materiales con menor tamaño medio de partículas D_{50} que deslizan sobre una superficie de rugosidad dada alcanzan mayores valores de δ' que aquellos que tienen un mayor valor de D_{50} , y que deslizan sobre la misma superficie.* Es importante en este sentido considerar el efecto de la compactación, dado que esta respuesta se dará en la medida que las condiciones de densificación de los materiales sean semejantes.

Así también, los valores del ángulo de rozamiento entre materiales obtenidos en la presente Tesis Doctoral se ajustan de manera adecuada a los resultados alcanzados en investigaciones previas (Potyondy, 1961; Uesugi y Kishida, 1986-a y 1986-b; Tsubakihara et al, 1993; Rao et al, 1998; Frost y Han, 1999; Ampera y Aydogmus, 2005; Lings y Dietz, 2005), siendo en general mayores en todas las pruebas realizadas.

Tanto la arena de miga como la arena tosquizada presentan un rozamiento adecuado con los materiales compuestos empleados, pudiendo ambos materiales ser utilizados para el diseño de muros de contención de tierras, en especial en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

Con relación al diseño y simulación de una estructura de contención en materiales compuestos, se concluye que los valores obtenidos de f^* para placas de materiales compuestos PFV-RA, se ajustan adecuadamente a la propuesta hecha por Wang y Richwien (2002), lo que se ve reflejado en la figura 4.24 donde se aprecia que dichos valores se aproximan bastante a los obtenidos en aceros con resaltes.

Los valores de f^* obtenidos para materiales compuestos son muy superiores a los que se recomienda emplear para aceros lisos, y que generalmente se asumen constantes en toda la altura del muro. En esta investigación se ha asumido como límite superior para la definición de f^* , el correspondiente a armaduras de acero con resaltes. Considerando este valor límite, las curvas propuestas en esta investigación adoptan un

valor constante de $tg\phi'$ para una profundidad superior a 6 m, alcanzando en superficie un valor máximo de 0,99 y 1,90 para arena de miga y arena tosquiza respectivamente.

Con respecto a los resultados del cálculo de las armaduras de refuerzo se puede concluir que, el empleo de materiales compuestos con rugosidad alta permite obtener valores de N (número de armaduras por área tributaria) muy semejantes a los que se obtienen con armaduras de acero con resaltes, principalmente cuando se emplean en contacto con arena tosquiza. Este resultado es bastante satisfactorio considerando que los materiales compuestos no sufren problemas de corrosión como el acero, además de tener una resistencia a tracción superior, lo que permitiría emplear suelos con contenidos de finos superiores a los recomendados en las normativas y manuales de diseño.

En cuanto a la propuesta de prototipo presentada en el capítulo final se puede destacar que, en base a los diseños planteados, el desarrollo de los materiales compuestos para su uso en muros de contención de tierras se ve como una alternativa técnicamente viable, permitiendo un desarrollo futuro importante debido las ventajas comparativas en relación a los materiales de uso tradicional, como es el caso ya citado, de la resistencia a la corrosión que presentan.

Por otra parte, el reducido peso que presentan los materiales compuestos, que se puede apreciar en algunas fotografías mostradas en el capítulo 5, permitirá alcanzar beneficios importante tanto en las operaciones de transporte como de montaje, entre las que se encuentran:

- No es necesario disponer de equipo especializados para las operaciones de montaje, siendo posible el empleo de grúas de reducido peso y tamaño para el izado de las piezas.
- El transporte se facilita debido al reducido peso y flexibilidad de las piezas, no necesitando sistemas especiales de transporte por el posible deterioro de las placas.

- El apilamiento de las placas en obra debe cuidar solo que los sistemas de conexión empleados no sean dañados, no existiendo prácticamente restricción de alturas de apilado por el peso de las placas.
- Con esta condición, los tiempos de ejecución se verán reducidos, lo que implica un menor costo en la ejecución de la obra.

A partir de los resultados obtenidos en el desarrollo de la presente Tesis Doctoral, se plantean a continuación una serie de líneas futuras de investigación, que permitan el estudio de nuevas alternativas de aplicación de los materiales compuestos en el campo de la Geotecnia.

Estas nuevas líneas de investigación están orientadas, por un lado, a la mejora de los conocimientos adquiridos en cuanto a la interacción entre materiales compuestos y distintos tipos de suelos, lo que permitirá la optimización del diseño de estructuras de contención de tierras fabricadas con estos materiales, y por otro lado al ajuste del proceso de fabricación mediante una industrialización del sistema, con la reducción de costes que lleve a nuevas aplicaciones en obra.

El empleo de estos materiales en otras actuaciones geotécnicas, como puede ser su uso en pilotes, se presenta como una alternativa técnicamente viable, sobretodo en zonas de ambientes agresivos, tal como se ha comentado extensamente en el capítulo 3, donde el uso de materiales compuestos presenta importantes ventajas por la resistencia a la corrosión que tienen.

Las futuras líneas de investigación que se proponen, se presentan a continuación:

- Evaluación del comportamiento real de muros de contención de tierras diseñados en materiales compuestos, mediante sistemas de auscultación en obra (iniciada ya en esta tesis).
- Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos para el diseño de sistemas de anclajes para contención de taludes.

- Evaluación del empleo de materiales compuestos para su aplicación en sistemas de soil nailing.
- Desarrollo de pilotes prefabricados de materiales compuestos para su empleo en zonas portuarias.
- Estudio de la interacción de materiales compuestos con distintos tipos de suelos a partir de ensayos de arrancamiento en laboratorio.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ALLEN, T., CHRISTOPHER, B., ELIAS, V. and DIMAGGIO, J. (2001). *Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls*. Washington D.C.: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- AL-MHAIDIB, A. (2006). "Influence of shearing rate on interfacial friction between sand and steel". *Engineering Journal of the University of Qatar*, vol. 19.
- AMPERA, B. and AYDOGMUS, T. (2005). *Skin friction between peat and silt soils with construction materials*. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Volumen 10, Bundle D (en línea). Disponible en <http://www.ejge.com/2005/JourTOC10D.htm>.
- AREIZAGA, J., MILAGROS M., ELORZA, J. e IRUIN, J. (2002). *Polímeros*. Ed. Síntesis, pp 358-369.
- AASHTO (1996). *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Sixteenth Edition. Washington D.C. Unites States, 686 p.
- ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (2004). *Muros de contención: E-10 estructuras y edificación. Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- ASTM (2002). *Standard Test Method D 3039/D 3039M-00: Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*. ASTM Committee D 30, Unites States.
- ASTM (2003). *Standard Test Method D 3080-03: Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM Committee D 18, Unites States.
- BAKIS, C., BROWN, V., COSENZA, E., DAVALOS, J., LESKO, J., MACHIDA, A., RIZKALLA, S. and TRIANTAFILLOU, T. (2002). "Fiber-reinforced polymer

- composites for construction-State of the arte review". *Journal of Composites for Construction*. 6 (2): 73-87.
- BALLESTER, F., SANTAMARÍA, J. y ÁLVAREZ, C. (1996). *Clasificación y definición de los muros utilizados en carreteras*. Comunicación N° 4.05, Simposio sobre Estructuras de Contención de Tierras (pp. 411-421). Santander.
 - BALLINGER, C. (1990). "Structural FRP composites". *Civil Engineering, ASCE*. 63-65.
 - BANK, L. (2007). "FRP rebar: shear reinforcement and detailing". *Engineering and Manufacturing Solutions, Composites Technology*. pp 9-11.
 - BARBERO, E. (1999). *Introduction to composite materials design*. Londres: Taylor and Francis.
 - BARGHOUTHI, A. (1990). "Active earth pressure on walls with base projection". *Journal of Geotechnical Engineering*. 116 (10): 1570-1575.
 - BAUZÁ CASTELLÓ, J. (2007). *Normativa, cálculo y seguridad en la geotecnia (el Eurocódigo)*. Curso de Geotecnia para Infraestructuras. Madrid.
 - BENTLER, J. and LABUZ, J. (2006). "Performance of a cantilever retaining wall". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 132 (8): 1062-1070.
 - BERRY, P. y REID, D. (1993). *Mecánica de suelos*. Colombia: Ed. McGraw-Hill Interamericana, S.A.
 - BOLTON, M. (1986). "The strength and dilatancy of sands". *Géotechnique*. 36 (1): 65-78.
 - BOSSCHER, P. and ORTIZ, C. (1987). "Frictional properties between sand and various construction materials". *Journal of Geotechnical Engineering*. 113 (9): 1035-1039.

- BOWLES, J. (1996). *Foundation analysis and design*. Fifth Edition. New York: McGraw-Hill.
- BURGOYNE, C. (1999). "Advanced composites in civil engineering in Europe". *Structural Engineering International*.
- CALAVERA RUIZ, J. (2001). *Muros de contención y muros de sótano*. 3ª Edición. Madrid: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Intemac.
- CHALAYE, H. (2002). "Los materiales compuestos: dinamismo e innovación". *Revista Le 4 Pages des Statistiques Industrielles*. Nº 158.
- CHEREMISINOFF, N. (1995). *Handbook of advanced materials testing*. New York: Marcel Dekker.
- CHRISTOPHER, B., GILL, S., GIROUD, J., JURAN, I., MITCHELL, J., SCHLOSSER, F. and DUNNICLIFF, J. (1990). *Reinforced Soil Structures, Vol. 1, Design and Construction Guidelines: Publications No. FHWA-RD-89-043*. Washington D.C.: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2005). *Documento básico SE-C, seguridad estructural de cimientos*. Ministerio de Vivienda, España.
- COGUMELO (1994). *Perfis estruturais em fibra de vidro*. Literatura Técnica, Cogumelo Ltda. Río de Janeiro, Brasil.
- CUELLAR, V. y ESTAIRE, J. (1996). *Análisis crítico del cálculo dinámico de muros de gravedad según la norma española NCSE-94 y el Eurocódigo 8*. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 147-155). Septiembre, Santander.
- DAS, B. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4ª edición. Sacramento: Internacional Thomson Editores.
- DAY, R. (1993). "Estimation earth pressures due to compaction". *Journal of Geotechnical Engineering*. 119 (7): 1162-1177.

- DE LA FUENTE, P. (2006). *Empuje de tierras: análisis teórico*. VI Jornadas sobre Sistemas de Sostenimiento Actuales, Universidad de Burgos. Burgos.
- DE LA FUENTE, P. (2006). *Proyecto de muros. Tipología*. VI Jornadas sobre Sistemas de Sostenimiento Actuales, Universidad de Burgos. Burgos.
- DESCHAMPS, J. (1973). "La Tierra Armada: un nuevo material de construcción". *Revista Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción*. 102: 1-13.
- DIETZ, M. and LINGS, M. (2006). "Postpeak strength of interfaces in a stress-dilatancy framework". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 132 (11): 1474-1484.
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2003). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid: Centro de publicaciones del Ministerio de Fomento.
- DOVE, J. and JARRETT, B. (2002). "Behavior of dilative sand interfaces in a geotribology framework". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 128 (1): 25-37.
- DUTTA, P. and LAMPO, R. (2002). *Behavior of FRP composite fender piles in cold*. Proceedings of the Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference (pp. 143-149). Kitakyushu, Japan.
- EDIL, T., BOSSCHER, P. and SUNDBERG, A. (2005). *Soil-structure interface shear transfer behavior*. 2nd Japan-US Workshop on Testing, Modeling and Simulation (Geomechanics). Kyoto, Japan.
- ENV 1997-1 (2003). *Eurocódigo 7, section 8: Retaining structures*. British Standard, Inglaterra.
- ELIAS, V., CHRISTOPHER, B. and BERG, R. (2001). *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines: Publication No FHWA NHI 00 043*. Washington D.C.: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

- ESTAIRE GEPP, J. y PERUCHO MARTINES, A. (2006). "Comparación del dimensionado de cimentaciones superficiales aplicando diferentes normativas españolas". *Revista de Ingeniería Civil*. 143: 85-96.
- ESTAIRE GEPP, J. y PERUCHO MARTINES, A. (2007). *Comparasion of the results obtained in the design of shallow foundations when applying the geotechnical Spanish standards and the Eurocode 7*. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. (pp. 233-238). Septiembre, Madrid.
- FORT LÓPEZ-TELLO, L. (2001). *Análisis bioestructural de taludes. Estimación de las características resistentes del terreno*. Ed. CERSA, Madrid.
- FROST, J., and HAN, J. (1999). "Behavior of interfaces between fiber-reinforced polymers and sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 125 (8): 633-640.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. et al. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid: Ed. Prentice Hall.
- GOH, A. (1993). "Behavior of cantilever retaining walls". *Journal of Geotechnical Engineering*. 119 (11): 1751-1769.
- GRECO, V. (1997). "Stability of retaining walls against overturning". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123 (8): 778-780.
- GRUPO TÉCNICO TIERRA REFORZADA INEXTENSIBLE (2002). *Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible*. Santiago de Chile: Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción.
- HAN, J., FROST, D. and BROWN, V. (2002). *Design of fiber-reinforced polymer composite piles under vertical and lateral loads*. TRB2003 Session A2K00 on FRP Composite Piling: Instrumentation, monitoring and performance Assessment.

- HINOJOSA RIVERA, M. y REYES MELO, M. (2001). "La rugosidad de las superficies: topometría". *Revista Ingenierías, Universidad Autónoma de Nuevo León-México*. Volumen 4, N° 11. pp 27-33
- HULL, D. and CLYNE, T. (1996). *An introduction to composite materials*. Second Edition. United Kingdom: Cambridge Solid State Science Series.
- HUMPHREYS, M. (2003). *The use of polymer composites in construction*. Proceedings International Conference on Smarte and Sustainable Built Environment. Brisbane, Australia.
- JIMENEZ SALAS, J. et al. (1981). *Geotecnia y cimientos II*. (2ª Edición). Madrid: Ed. Rueda.
- JIMENEZ SALAS, J. et al. (1980). *Geotecnia y cimientos III, 2ª Parte: cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia*. Madrid: Ed. Rueda.
- KERISEL, J. (1993). *History of retaining wall design*. Proceedings of the Conference Retaining Structures, Cambridge (pp 1-16). London: Thomas Telford.
- KERISEL, J. (2000). *History of retaining wall design*. Libro homenaje a José Antonio Jimenez Salas (pp 173-180). Madrid, España.
- KOERNER, R. (1990). *Designing with geosynthetics*. (Second Edition). New Jersey: Prentice Hall.
- LAMBE, T. and WHITMAN, R. (1969). *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology. John Wiley and Sons, New York.
- LINGS, M. and DIETZ, M. (2005). "The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation". *Journal Soils and Foundations*. 45 (6): 1-14.
- LOPEZ SANCHEZ, A. (2004). "Influencia del proceso de reciclado sobre las propiedades de los materiales compuestos obtenidos por inyección de poliestireno reforzados con fibras lignocelulósicas". Tesis Doctoral, Universidad de Giorna.

- MAYUGO MAJO, J. (2003). *“Estudio constitutivo de materiales compuestos laminados sometidos a cargas cíclicas”*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- MARTINEZ MARTINEZ, R. (1998). *Materias primas para la rehabilitación de estructuras*. XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción-Materiales Compuestos: Diseño, Cálculo y Aplicación en Construcción. Marzo, España.
- MIRAVETE, A. (1995). *Los nuevos materiales en la construcción*. 2ª Edición. Zaragoza: Ed. Antonio Miravete
- MIRAVETE, A. (2000). *Materiales compuestos*. 1ª Edición, Vol. 1. Zaragoza: Ed. Antonio Miravete.
- MITCHELL, J. and VILLET, W. (1987). *Reinforcement of earth slopes and embankments*. Washington D.C.: NCHRP Report 290. Transportation Research.
- MORENO ROBLES, J. (2007). *Cálculo de cimentaciones superficiales*. Curso de Geotecnia para Infraestructuras. Madrid.
- MURUTS, M. and NAD, L. (1998). *Laminated glass fiber reinforced plastic (GFRP) bars in concrete structures*. 2nd International PhD Symposium in Civil Engineering. (pp 1-6). Budapest.
- NAVFAC72 (1986). *Design Manual 7.02: foundations and earth structures*. Naval Facilities Engineering Command Publicaciones Transmittal. Washington D.C.
- NCSR-02 (2004). *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación*. Comunidad de Madrid.
- OLIVARES SANTIAGO, M., GALÁN MARÍN, C. y ROA FERNÁNDEZ, J. (2003). *“Los composites: características y aplicaciones en la edificación”*. *Revista Informes de la Construcción*. 54 (484): 45-62.
- ORTUÑO ABAD, L. (2005). *Empujes sobre muros: muros convencionales*. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX.

- ORTIGAO, J. (1996). "FRP applications in geotechnical engineering". *ASCE 4th Materials Conference*. 1-11.
- ORTIGAO, J. and PALMEIRA, E. (1997). Optimised design for soil nailed walls. *Proceedings 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems* (pp 368-374). London: Thomas Telford
- O'ROURKE, D., DRUSCHEL, J. and NETRAVALI, N. (1990). "Shear strength characteristics of sand-polymer interfaces". *Journal of Geotechnical Engineering*. 116 (3): 451-469.
- OTEO MAZO, C. (1996). *Muros de tierra reforzada y muros ecológicos*. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 25-48) Septiembre, Santander.
- PAGÉS, S., COSTA, J., MAYUGO, J. y BLANCO N. (2002). *Tratamiento de la fatiga en el diseño estructural con materiales compuestos*. VIII Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos. (pp. 831-837). Gandía
- PAIKOWSKY, S., PLAYER, C. and CONNORS, P. (1995). "A dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid surfaces". *Journal Geotechnical Testing*. 18 (2): 168-193.
- PÁLOSSY, L., SCHARLE, P. and SZALATKAY, I. (1993). *Earth walls*. Budapest: Ed. Ellis Horwood Limited.
- PECK, R., HANSON, W. and THORNBURN, T. (2001). *Ingeniería de cimentaciones*. México: Ed. Limusa.
- POTYONDY, J. (1961). "Skin friction between various soils and construction materials". *Geotechnique*. 11 (4): 339-353.
- RAO, S., ALLAM, M. and ROBINSON, R. (1998). "Interfacial friction between sands and solid surfaces". *Proceedings Instn. Civil Engineering, Geotechnical Engineering*. 131: 75-82.

- RAYMOND, G. (1997). "Lateral pressure on cantilever walls". *Journal of Geotechnical Engineering*. 127-150.
- RECASENS, J. (2002). *Nuevas aplicaciones de los materiales compuestos en la construcción*. 16ª Jornadas de Materiales Compuestos/Plásticos Reforzados. Barcelona.
- RECOMMANDATIONS CLOUTERRE (1991). ENPC, Paris.
- ROCA RAMON, X. (2005). "Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos avanzados en la construcción de edificios industriales". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. Terrasa.
- RODRIGUEZ ORTIZ, J., SERRA GESTA, J. y OTEO MAZO, C. (1986). *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J. (2000). "Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid: plan de ampliación del Metro de Madrid 1995-1999". *Revista de Obras Públicas*. 3.405, 59-84.
- RODRIGUEZ ORTIZ, J. e HINOJOSA CABRERA, J. (1989). *Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, MOPU.
- ROM 0.5 (2005). *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*. Ministerio de Fomento, Puertos del Estado. España.
- ROSTÁSY, F. and BUDELMANN, H. (1994). *Principles of design of FRP tendons and anchorages for post-tensioned concrete*. ACI Int Symp on Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures. Vancouver, SP 138-22, pp 633-649.
- RUSSO, A. and ZUCCARELLO, B. (2007). "Experimental and numerical evaluation of the mechanical behaviour of GFRP sandwich panels". *Journal Composite Structures*. 81: 575-586.

- SANKEY, J. and SOLIMAN, A. (2004). *Tall wall mechanically stabilized Herat applications*. GeoTrans 2004. pp. 2149-2158.
- SANTAMARÍA ARIAS, J. (1996). *Colección de muros de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento*. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 423-434). Septiembre, Santander.
- SANTOS, A., CUELLAR, V. y PARDO DE SANTAYANA, F. (2007). *Spanish technical code DB SE-C for building foundations in the light of European Norm EN 1997-1*. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. (pp. 1795-1800). Septiembre, Madrid.
- SCHLOSSER, F. (1990). *Mechanically stabilized earth retaining structures in Europe*. Proceedings ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures (pp. 347-378). Ithaca, New York.
- SCHLOSSER, F. (1972). *“La terre armée. Recherches et réalisations”*. Che du Département de sols et fondations LCPC. Francia, 79-92.
- SORIANO PEÑA, A. (1996). *Contención de rellenos: muros, muelles y estribos de puentes*. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 11-23). Septiembre, Santander.
- TERZAGHI, K. (1920). *“Old earth-pressure theories and new test results”*. *Eg. News Record*. 85, 14: 632-637.
- TERZAGHI, K., PECK, R. and GHOLAMREZA, M. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. Third Edition. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- THE REINFORCED EARTH COMPANY (1995). *Apparent coefficient of friction, f^* to be used in the design of reinforced earth® structures*. Technical bulletin, MSE-6. Disponible en <http://www.recouisa.com/technicalbulletins.asp>.
- TRENTER, N. (2004). *“Approaches to the design of cantilever retaining walls”*. *Journal of Geotechnical Engineering*. 157: 27-35.

- TSAI, S. and HAHN, H. (1980). *Introduction to composite materials*. Technomic Publishing Company. Lancaster, PA.
- TSUBAKIHARA, Y., KISHIDA, H. and NISHIYAMA, T. (1993). "Friction between cohesive soils and steel". *Journal Soils and Foundations*. 33 (2): 145-156.
- UESUGI, M. and KISHIDA, H. (1986-a). "Influential factors of friction between steel and dry sands". *Journal Soils and Foundations*. 26 (2): 33-46.
- UESUGI, M. and KISHIDA, H. (1986-b). "Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel". *Journal Soils and Foundations*. 26 (4): 139-149.
- VALERO RUIZ, F. (2002). "Criterios para el proyecto de estructuras de suelo reforzado". *Revista Informes de la Construcción*. 54 (479): 29-41.
- VALERO RUIZ, F. (1996). *Muros de suelo reforzado con armaduras metálicas y paramento de hormigón: consideraciones, patología y corrección*. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos (pp. 113-128). Septiembre, Santander.
- VAN SANTVOORT, G. (1995). *Geosynthetics in civil engineering*. CUR/NGO Centre for Civil Engineering Research and Codes, Netherlands Geotextile Organization. Report 151. Ed. Balkema, Netherlands.
- VERMEER, P. (1990). "The orientation of shear bands in biaxial tests". *Journal of Geotechnique*. 40 (2): 223-236.
- WANG, Z. and RICHWIEN, W.(2002). "A study of soil-reinforcement interface friction". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 128 (1): 92-94.
- WARTMAN, J., RANDINEL-OVIEDO, E. and RODRIGUEZ-MAREK, A. (2006). "Performance and analyses of mechanically stabilized earth walls in the Tocomán, México earthquake". *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 20 (3): 287-299.

- WU, Z., WANG, X. and IWASHITA, K. (2007). State of the art of advanced FRP applications in civil infrastructure in Japan. Composites & Polycon, American Composites Manufacturers Association (pp. 1-13). October, Tampa-EEUU.

ANEJOS

ANEJO A:
COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES SEGÚN
DISTINTAS NORMATIVAS

ANEJO A: COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES SEGÚN DISTINTAS NORMATIVAS

A.1. Código Técnico de la Edificación

Situación de dimensionado	Tipo	γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5	1,0	1,0	1,0
	Vuelco				
	A. Estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	A. Desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad Global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad Estructural	-	-	1,6	1,0
Extraordinaria	Hundimiento	2,0	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1	1,0	1,0	1,0
	Vuelco				
	A. Estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	A. Desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad Global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad Estructural	-	-	1,0	1,0

siendo:

γ_R , coeficiente de seguridad parcial de resistencia.

γ_M , coeficiente de seguridad parcial para propiedades de los materiales.

γ_E , coeficiente de seguridad parcial para el efecto de las acciones.

γ_F , coeficiente de seguridad parcial para las acciones.

A.2. Eurocódigo 7.

A.2.1. Verificación de estado límite de equilibrio (EQU)

γ_F , factores parciales de las acciones.

Acción	Símbolo	FS	
Permanente	No favorable	$\gamma_{G,dst}$	1,1
	Favorable	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Variable	No favorable	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
	Favorable	$\gamma_{Q,est}$	0

γ_M , factores parciales de parámetros del suelo.

Parámetro del suelo	Símbolo	FS
Ángulo de resistencia al corte (aplicado a $tg\phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistencia al corte no drenada	γ_{cu}	1,4
Resistencia no confinada	γ_{qu}	1,4
Densidad	γ_{γ}	1,0

A.2.2. Verificación de estado límite estructural (STR) y geotécnico (GEO).

γ_F , factores parciales de las acciones o γ_E , del efecto de las acciones

Acción	Símbolo	Set A1	Set A2
Permanente	No favorable	1,35	1,0
	Favorable	1,0	1,0
Variable	No favorable	1,5	1,3
	Favorable	0	0

γ_M , factores parciales de parámetros del suelo.

Parámetro del suelo	Símbolo	Set M1	Set M2
Ángulo de resistencia al corte (aplicado a $tg\phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistencia al corte no drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistencia no confinada	γ_{qu}	1,0	1,4
Densidad	γ_{γ}	1,0	1,0

γ_R , factores parciales de resistencias para estructuras de contención.

Resistencia	Símbolo	Set R1	Set R2	Set R3
Capacidad de carga	$\gamma_{R;V}$	1,0	1,4	1,0
Resistencia al deslizamiento	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0
Resistencia de tierras	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4	1,0

Combinación de acciones para GEO/STR

Aproximación de diseño 1:

- Combinación 1 = A1 + M1 + R1
- Combinación 2 = A2 + M2 + R2

Aproximación de diseño 2: A1 + M1 + R2

Aproximación de diseño 3: (A1 o A2) + M2 + R3

A.3. Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural

Estabilidad	Acción	FS
Externa		
Coef. Mayoración	Peso propio macizo	1,35
	Empuje trasdós terreno	1,35
	Sobrecarga sobre macizo	1,50
	Empuje trasdós sobrecarga	1,50
	Caso sísmico	1,00
Coef. Seguridad	(c/acciones mayoradas)	
	Deslizamiento	1,20
	Vuelco	1,50
	Hundimiento	1,50
Interna		
Coef. Mayoración	Peso propio macizo	1,35
	Empuje trasdós terreno	1,35
	Sobrecarga sobre macizo	1,50
	Empuje trasdós sobrecarga	1,50
	Caso sísmico	1,00
Coef. Seguridad	Tracción en armaduras	1,50 y 1,65
	Rozamiento tierra-armadura	1,35 y 1,50

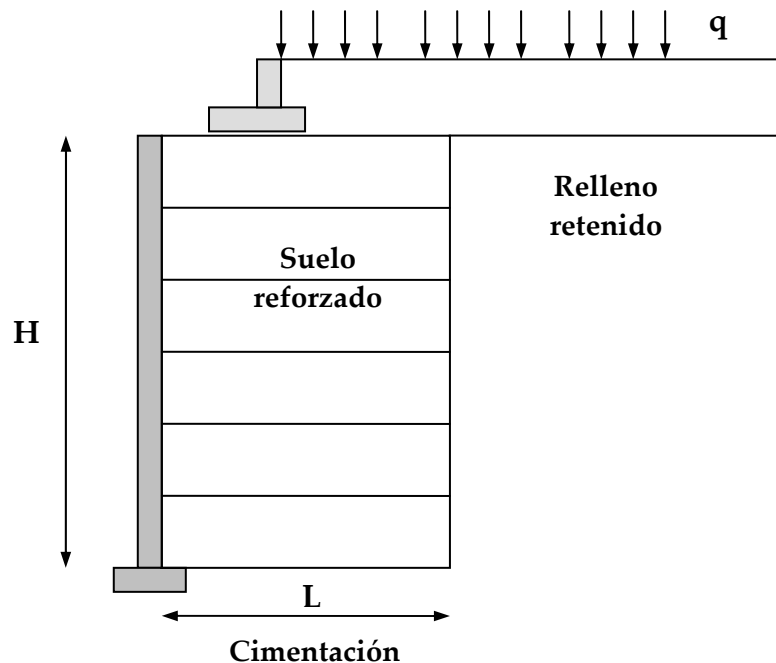
Nota: los coeficientes de seguridad para análisis de estabilidad interna, son empleados respectivamente para el diseño de muros (valor de la izquierda) y para el diseño de estribos (valor de la derecha).

ANEJO B:

**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE TIERRA
MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA**

ANEJO B: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADA

En este anejo se presenta una metodología general para el diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada, la cual recoge las recomendaciones presentadas en distintos manuales de diseño y normativas.



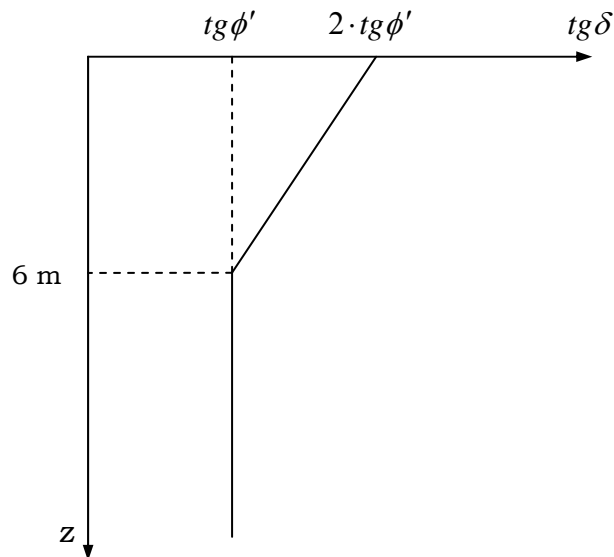
1.- Antecedentes preliminares

(a) Antes de realizar el diseño estructural de los MTME (estabilidad interna y estabilidad externa), se deben definir (o estimar) los parámetros geotécnicos de los materiales incluidos en el diseño y la configuración geométrica de la estructura. Los antecedentes a definir, son los siguientes:

Material	Densidad (t/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (t/m ²)
Suelo reforzado	γ_1	ϕ_1	0
Relleno retenido	γ_2	ϕ_2	0
Suelo cimentación	γ_3	ϕ_3	c_3

Además de estos parámetros, es necesario determinar el coeficiente de rozamiento suelo-armadura ($tg\delta$) para los cálculos de estabilidad interna. Según Mitchell y Villet (1987), se puede asumir lo siguiente para estimar este valor:

Entre H y $z_0 = 6$ m, $tg\delta$ varía linealmente desde $2 \cdot tg\phi'$ a $tg\phi'$. Bajo z_0 el valor de $tg\delta$ permanece constante.



Para un dimensionamiento preliminar, se puede asumir que $tg\delta$ es igual a $tg\phi_1$. El valor de $tg\delta$ puede ser remplazado por F^* , que corresponde al coeficiente aparente de rozamiento suelo-armadura, y que puede ser obtenido a partir de las siguientes fórmulas:

$$F^* = F_o^* \cdot \left(1 - \frac{z}{z_o}\right) + tg \phi_1 \cdot \frac{z}{z_o} \text{ para } z \leq z_o, \text{ siendo } z_o = 6 \text{ m}$$

$$F^* = tg \phi_1 \text{ para } z > z_o$$

$$F_o^* = 1,2 + \log_{10} C_u$$

Finalmente, en el caso del relleno retenido la cohesión se asume igual a cero, para determinar los empujes a largo plazo.

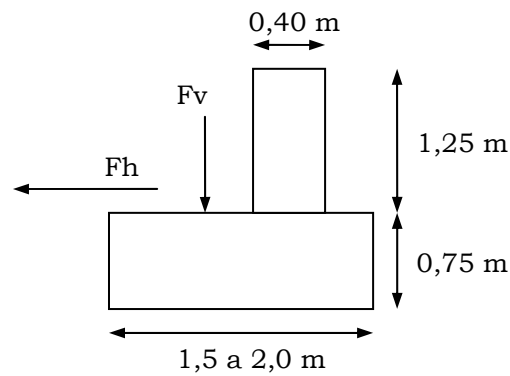
(b) Para el dimensionamiento del MTME, otros datos previos de diseño a estimar son los siguientes:

Sobrecarga de tráfico: $q = 10 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ (aplicada en toda la plataforma superior uniformemente repartida).

Longitud de armaduras: $L \geq 0,7 \cdot H$

Además de estos antecedentes, es necesario determinar o estimar el coeficiente de uniformidad del suelo (C_u) y el coeficiente sísmico. Si no se dispone de información sobre el coeficiente de uniformidad, asumir $C_u \geq 4$.

Si sobre el muro de tierra reforzada se coloca una viga cargadero, será necesario definir su peso propio, y las fuerzas verticales y horizontales que actúen sobre dicha viga $\gamma_{HOR} = 2,4 \text{ (t/m}^3\text{)}$.



(c) Definir los coeficientes parciales a ser adoptadas en el cálculo de la estabilidad externa e interna de la estructura.

Tabla 1. Coeficientes de mayoración y seguridad

		FS
Estabilidad externa		
Coef. Mayoración	Peso propio macizo	1,35
	Empuje trasdós terreno	1,35
	Sobrecarga sobre macizo	1,50
	Empuje trasdós sobrecarga	1,50
	Caso sísmico	1,00
Coef. Seguridad	(c/acciones mayoradas)	
	Deslizamiento	1,20
	Vuelco	1,50
	Hundimiento	1,50
Estabilidad interna		
Coef. Mayoración	Idem estabilidad externa	
Coef. Seguridad	Tracción en armaduras	1,50 y 1,65
	Rozamiento tierra-armadura	1,35 y 1,50

Nota: los coeficientes de seguridad para análisis de estabilidad interna, son empleados respectivamente para el diseño de muros (valor de la izquierda) y para el diseño de estribos (valor de la derecha).

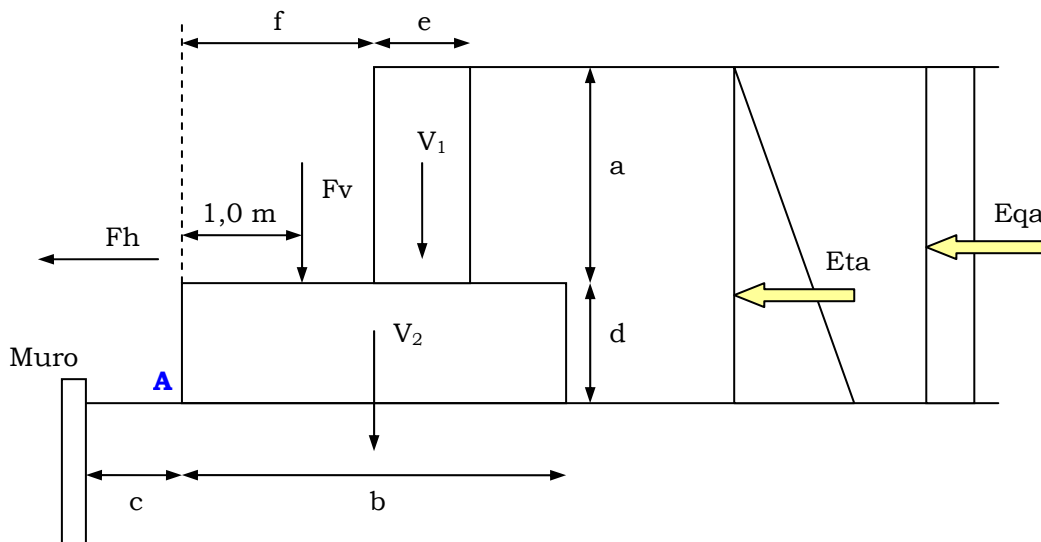
2.- Evaluación de la estabilidad externa

Para muro con paramento vertical y con relleno horizontal:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_2}{2}\right) \text{ con } \phi_2 \text{ correspondiente a relleno retenido}$$

2.1. Viga cargadero

Se evaluará la estabilidad externa de la viga cargadero antes de realizar la evaluación de la estabilidad externa del macizo de tierra reforzada.



Cargas verticales:

$$V_1 = \gamma_{HOR} \cdot a \cdot e \cdot (\text{coef. mayoración})$$

$$V_2 = \gamma_{HOR} \cdot b \cdot d \cdot (\text{coef. mayoración})$$

Luego: $\sum F_{V_1} = V_1 + V_2 + F_V$ (no olvidar mayorar F_V)

Cargas horizontales:

$$E_{ta} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot (a + d)^2 \cdot K_a \cdot (\text{coef. mayoración})$$

$$E_{qa} = q \cdot (a + d) \cdot K_a \cdot (\text{coef. mayoración})$$

Luego: $\sum F_{h_1} = F_h + E_{qa} + E_{ta}$ (no olvidar mayorar F_h)

(a) Seguridad al deslizamiento

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{V_1} \cdot \text{tg} \phi_1}{\sum F_{h_1}} \geq 1,2$$

(b) Excentricidad

La excentricidad debe cumplir la relación $e < \frac{b}{6}$

$$e = \frac{b}{2} - \left(\frac{\sum M_{RA} - \sum M_O}{\sum Fv_1} \right)$$

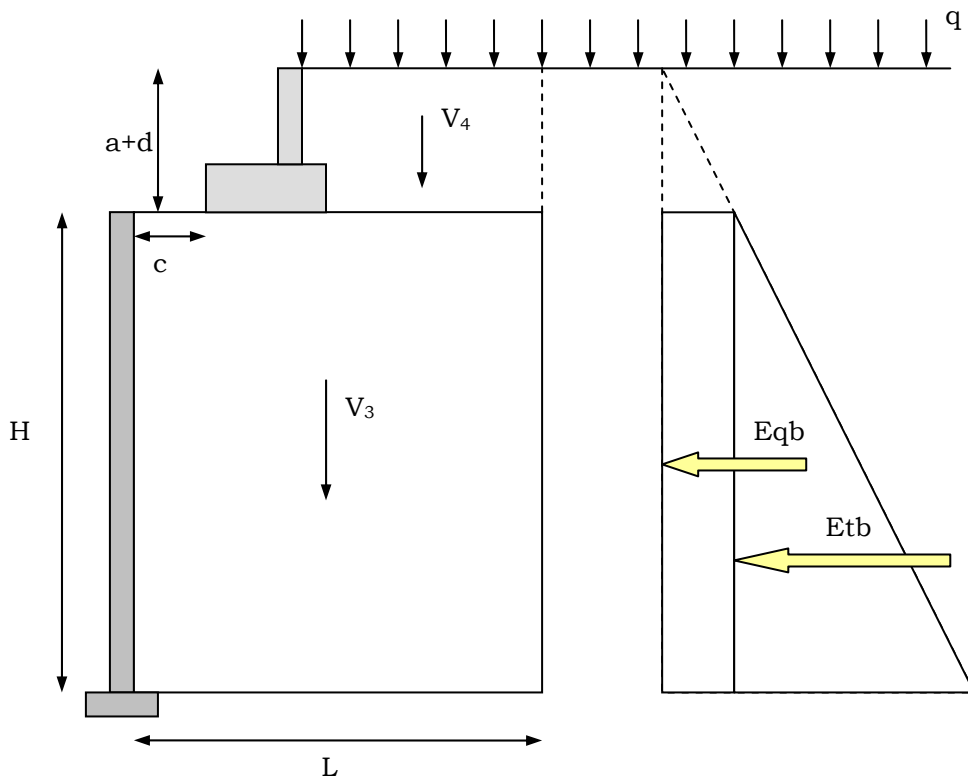
$$\sum M_{RA} = Fv_1 \cdot 1,0 + V_1 \cdot \left(f + \frac{e}{2} \right) + V_2 \cdot \frac{b}{2}$$

$$\sum M_O = Fh_1 \cdot d + E_{ta} \cdot \frac{(a+d)}{3} + E_{qa} \cdot \frac{(a+d)}{2}$$

(c) Comprobación capacidad de carga

$$\sigma_v = \frac{\sum Fv_1}{b-2e} < 200 \text{ KPa} \text{ (propuesta por Meyerhof)}$$

2.2. Macizo de tierra reforzada



Cargas verticales:

$$V_3 = \gamma_1 \cdot H \cdot L \cdot (\text{coef. mayoración}) \text{ (macizo)}$$

$$V_4 = \gamma_2 \cdot (a + d) \cdot L \cdot (\text{coef. mayoración}) \text{ (suelo sobre macizo)}$$

$$V_5 = q \cdot L \cdot (\text{coef. mayoración}) \text{ (sobrecarga)}$$

$$P_{\text{neto}} = \sum Fv_1 - [\gamma_2 \cdot (a + d + 0,5) \cdot b] \text{ (de viga cargadero)}$$

Luego: $\sum Fv_2 = V_3 + V_4 + V_5 + P_{\text{neto}}$

Cargas horizontales:

$$E_{tb} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot H^2 \cdot K_a \cdot (\text{coef. mayoración})$$

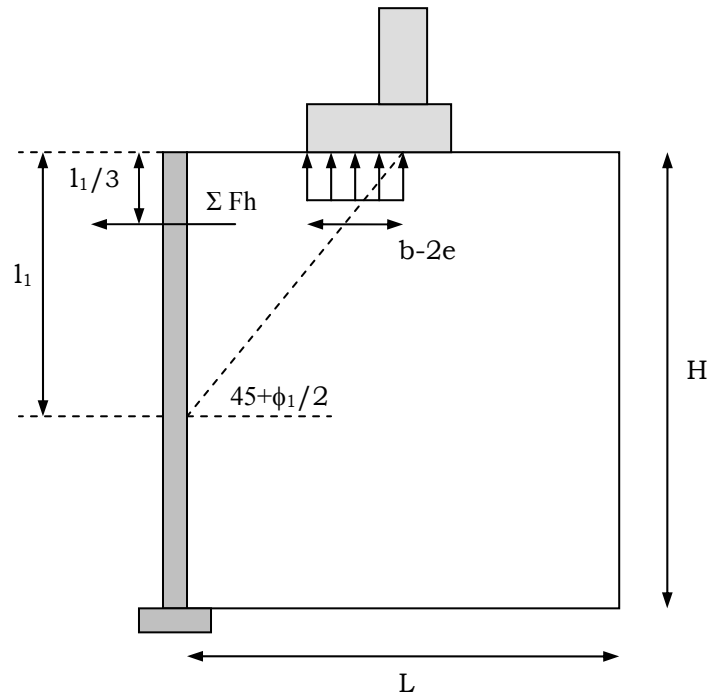
$$E_{qb} = q \cdot H \cdot K_a \cdot (\text{coef. mayoración})$$

Luego: $\sum Fh_2 = Eqb + Etb$

(a) Seguridad al deslizamiento

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum Fv_2 \cdot \text{tg} \phi_2}{\sum Fh_2} \geq 1,2$$

(b) Excentricidad



La excentricidad debe cumplir la relación $e < \frac{L}{6}$

$$e' = \frac{L}{2} - \frac{(\sum M_R - \sum M_{V5}) - \sum M_o}{\sum F_{V2} - V_5}$$

$$\sum M_R = \frac{L}{2} \cdot (V_3 + V_4 + V_5) + P_{neto} \cdot \left(c + \frac{\sum M_{RA}}{\sum F_{V1}} \right)$$

$$\sum M_o = E_{tb} \cdot \frac{H}{3} + E_{qb} \cdot \frac{H}{2} + \left[(Fh + E_{ta} + E_{qa}) \cdot \left(H - \frac{l_1}{3} \right) \right]$$

$$\sum M_{V5} = V_5 \cdot \frac{L}{2}$$

(c) Comprobación capacidad de carga

$$\sigma_v = \frac{\sum Fv_2}{L - 2e'} < \frac{q_{ult}}{FS} \quad (\text{propuesta por Meyerhof})$$

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot L \cdot N_\gamma \quad \text{considerando que } c = 0$$

3.- Evaluación de la estabilidad interna

(a) Para evaluar la estabilidad interna del MTME, se debe seleccionar inicialmente en forma tentativa tanto el espaciamiento vertical como horizontal de las armaduras de refuerzo. Además, se debe definir el tipo y sección del panel, y la cantidad de tiras a colocar por panel.

Valores usuales empleados:

- Placas de 1,5*1,5 m de sección y 0,18 m de ancho
- Espaciamiento vertical (Sv) de 0,75 m
- Espaciamiento horizontal (Sh) de 0,75 m
- 4 tiras de refuerzo por placa
- $e_{tiras} = 3$ mm lisas y 5 mm con resaltes (espesor)
- $b_{tiras} = 60$ ó 80 mm (ancho)

(b) A partir del coeficiente activo de Rankine para el suelo reforzado, se determina el coeficiente K_r para obtener la tensión horizontal a cada nivel de armaduras, lo cual se hace de la siguiente forma:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad \text{con } \phi_1 \text{ correspondiente al suelo reforzado}$$

A partir de este valor de K_a , determinar K_r para los distintos niveles a partir de las siguientes formulaciones:

$$K_r(z) = K_a \cdot \Omega_1 \cdot \left[1,6 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] \quad \text{si } 0 < z < 6 \text{ m y } z_0 = 6$$

$$K_r(z) = K_a \cdot \Omega_1 \quad \text{si } z \geq 6 \text{ m}$$

Para armaduras lineales, $\Omega_1 = 1,0$

Para armaduras tipo malla, $\Omega_1 = 1,2$

(c) Cálculo de la tensión horizontal para cada nivel de armaduras

$$\sigma_v(z) = \gamma \cdot z + q + \Delta\sigma_v$$

$$\sigma_h(z) = \sigma_v(z) \cdot K_r(z) + \Delta\sigma_h$$

(d) Cálculo de la tensión máxima en las armaduras a cada nivel de refuerzo.

$$T_{m\acute{a}x}(z) = \sigma_h(z) \cdot S_v \cdot S_h$$

Donde:

$\sigma_h(z)$ = tensión horizontal a cada nivel de refuerzo

S_v = espaciamiento vertical entre tiras de refuerzo

S_h = espaciamiento horizontal entre tiras de refuerzo

(e) Cálculo de la resistencia a la rotura de las armaduras (Terzaghi et al, 1996)

Se debe determinar la resistencia a la rotura de las armaduras que debe ser mayor que la $T_{m\acute{a}x}$ calculada previamente, considerando solo el espesor útil y dividido por un coeficiente de seguridad.

$$FS_{rotura} = \frac{f_y \cdot b \cdot e_c}{\sigma_h \cdot S_v \cdot S_h} = \frac{T_a}{T_{m\acute{a}x}}$$

$$T_{m\acute{a}x} \leq \frac{T_a}{FS}$$

Donde:

f_y = límite de fluencia del acero

b = ancho de la tira

$e_c = e - e_s$, siendo e espesor de la tira y e_s espesor de sacrificio.

Según normativas españolas, se deben adoptar los siguientes valores:

Acero dulce tipo A-37 grados c o d (UNE 36080-73), con alargamiento en rotura $\geq 18\%$

$$f_y = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$e_s = 1 \text{ mm obras normales 70 años}$$

$$e_s = 1,5 \text{ mm obras normales 100 años}$$

Además, acero galvanizado deberá tener espesor de zinc mínimo de 70μ (500 g/m²).

(f) Resistencia al arrancamiento

La tensión de arrancamiento debe ser determinada como (Terzaghi et al, 1996):

$$t_{\text{arrancamiento}} = 2 \cdot b \cdot L_e \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta$$

Donde:

L_e = longitud de la tira embebida en la zona resistente

δ = ángulo de fricción entre la tira y el relleno.

$$FS_{\text{arrancamiento}} = \frac{2 \cdot b \cdot L_e \cdot \tan \delta}{K_r \cdot S_v \cdot S_h}$$

Donde:

$$L_e = L - 0,3 \cdot H \text{ entre } H/2 \text{ y } H$$

$$L_e = L - 0,6 \cdot (H - z) \text{ entre } 0 \text{ y } H/2$$

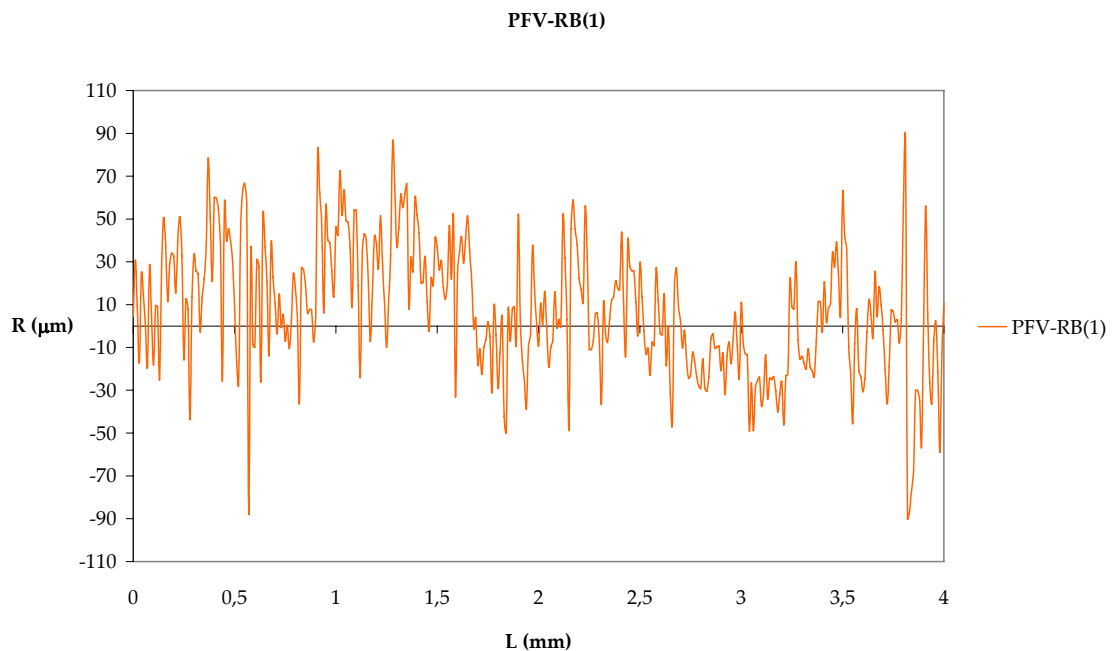
ANEJO C:

**PERFILES DE ALTURA DE PLACAS EN COMPOSITES
MEDIDAS CON PERFILÓMETRO**

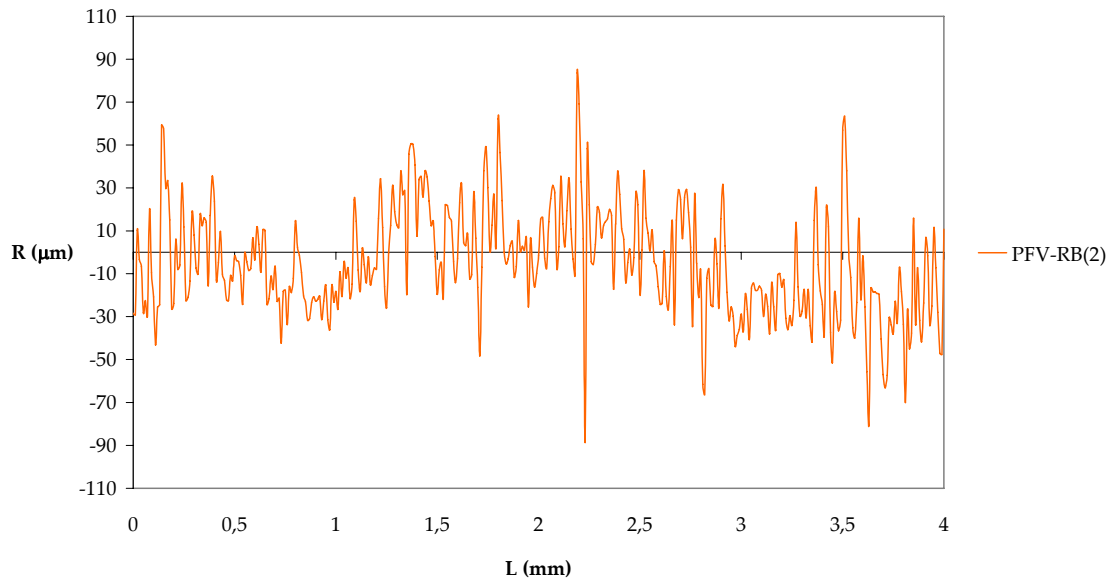
ANEJO C: Perfiles de altura de placas en materiales compuestos medidas con perfilómetro

En el presente Anejo se presentan las gráficas de todos los perfiles de altura de las placas fabricadas en materiales compuestos, las que han sido obtenidas mediante un equipo de perfilometría. Los perfiles de altura se han dividido por tipo de rugosidad.

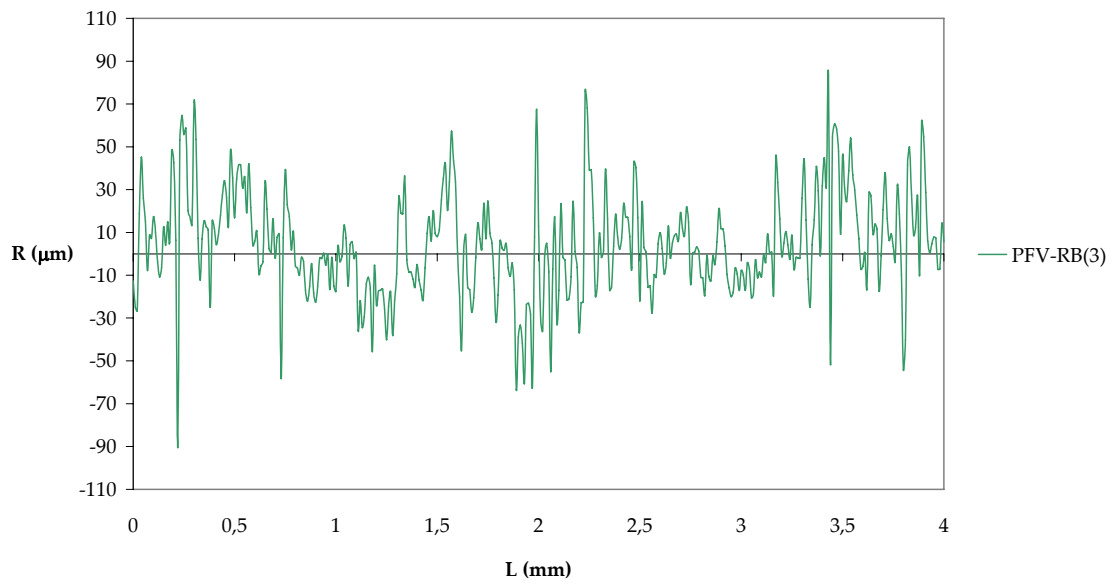
Rugosidad 1: Placas de fibra de vidrio con rugosidad baja (PFV-RB)



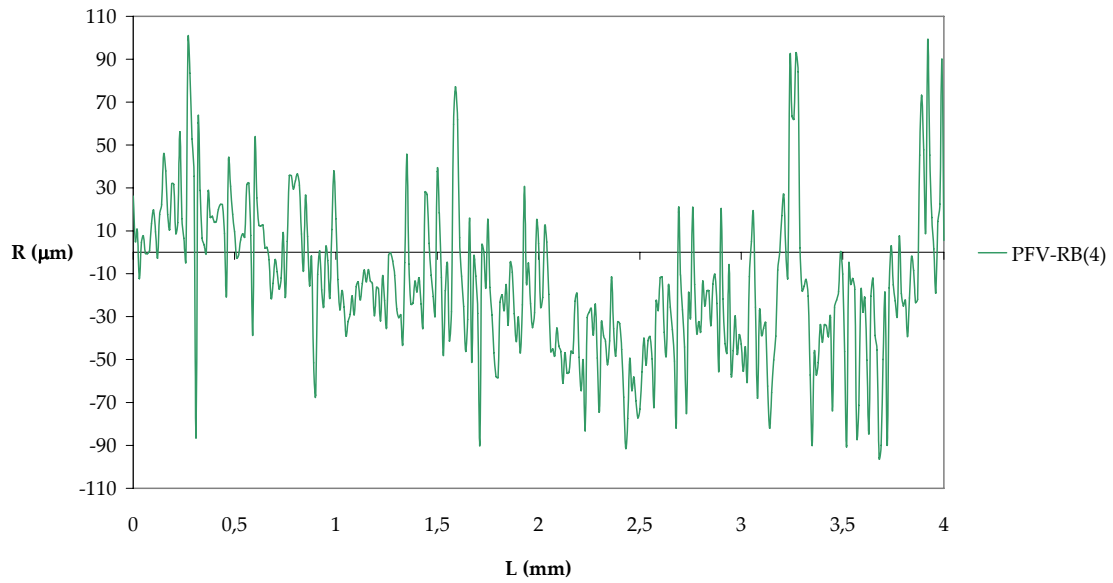
PFV-RB(2)



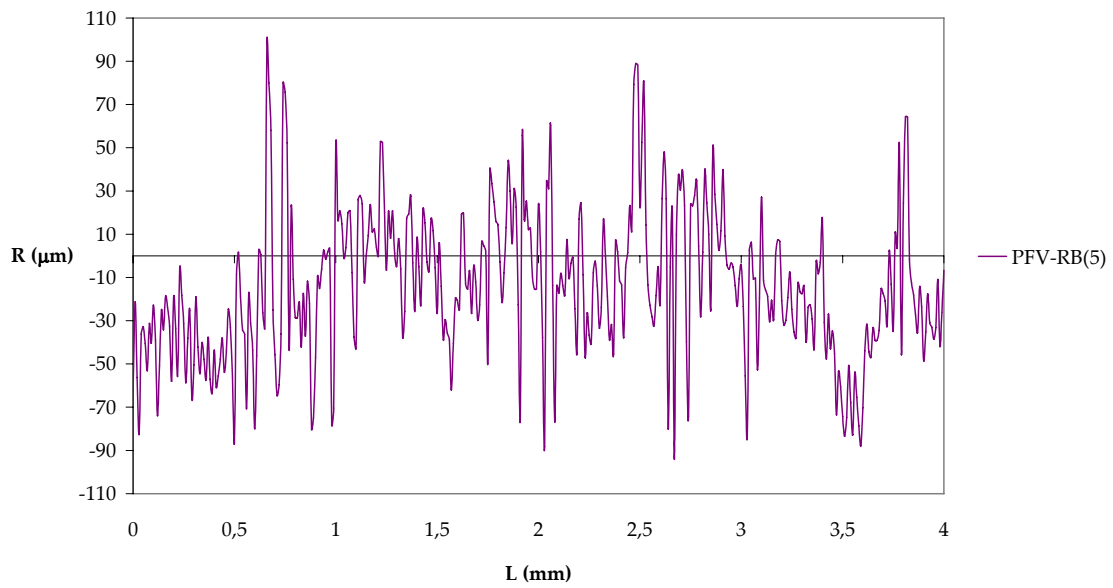
PFV-RB(3)



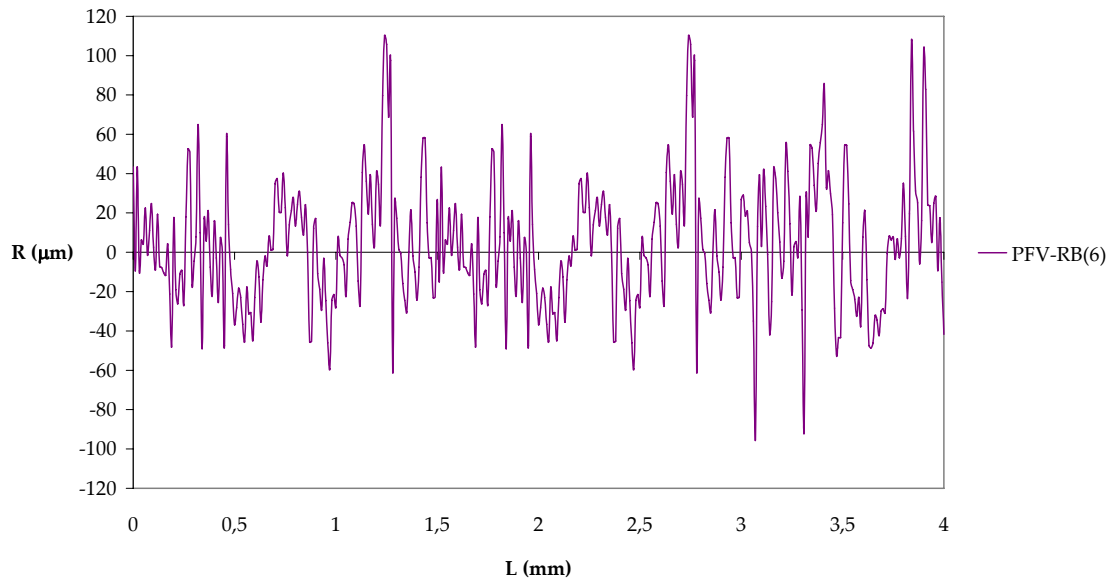
PFV-RB(4)



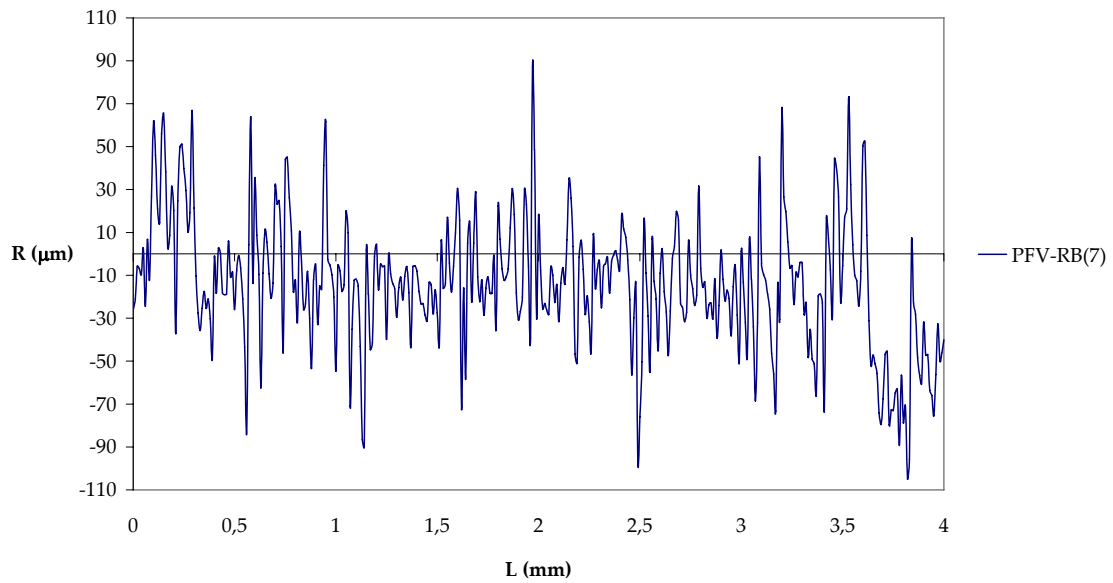
PFV-RB(8)



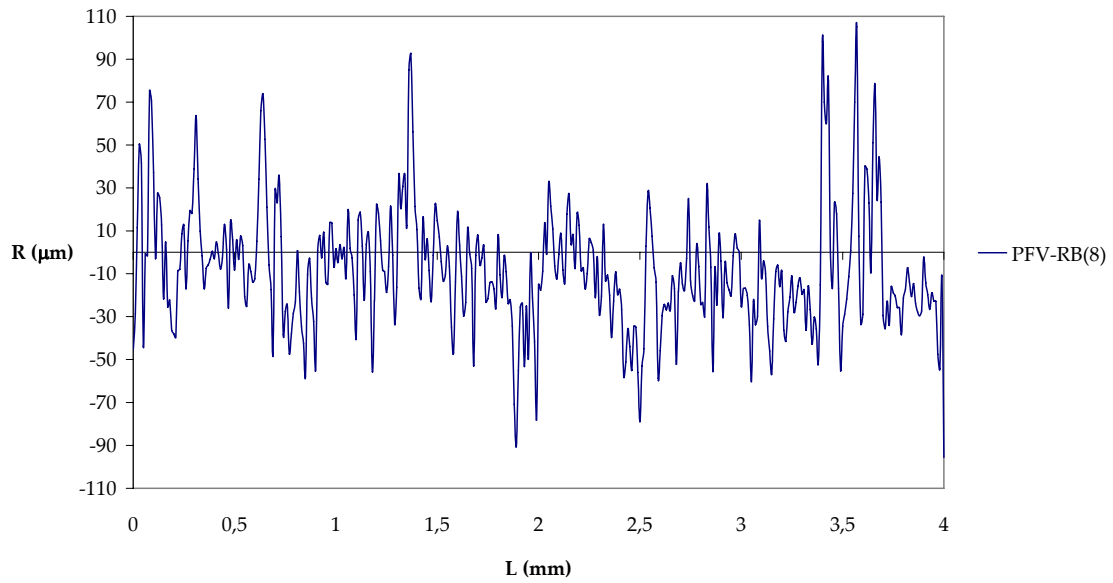
PFV-RB(6)



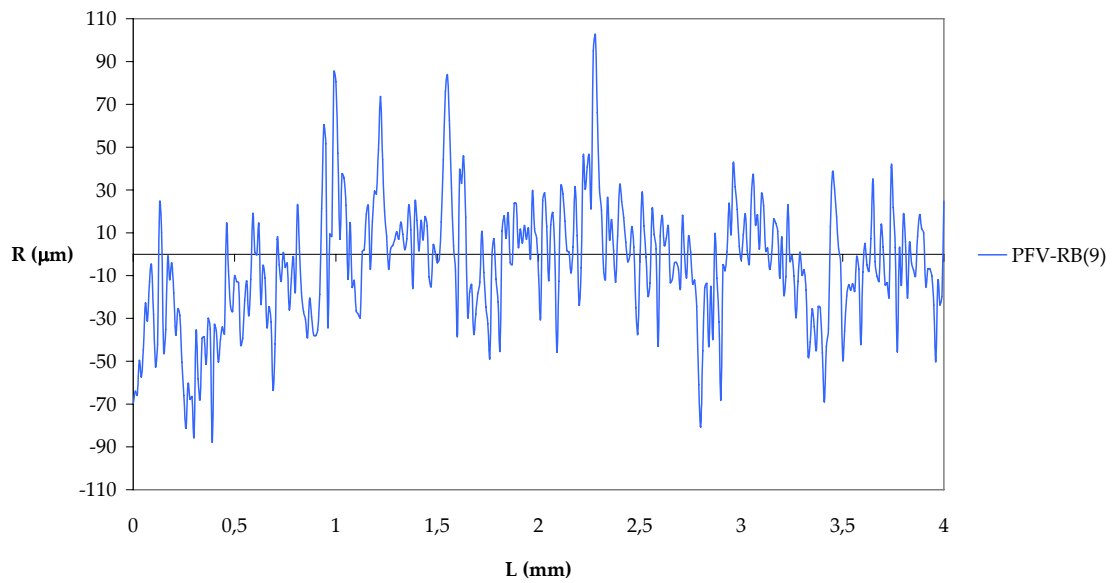
PFV-RB(7)

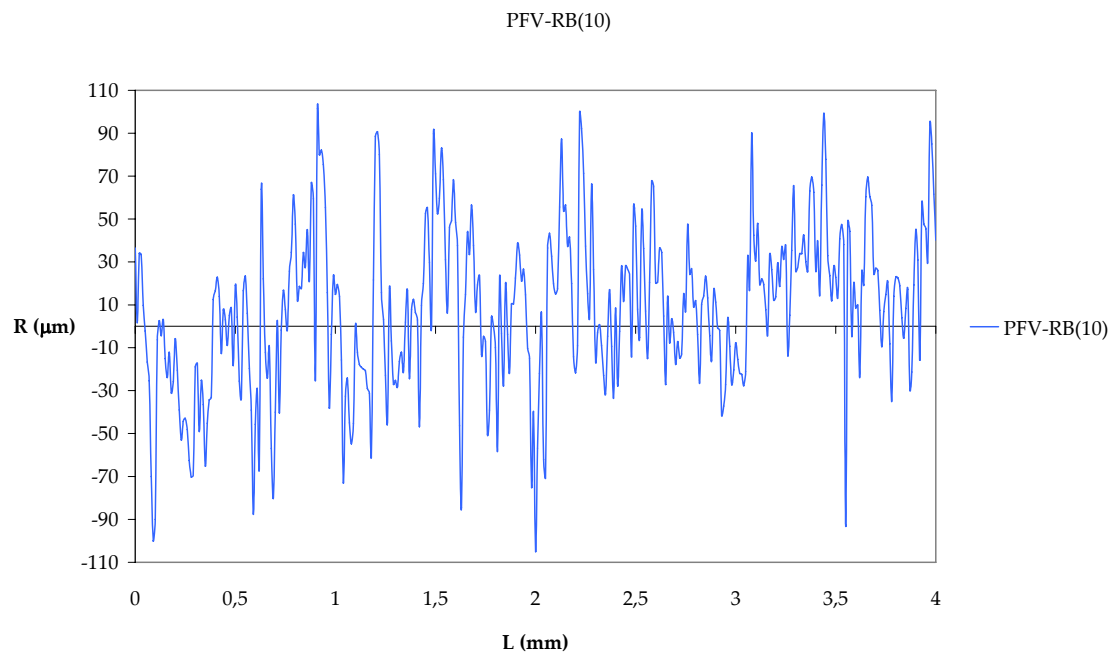


PFV-RB(8)

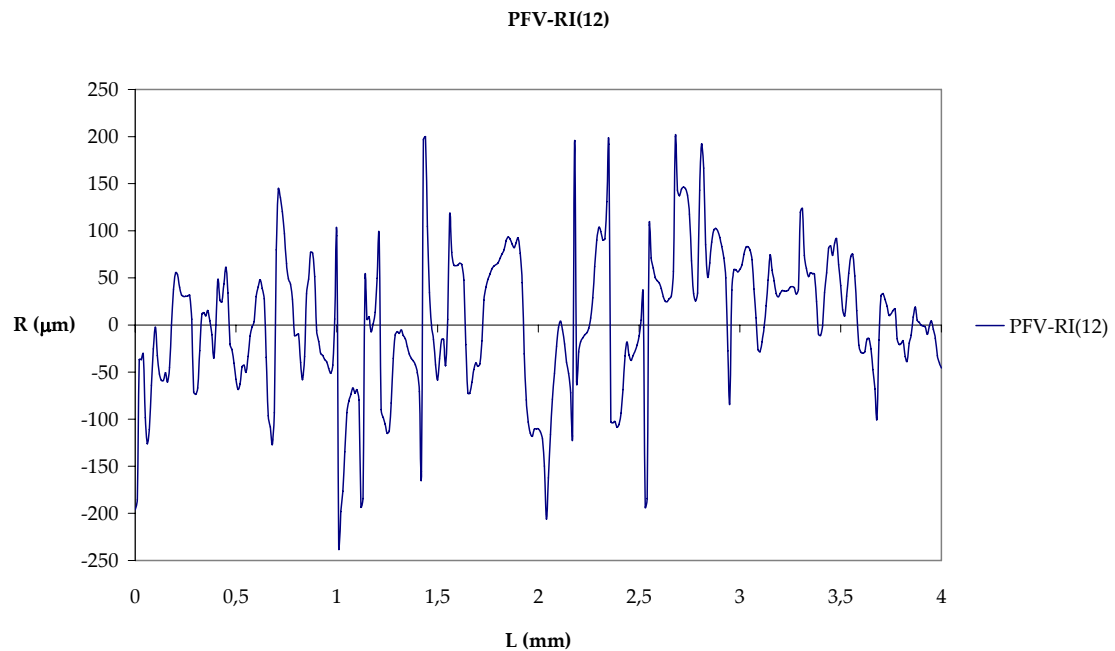
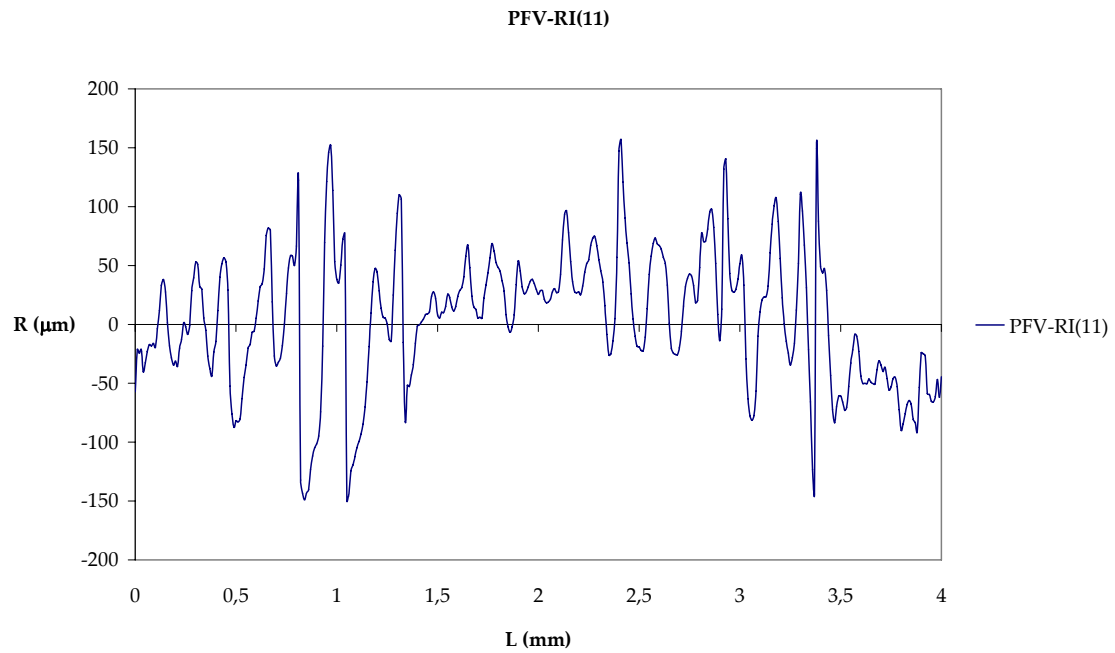


PFV-RB(9)

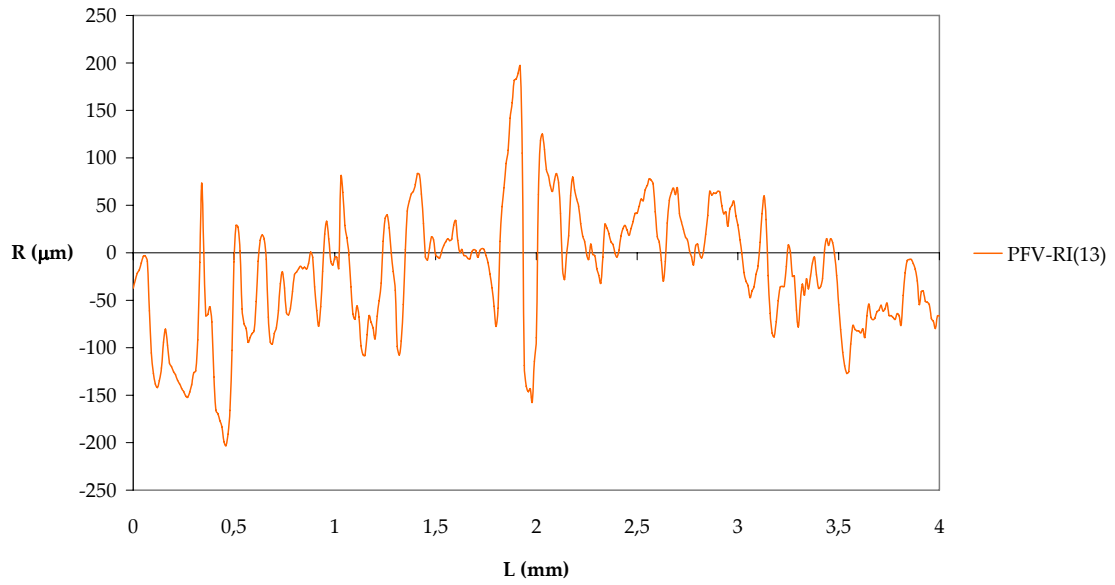




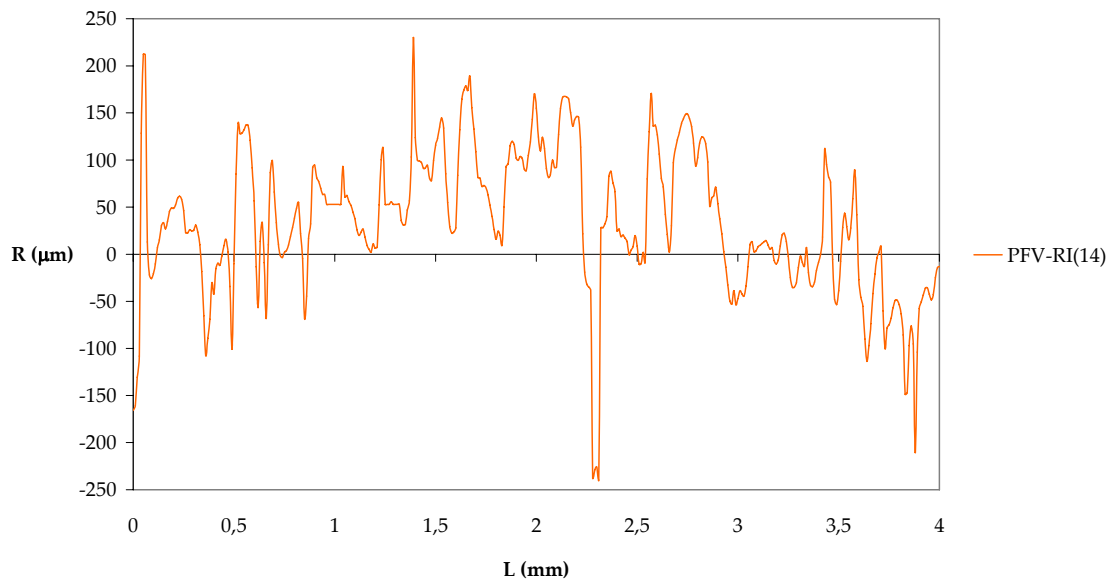
Rugosidad 2: Placas de fibra de vidrio con rugosidad intermedia (PFV-RI)

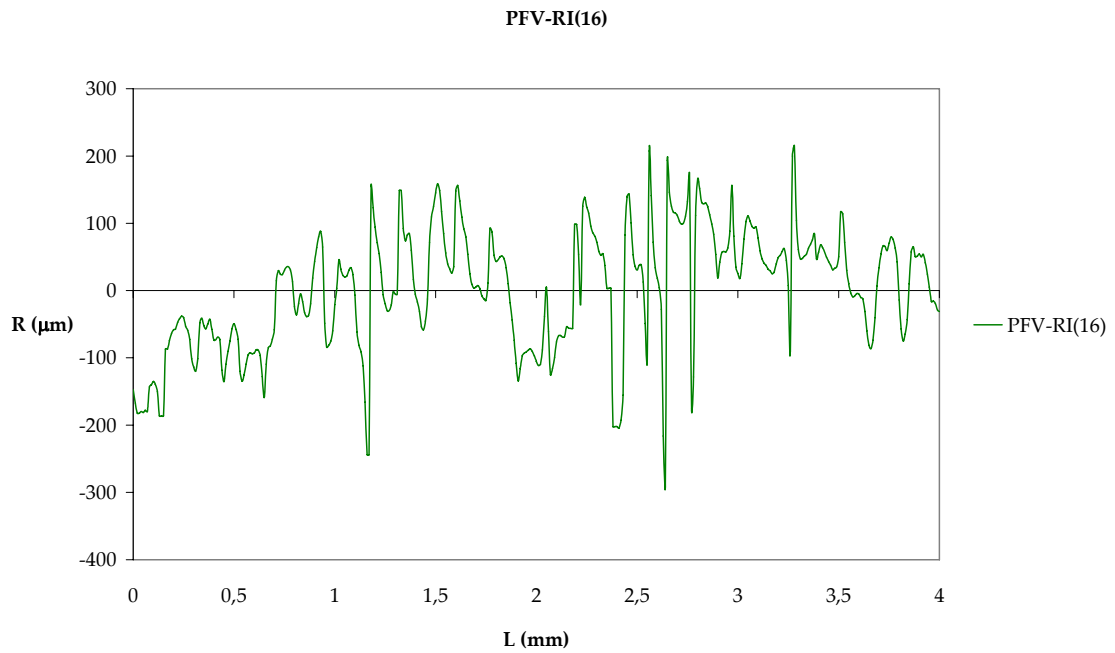
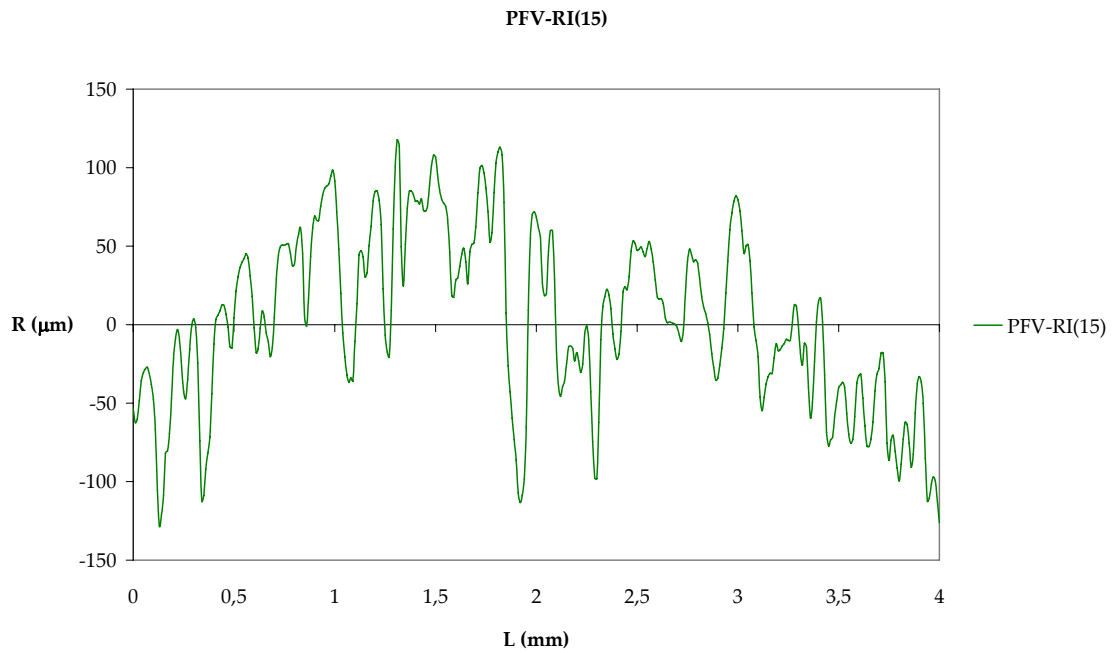


PFV-RI(13)

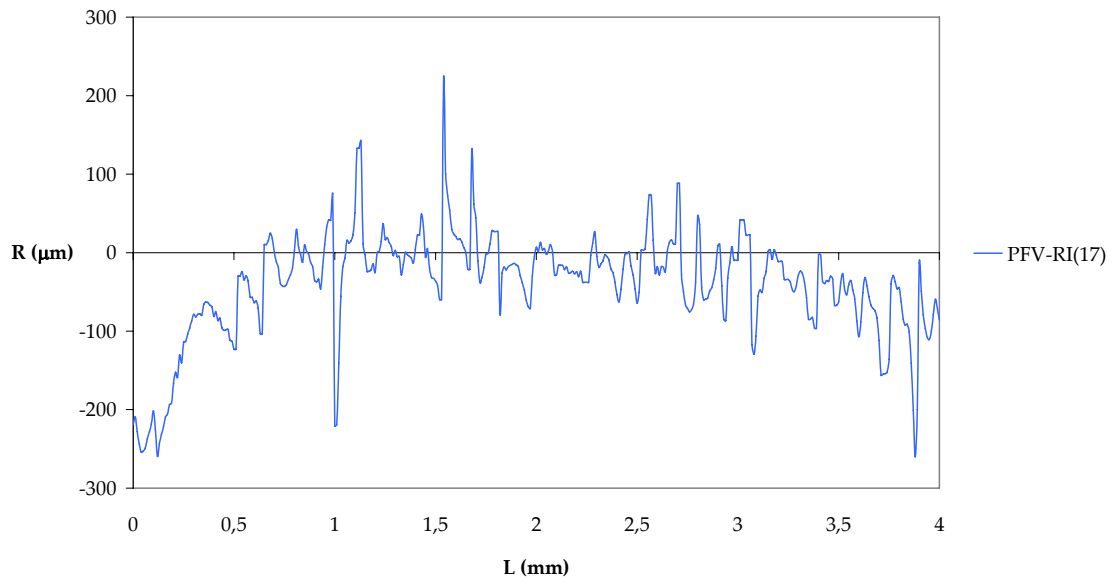


PFV-RI(14)

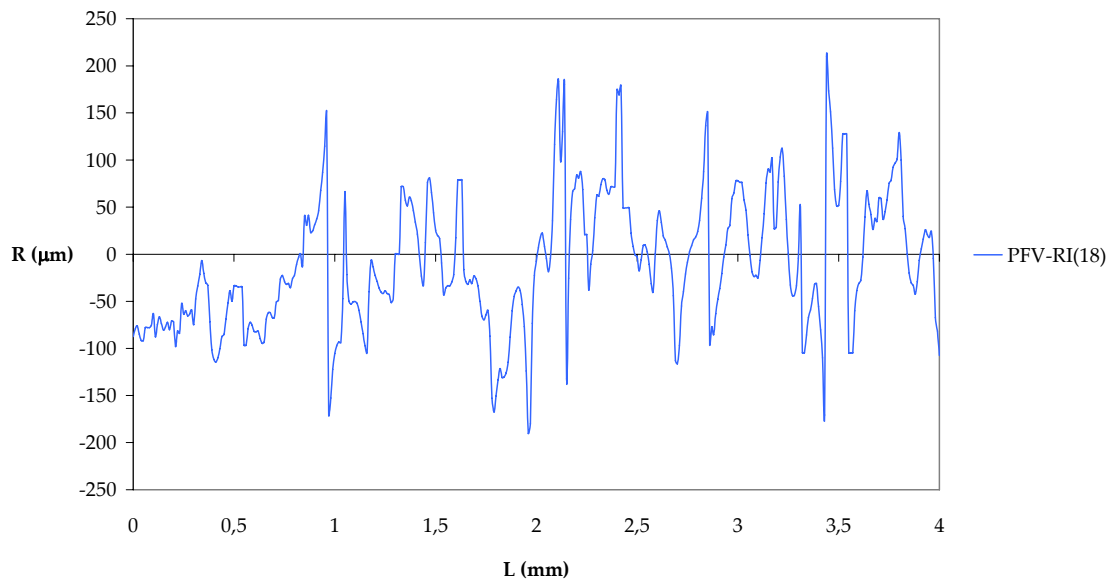




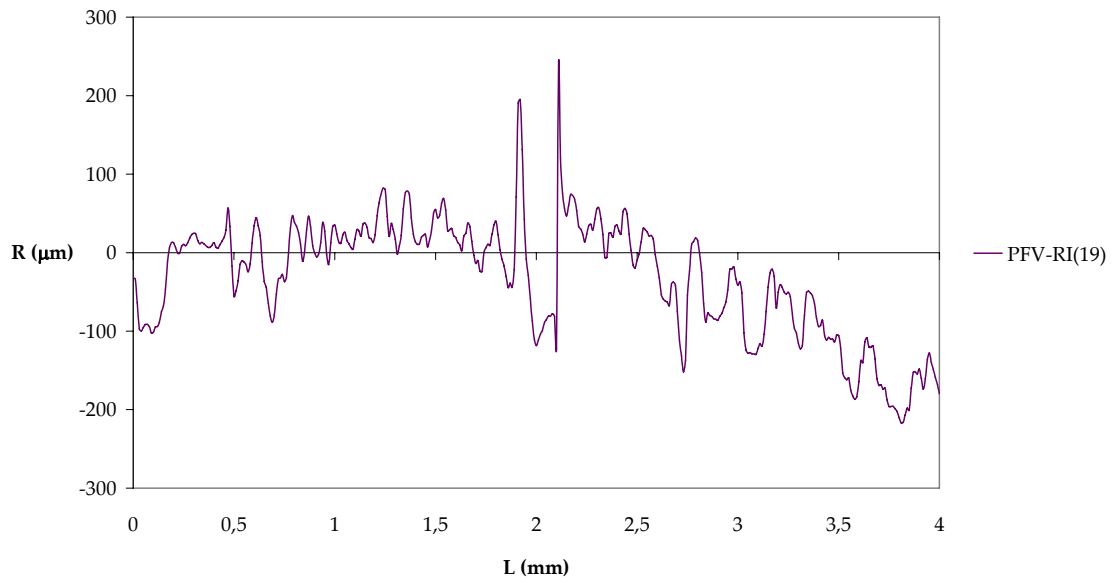
PFV-RI(17)



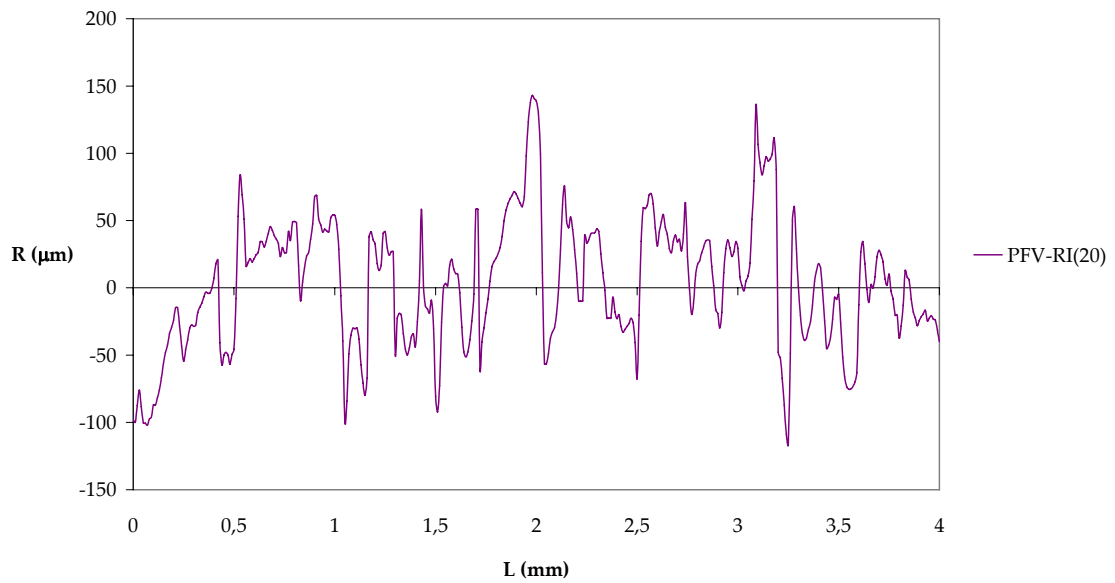
PFV-RI(18)



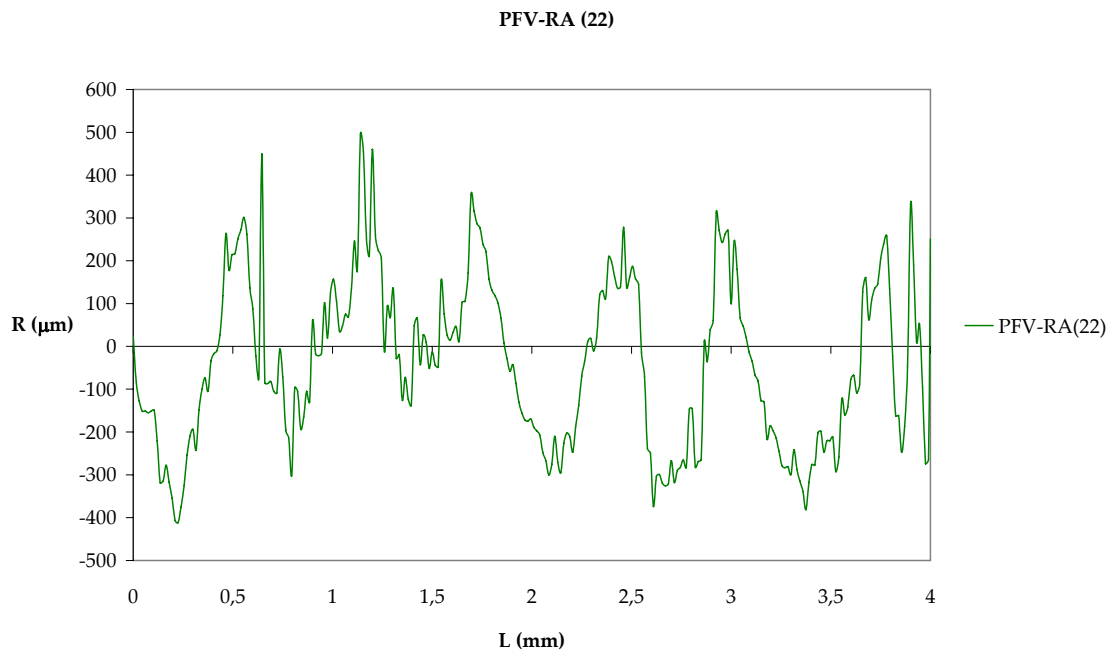
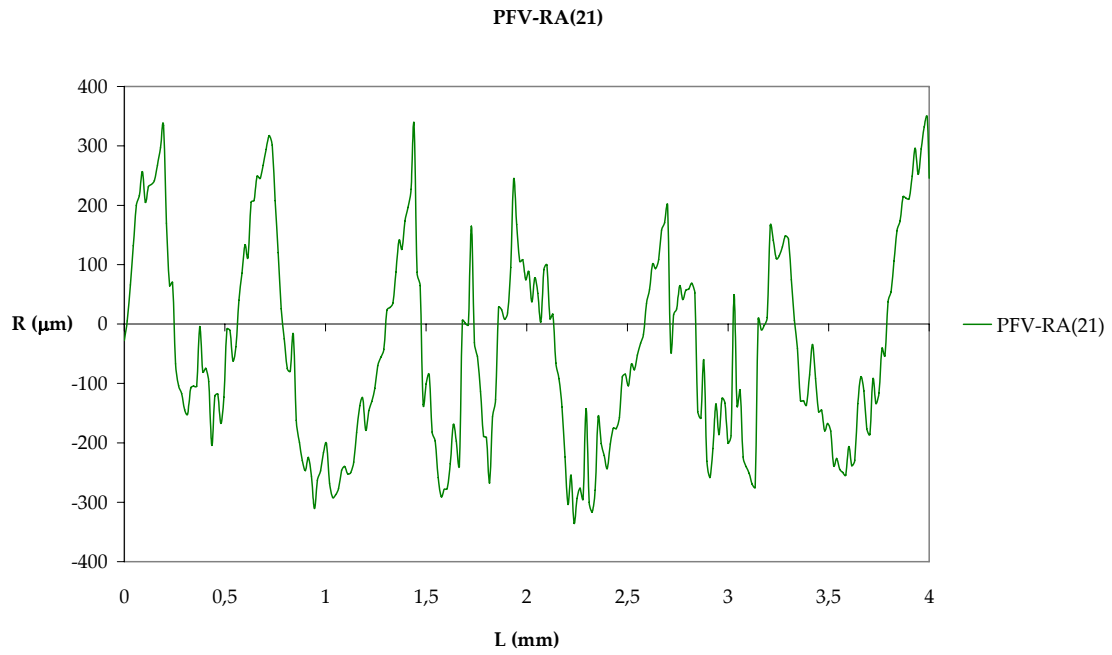
PFV-RI(19)

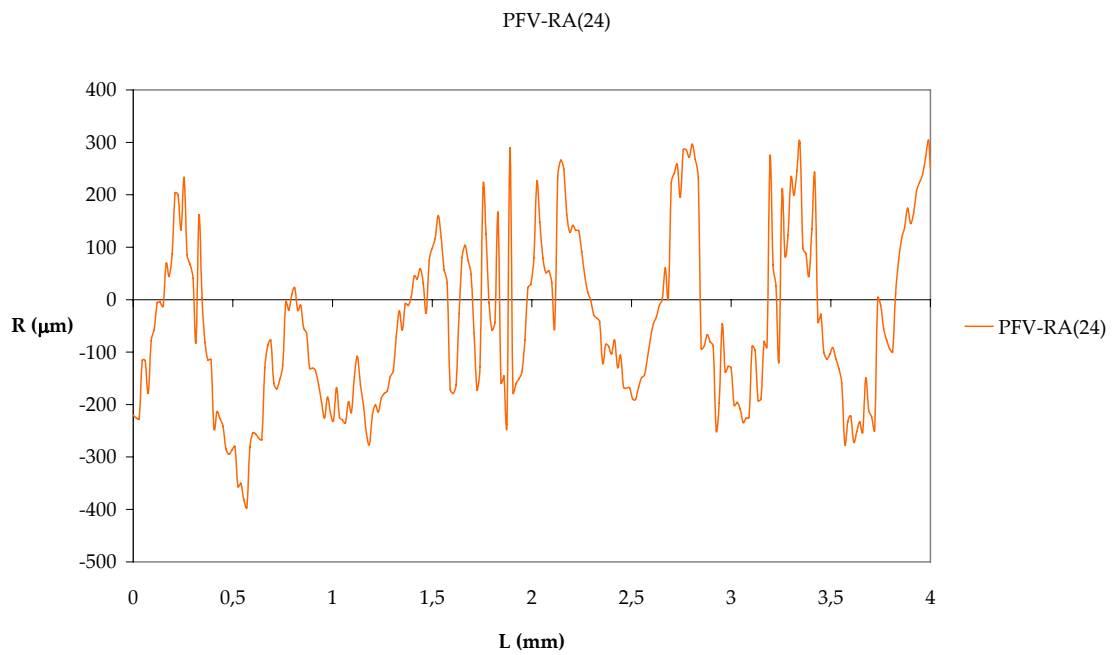
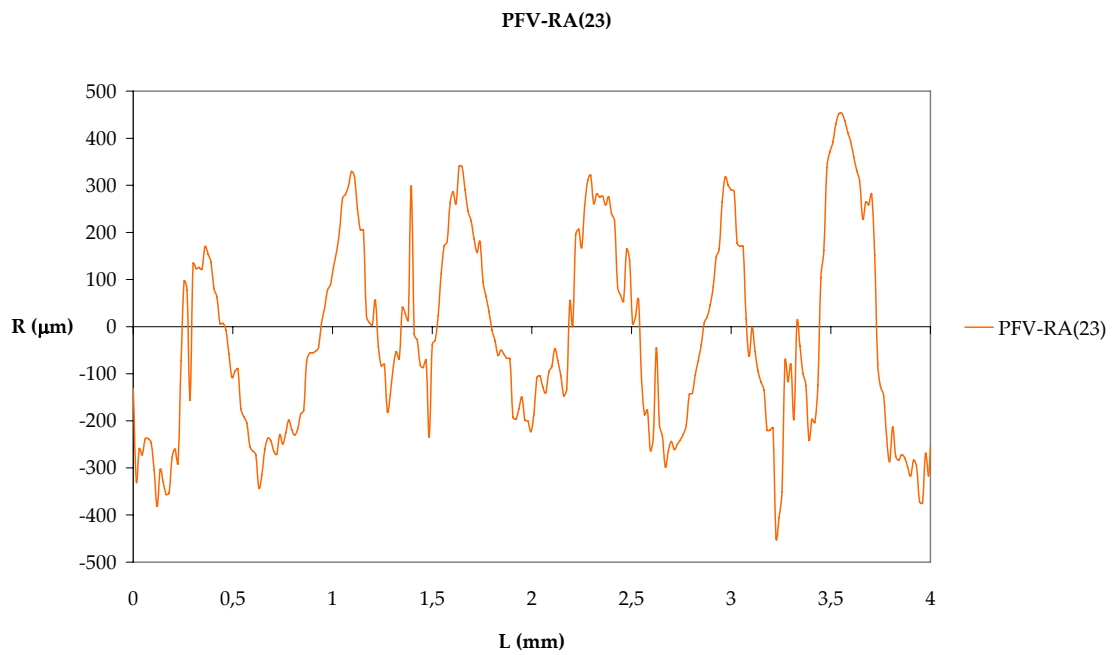


PFV-RI(20)

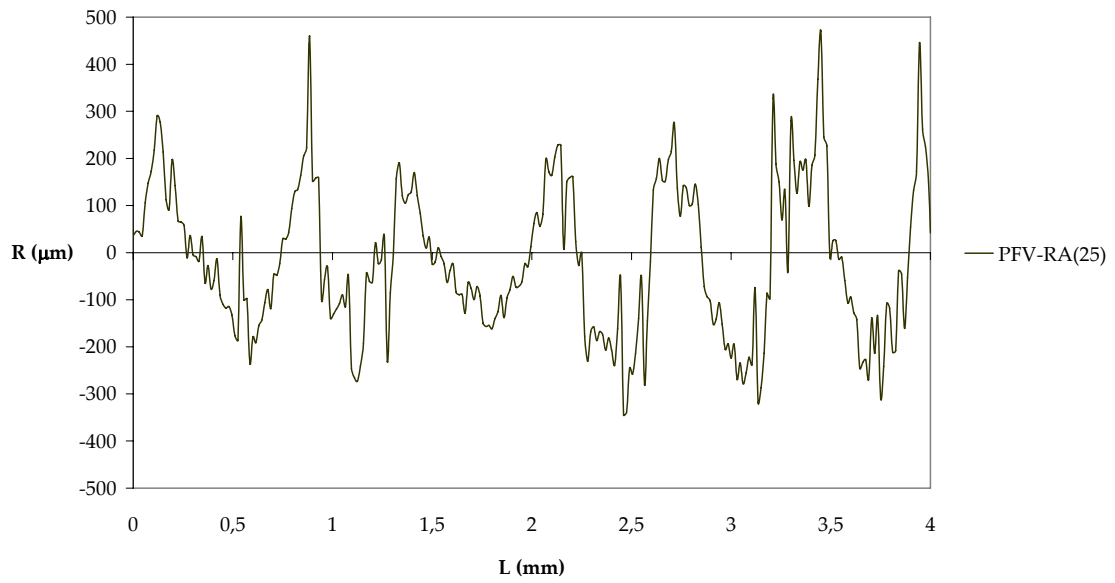


Rugosidad 3: Placas de fibra de vidrio con rugosidad alta (PFV-RA)

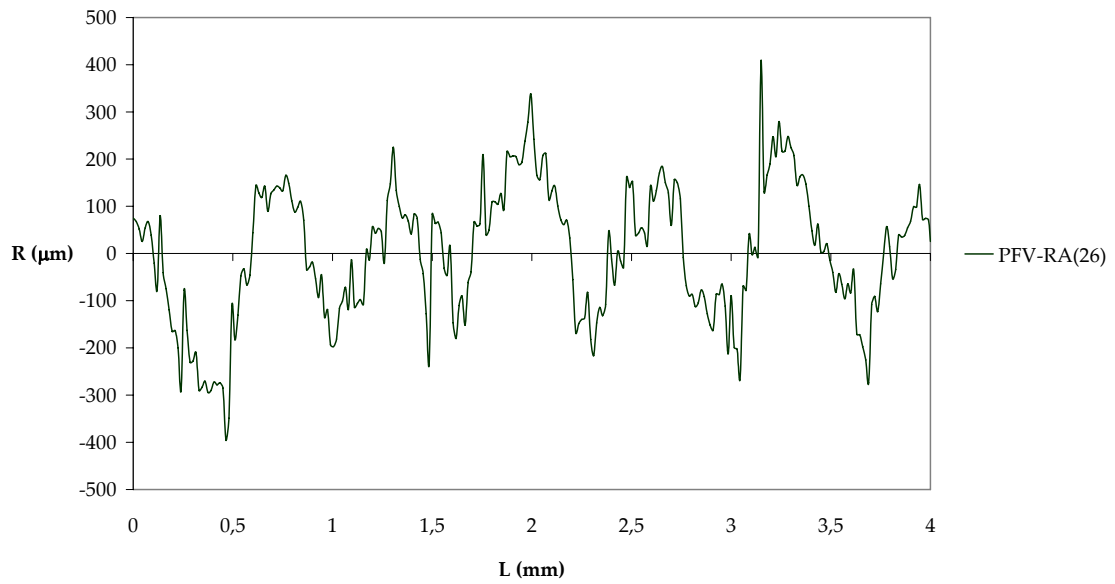


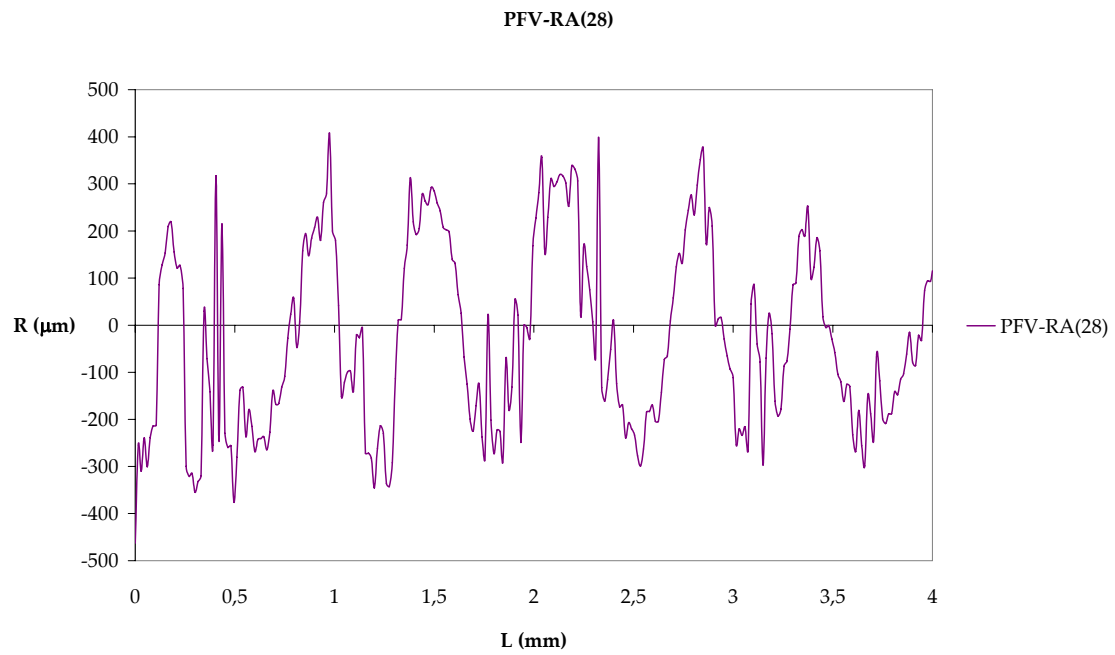
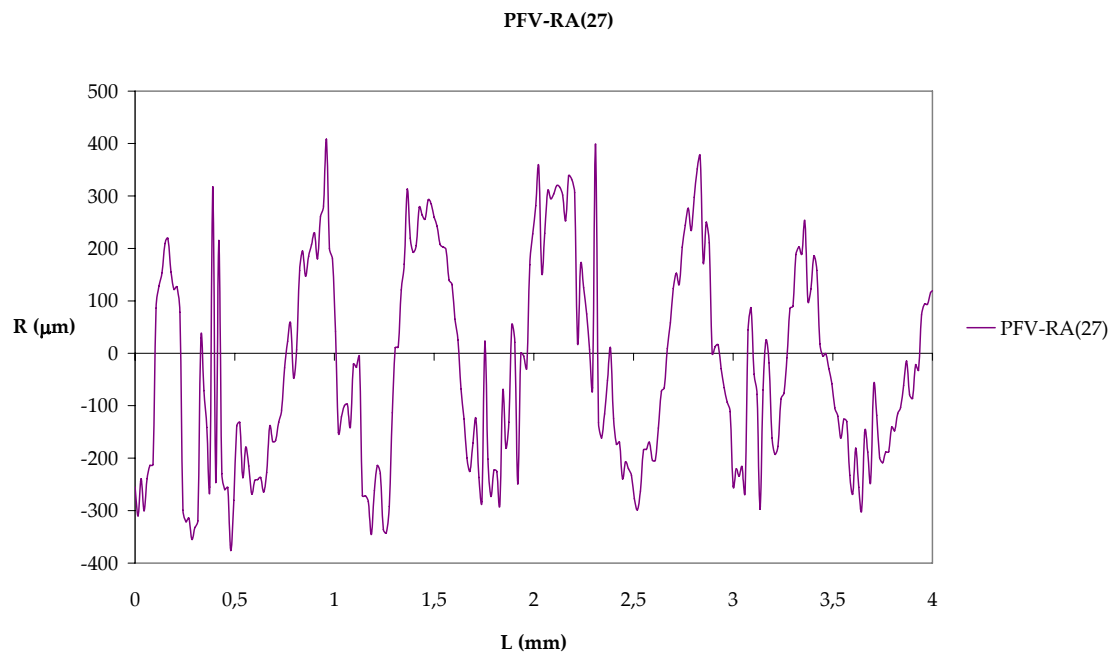


PFV-RA(25)

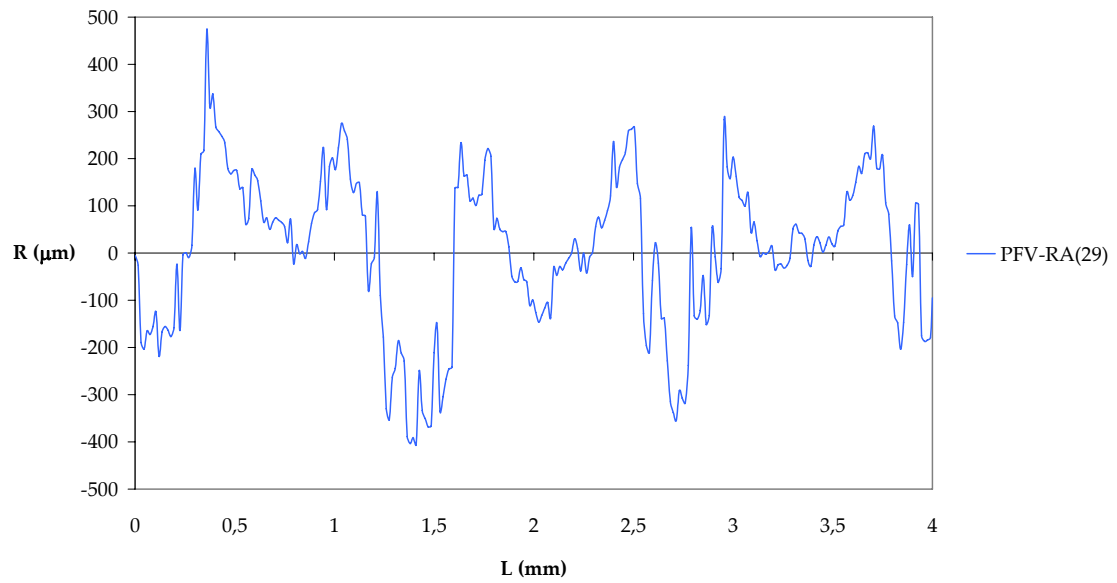


PFV-RA(26)

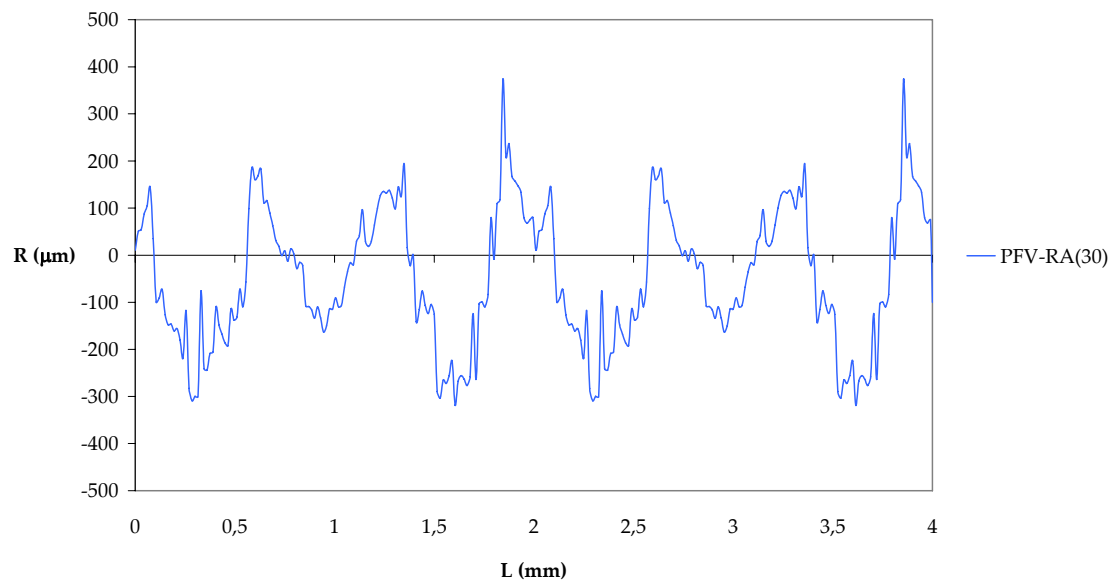




PFV-RA(29)



PFV-RA(30)



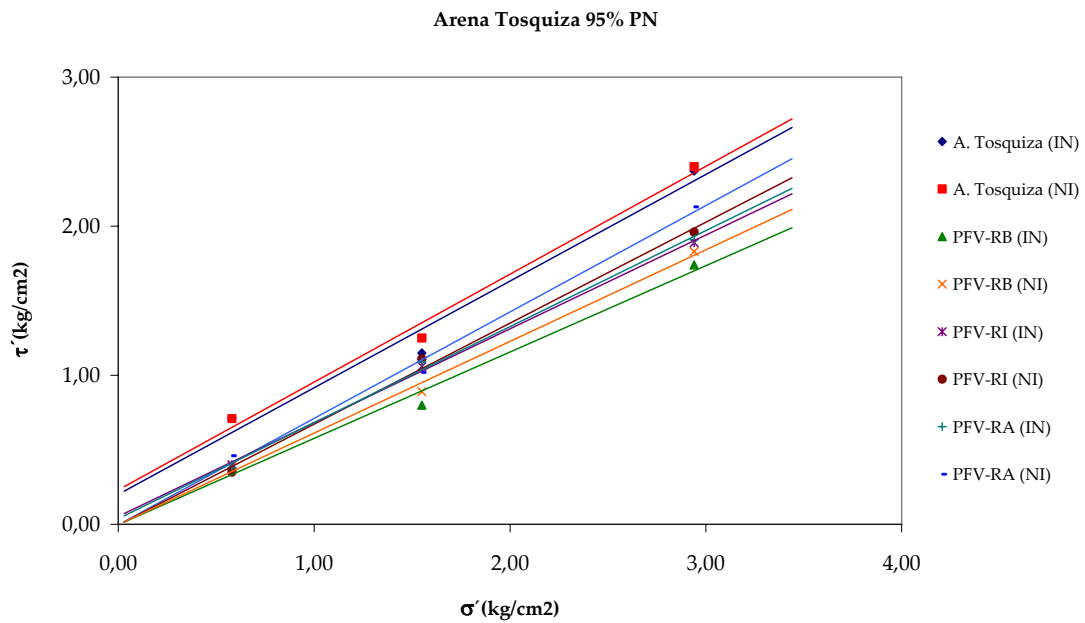
ANEJO D:

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO PARA
LA EVALUACIÓN DE LA FRICCIÓN EN LA INTERFAZ
SUELO-MATERIALES COMPUESTOS**

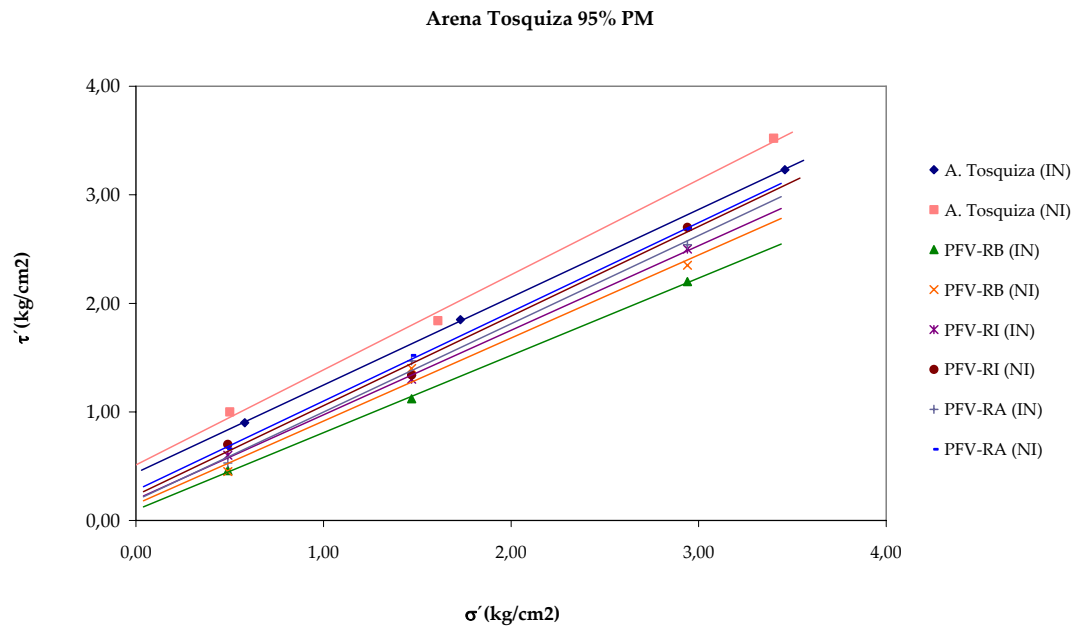
ANEJO D: Resultados de los ensayos de corte directo para la evaluación de la fricción en la interfaz suelo-materiales compuestos.

D.1. Gráficas de relación de tensiones σ' v/s τ' de cada una de las pruebas realizadas.

D.1.1. Ensayos sobre arena tosquiza.

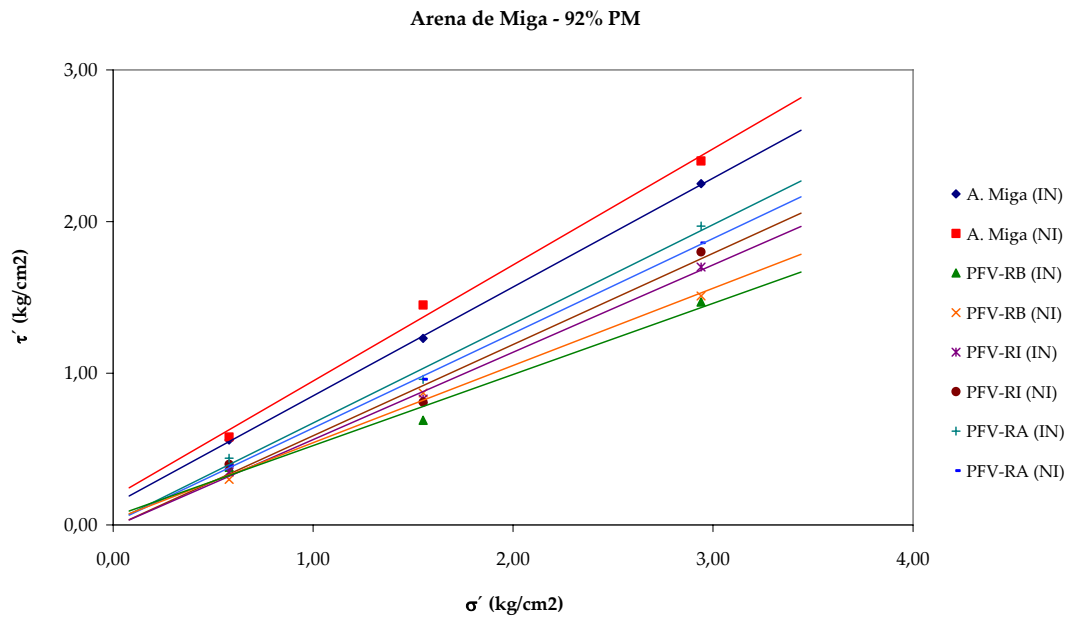


	$\phi' \text{ o } \delta'$ (°)	$c' \text{ o } c'_a$ (kg/cm ²)
A. Tosquiza (IN)	36	0,23
A. Tosquiza (NI)	35	0,12
PFV-RB (IN)	31	0
PFV-RB (NI)	30	0
PFV-RI (IN)	34	0
PFV-RI (NI)	32	0
PFV-RA (IN)	35	0
PFV-RA (NI)	33	0

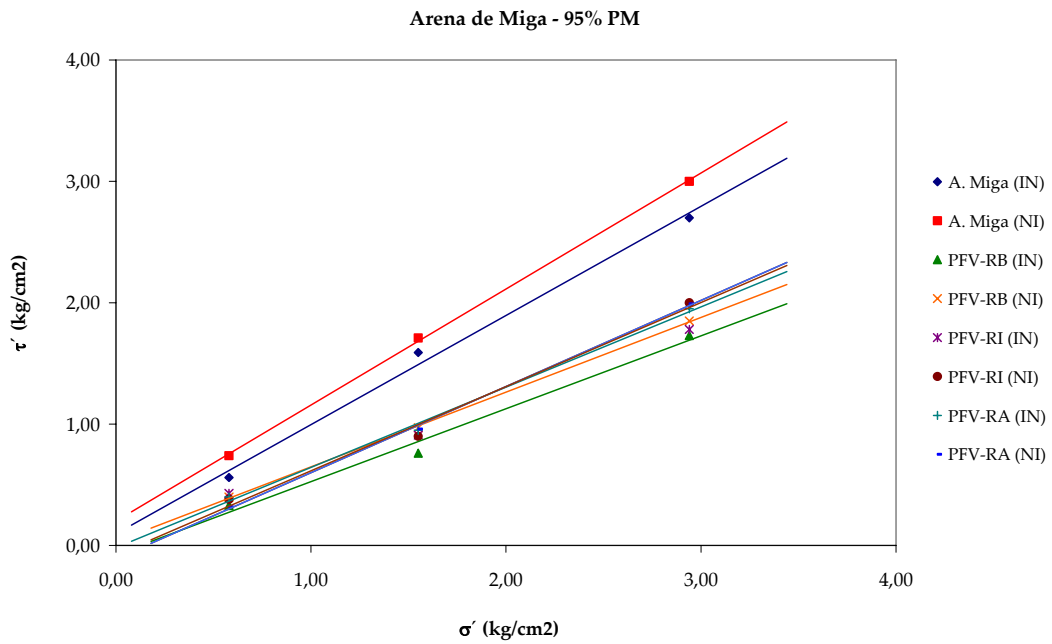


	$\phi' \circ \delta'$ (°)	$c' \circ c'_a$ (kg/cm ²)
A. Tosquiza (IN)	41	0,5
A. Tosquiza (NI)	39	0,25
PFV-RB (IN)	37	0,25
PFV-RB (NI)	36	0,15
PFV-RI (IN)	39	0,23
PFV-RI (NI)	38	0,19
PFV-RA (IN)	40	0,30
PFV-RA (NI)	39	0,25

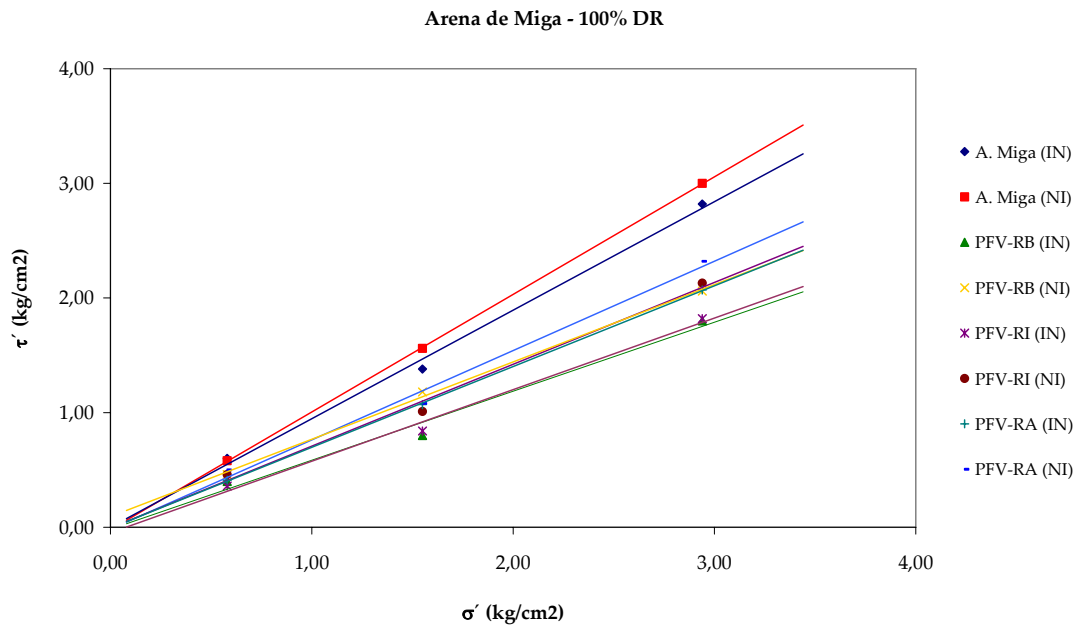
D.1.2. Ensayos sobre arena de miga.



	$\phi' \text{ o } \delta'$ (°)	$c' \text{ o } c'_a$ (kg/cm^2)
A. de Miga (IN)	40	0
A. de Miga (NI)	38	0
PFV-RB (IN)	27	0
PFV-RB (NI)	25	0
PFV-RI (IN)	31	0
PFV-RI (NI)	30	0
PFV-RA (IN)	33	0
PFV-RA (NI)	32	0



	$\phi' \circ \delta'$ (°)	$c' \circ c'_a$ (kg/cm^2)
A. de Miga (IN)	36	0,23
A. de Miga (NI)	35	0,12
PFV-RB (IN)	31	0
PFV-RB (NI)	30	0
PFV-RI (IN)	34	0
PFV-RI (NI)	32	0
PFV-RA (IN)	35	0
PFV-RA (NI)	33	0



	$\phi' \text{ o } \delta'$ (°)	$c' \text{ o } c'_a$ (kg/cm ²)
A. de Miga (IN)	46	0
A. de Miga (NI)	43	0
PFV-RB (IN)	34	0
PFV-RB (NI)	31	0
PFV-RI (IN)	35	0
PFV-RI (NI)	32	0
PFV-RA (IN)	38	0
PFV-RA (NI)	35	0

ANEJO E:

**OPERACIONES DE MONTAJE DE MURO EN MATERIALES
COMPUESTOS**

ANEJO E: Operaciones de montaje de muro en materiales compuestos.

A continuación se presenta un detalle general de las operaciones de montaje que se recomienda sean empleadas, durante la construcción del prototipo de muro en materiales compuestos presentado en el capítulo 5. Estas operaciones de montaje han sido definidas a partir de las recomendaciones que se dan en diversas referencias bibliográficas.

E.1: Excavación para solera de cimentación

En primer lugar, es necesario proceder a la excavación del terreno donde se ubicará la solera de nivelación, para la colocación de las armaduras en toda su longitud más un metro (que es el mínimo deseable para facilitar el acceso y trabajo de montaje). En caso de no necesitar armaduras, que es frecuente en este tipo de obras, se procederá al vertido del hormigón directamente en el cajado realizado para la construcción de la solera, disponiendo una malla de regularización y reparto.

E.2: Solera de nivelación

La solera de nivelación reglaje tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de placas. No es una cimentación. Es fundamental para que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal. Es la base de un buen montaje posterior.

Sobre la solera se deberá replantear la línea exterior del paramento, pintándose la alineación sobre la superficie de la solera, no dejándose nunca una cuerda como referencia.

A lo largo de toda la solera se dejará una franja de 7cm de ancho y 7cm de profundidad, donde deberán encajarse las placas de la 1ª fila, rellenando posteriormente con mortero los huecos.

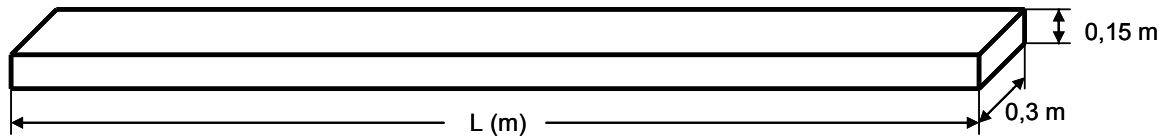


Figura E.1: Dimensiones solera de nivelación.

E.3: Colocación de la primera fila de placas

Una vez marcado sobre la solera el punto inicial de replanteo longitudinal, que normalmente deberá quedar definido en el proyecto, se procede al montaje de las dos primeras medias placas.

El orden de operación es el siguiente:

- a.- Colocación de placa 1 (1,5 m de ancho por 0,25 m de alto)
- b.- Colocación de placa 2 (1,5 m de ancho por 0,25 m de alto)
- c.- Verificación de la horizontalidad con la regla metálica (ver figura E.2)

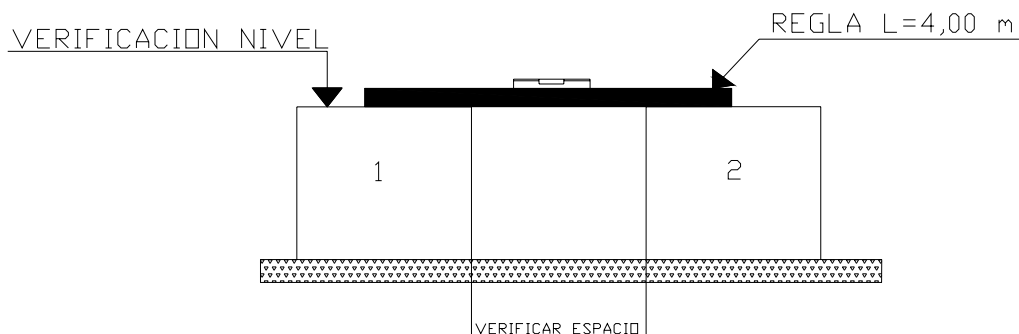


Figura E.2: Verificación de la horizontalidad.

d.- Aplomado de las placas (con plomada nunca con nivel) (ver figura E.3)

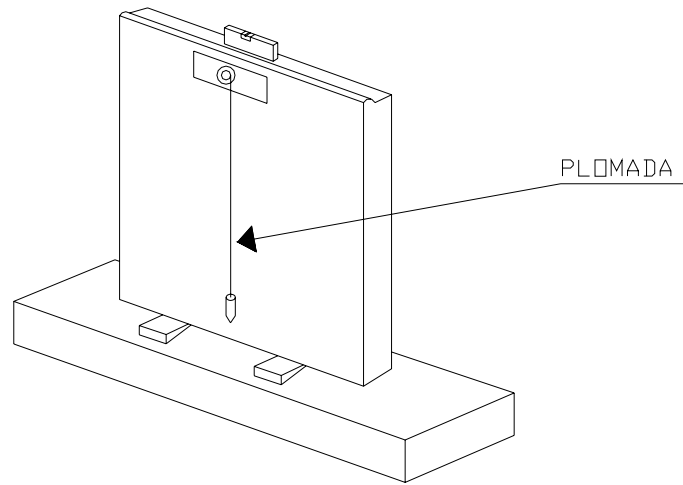


Figura E.3: Aplomado de la placa.

e.- Apuntalamiento de placa de primera fila (ver figura E.4)

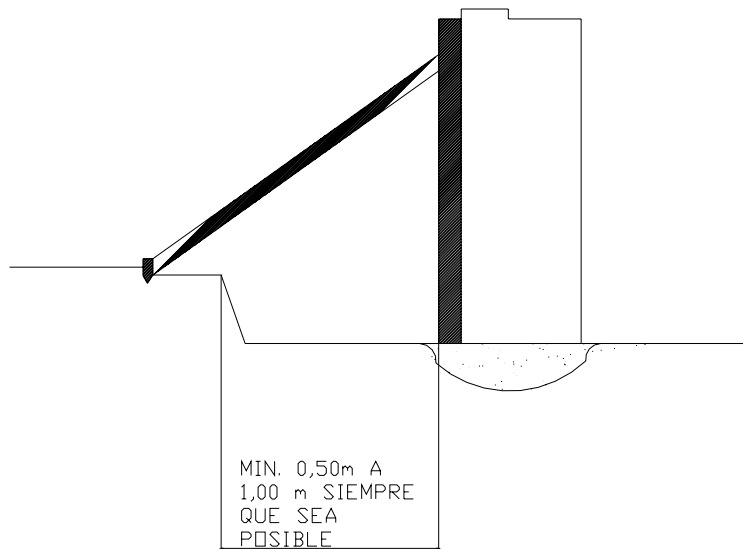


Figura E.4. Apuntalamiento de placa de primera fila.

Seguidamente se continúa el montaje en el siguiente orden:

a.- Colocación de la placa entera 3 (dimensiones: 1,5m x 1,5m) (figura E.5)

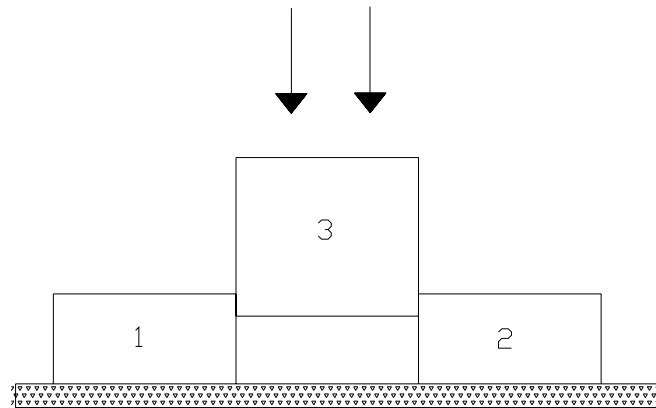


Figura E.5: Colocación de la placa entera.

b.- Horizontalidad y aplomado de la placa 3 e inmediato apuntalamiento.

c.- Verificación de las juntas horizontales, deben quedar de 2 cm

d.- Colocación de la placa 4 intermedia con los criterios expuestos en el anterior orden

e.- Colocación de la placa 5 (figura E.6)

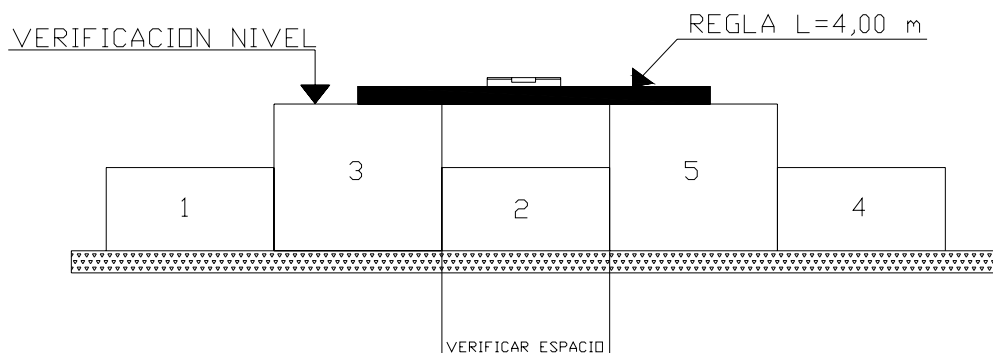


Figura E.6: Colocación de la segunda placa entera.

- f.- Verificación del gálibo entre las placas 3 y 5
- g.- Horizontalidad y aplome de las placa 5
- h.- Verificación de las juntas horizontales (2 cm)
- i.- Verificación con regla y nivel de la horizontalidad de las placas 3 y 5
- j.- Apuntalamiento de la placa 5
- k.- Colocación por el trasdós de las juntas verticales de poliuretano
- l.- Colocación de los gatos de placas (ver figura E.7)

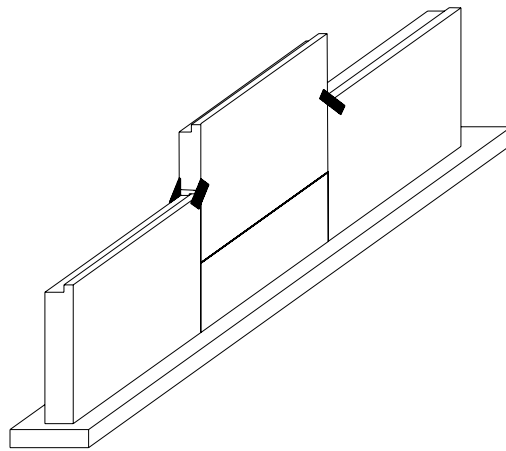


Figura E.7: Colocación de los gatos de las placas.

- m.- Repetición de las operaciones con placas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas.
- n.- Comprobación de que la alineación es correcta

Nota:

- el aplomado de las placas se hace siempre con plomada, nunca con nivel, dejando un desplome hacia el interior de 1 cm. en las placas enteras y 0,5 cm. en las escamas medias. Este desplome será recuperado cuando se extienda y compacten las tierras de relleno. En algunos casos y dependiendo del material de relleno el desplome indicado se deberá corregir tras las primeras comprobaciones de verticalidad que se efectúen.

- Las correcciones de horizontalidad y de junta de 2 cm de las placas se realizarán mediante el empleo de cuñas de madera (figura E.8)

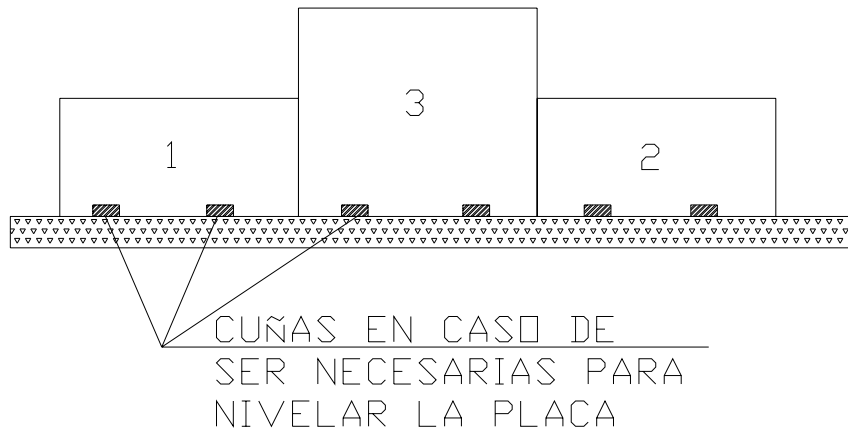


Figura E.8: Colocación de cuñas de madera para nivelar.

- Los pequeños desplazamientos que haya que dar a las placas una vez posicionadas sobre la solera o sobre otras placas se realizará con la utilización de barras de uñas.

Al colocar la primera fila sobre la solera se nivelará con cuñas y se apuntalará cada placa por delante y por detrás hasta que fragüe el mortero. Una vez fraguado se procederá a retirar los puntales y las cuñas, ya que son elementos provisionales.

E.4: Terraplenado y colocación de armaduras

Una vez colocadas y apuntaladas las placas de las primeras filas y rigidizadas con los gatos necesarios, se procederá a la terraplenado y compactado, de acuerdo con los niveles que se indican en la figura E.9.

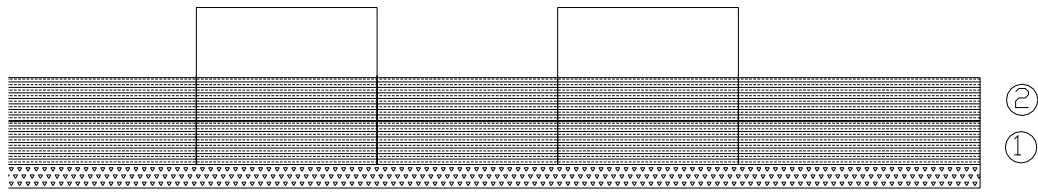


Figura E.9: Terraplénado y compactado.

Una vez terraplénado el nivel 1, se procederá al compactado de esta tongada. El acabado de la tongada será normal de cualquier terraplén para que las armaduras apoyen completamente sobre el terreno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con la armadura.

Se procede ahora a la colocación de armaduras correspondientes a este nivel (figura E.10).

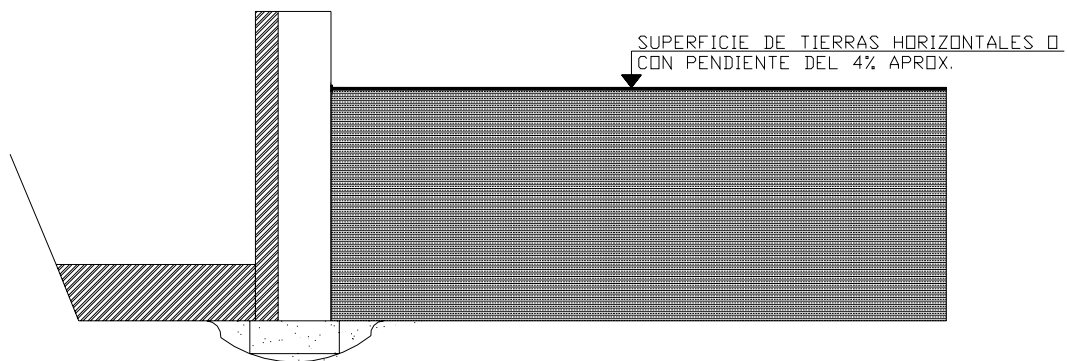


Figura E.10: Colocación de las armaduras.

Las armaduras se colocan perpendiculares al paramento del muro. Colocado este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la tongada 2.

Nota: especificaciones para la compactación (similares a las empleadas para la construcción de Muros de Tierra Armada).

Indicamos seguidamente una serie de sugerencias para facilitar la realización del terraplenado de los muros de tierra mecánicamente estabilizada y que su ejecución no interfiera con la calidad del montaje del paramento. La forma ideal para el extendido de las tierras será: extender en primer lugar en el centro del macizo armado y avanzar posteriormente hacia la zona final de las armaduras y finalmente por franjas hacia el paramento.

La marcha de extendidora debe ser siempre paralela al paramento en todas sus fases. Nunca debe extenderse la tierra perpendicularmente a las placas y aún menos avanzando hacia ellas (figura E.11).

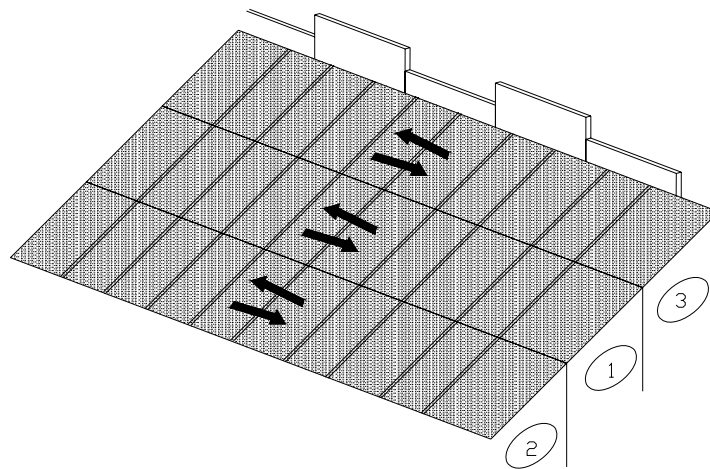


Figura E.11: Esquema de extendido.

El compactado, en cuanto a su calidad, no es una exigencia intrínseca de los muros de tierra mecánicamente estabilizada y viene determinado por la utilización de la superestructura que irá sobre el macizo armado, cuyas exigencias de limitación de asentamientos son siempre superiores a las necesarias para el funcionamiento mecánico de la

tierra armada. Habitualmente se suele utilizar el mismo grado de compactación de los terraplenes de la obra que se trate. Estos pueden ser 95% del Proctor Modificado o bien 95% de Proctor Normal.

La única limitación que imponen los muros de tierra mecánicamente estabilizada es la relativa al compactador a utilizar en el metro y medio más próximo al paramento, franja en la que no se deben utilizar grandes compactadores dinámicos que puedan provocar ligeros desórdenes en las placas, fundamentalmente desplomes. En esta zona es recomendable emplear bandejas vibrantes o rodillos vibrantes de alrededor de 7 kg/cm² de carga estática.

La humedad de las tierras, sobre todo en suelos finos, no debe ser superior a la del óptimo Proctor ya que durante la compactación puede provocarse el desplome de las placas. La tongada que se deja al final de la jornada es fundamental darle pendiente hacia la parte posterior del macizo, al igual que longitudinalmente, con objeto de evacuar el agua en caso de lluvias intensas. Si a pesar de todas las precauciones, y teniendo en cuenta que el material a utilizar es arena de miga y que es buena drenante, se saturase esta capa, deberá escarificarse y retirarse, o bien iniciarse el trabajo con una capa de material bien drenante.

E.5: Colocación de la segunda y sucesivas filas de placas

Una vez compactadas las tierras de nivel 2, se verificará de nuevo la verticalidad de las placas enteras, comprobando si ha habido desplome, midiéndolo en su caso, como consecuencia del compactado de tierras. La segunda fila de placas se montará, teniendo en cuenta el desplome producido.

El aplomado de las placas de esta segunda fila se efectuara igualmente, con plomada, tirándola desde la parte superior de las placas hasta la inferior de la fila precedente.

Las fases a seguir en la colocación de la segunda fila de placas son las que siguen. (Figura E.12)

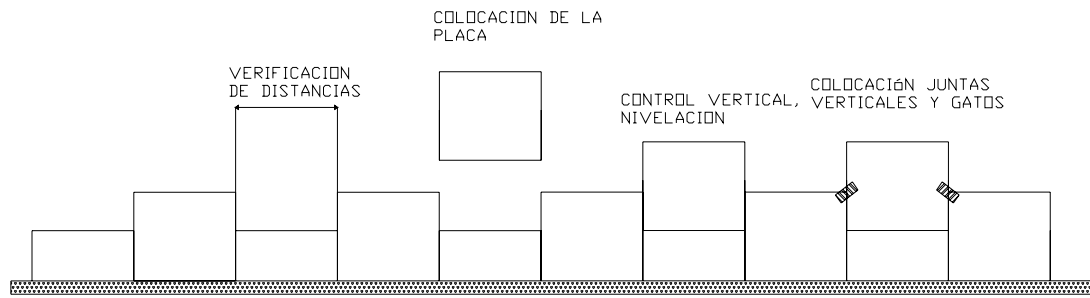


Figura E.12: Fases de colocación.

- a.- Verificación del gálibo entre las placas ya colocadas con la regla correspondiente
- b.- Colocación de la junta horizontal
- c.- Colocación de la placa
- d.- Nivelación y aplomado. Utilización cuñas si fuera necesario
- e.- Colocación de la junta vertical de poliuretano por el paramento interior
- f.- Colocación de gatos
- g.- Comprobación de que la alineación es correcta
- h.- Continuar extendiendo y compactando las sucesivas tongadas y colocando las armaduras en los niveles correspondientes.

El resto de montaje se continúa con las mismas prescripciones que las señaladas para la 2ª fila, tirando siempre plomada hasta la parte visible mas baja del muro.

E.6: Acuñado de placas

En los casos necesarios para nivelar y aplomar las placas, se utilizan cuñas de madera. Las cuñas se colocarán siempre en las crucetas de las placas sobre la cara exterior del paramento.

Muy importante:

Durante el montaje del muro, las cuñas no deben permanecer colocadas en más de tres filas, eliminando sistemáticamente las existentes en filas inferiores.

Concluido el montaje del muro no debe quedar ninguna cuña en el paramento.

La no extracción de las cuñas puede llegar a ocasionar, en caso de asiento del muro, la rotura de las esquinas de las placas.

A excepción de la solera, jamás deben ponerse cuñas en el interior del paramento.
(Figura E.12)

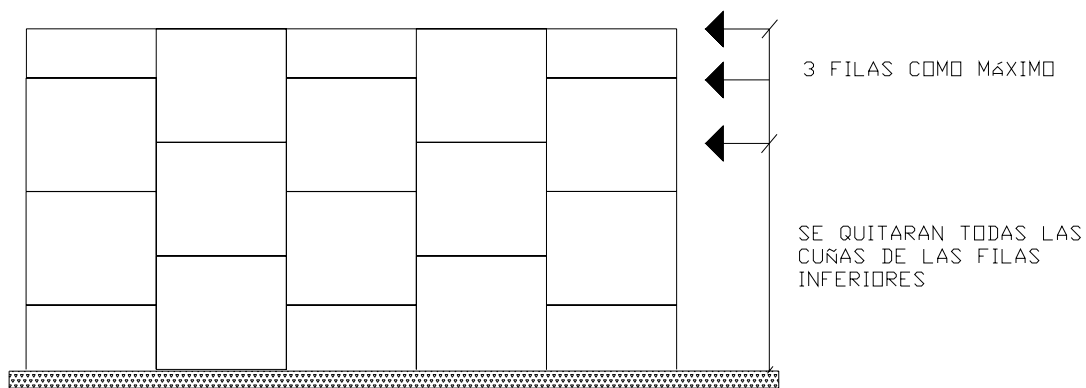


Figura E.12: Gráfico de recomendación.

E.7: Empotramiento de la estructura

El apuntalamiento de las placas inferiores se puede eliminar una vez que las tongadas compactadas alcancen una altura 1,50 m, es decir, cuando ha quedado superada la placa entera del arranque.

El comienzo del relleno del empotramiento debe hacerse cuando la estructura alcance la altura de 3 m. a efectos de poder aplomar la seca superior con su correspondiente inferior.