



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

**PROGRAMA DE DOCTORADO EN
INGENIERÍA CIVIL Y URBANISMO**

**APLICACIÓN AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA
MECÁNICA DE LA CAPA DE SUBBALASTO DE
VÍAS FERROVIARIAS FORMADO POR UNA
MEZCLA NO BITUMINOSA DE MATERIAL
GRANULAR Y PARTÍCULAS PROCEDENTES
DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO.**

TESIS DOCTORAL

Carlos Hidalgo Signes

Dirigida por:

Dr. Ricardo Insa Franco

Valencia, Mayo de 2017

Carlos Hidalgo Signes

Técnico Superior del Laboratorio de Geotecnia

Universitat Politècnica de València.

Departamento de Ingeniería del Terreno

Camino de Vera, s/n-46022 Valencia

Teléfono de contacto: (+34) 963877583

Fax: (+34) 963877589

Correo electrónico: chidalgo@trr.upv.es

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecer el apoyo incondicional de D. Ricardo Insa Franco, que me ofreció la oportunidad de transformar una propuesta de investigación en la presente tesis doctoral, y por facilitarme todos los recursos disponibles del Laboratorio de Caminos para la realización de los ensayos. También, quiero agradecer toda la ayuda prestada por Ignacio Villalba Sanchis y Pablo Martínez Fernández, investigadores del Grupo de Investigación en Ingeniería Ferroviaria (GIIF), con los que he aprendido mucho, y además he pasado buenos momentos durante las largas jornadas de auscultación de los tramos experimentales.

A mis compañeros de trabajo, Elvira Garrido de la Torre y M. Ángel Morilla Rubio, que me han estado apoyando y aconsejando en todo momento.

A los coautores de los artículos publicados durante el período de investigación, a José María Grima Palop, profesor titular del Departamento de Ingeniería Eléctrica, al profesor asociado PhD. Julio Garzón Roca, adscrito al Departamento de Ingeniería del Terreno, y en especial a Pablo Martínez Fernández, al cual admiro por su gran profesionalidad y excelente persona. Desde estas palabras, quiero darte ánimo y coraje para afrontar tu tesis doctoral, y ya sabes que me tendrás para lo que necesites.

También agradezco a Rafael Cortés Gimeno, Director del Departamento de Ingeniería del Terreno (DIT), por su apoyo en la utilización de las instalaciones del Laboratorio de Geotecnia del DIT para la realización de los ensayos de laboratorio, así como en la dotación económica para la adquisición de nuevos equipos necesarios para abordar la campaña de investigación.

En cuanto a las muestras utilizadas en la fase experimental, agradecer a la empresa GUE-ROLA por el suministro de las muestras de subbalasto de sus canteras, y a la empresa de reciclaje y recuperaciones EMRO por proporcionar las partículas de caucho.

Por último, agradecer a mi gran amigo Elías Medel Perallón, Técnico del Laboratorio de Caminos, del Departamento de Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes, que sin su apoyo, consejos y ayuda, difícilmente hubiera podido concluir esta tesis doctoral. Agradecer también a Manolo Medel Perallón y Esther Medel Colmenar, que me ayudaron a construir el primer tramo experimental dentro de la Universidad Politécnica de Valencia, así como el apoyo prestado a D. Salvador Vicente López Galarza, Vicerrector de los Campus e Infraestructuras de la UPV.

Esta tesis doctoral se la dedico a mi hija Blanca, y en especial a mis padres, Salvador y Ana, que en todo momento depositaron toda su confianza en mí.

Y a Tú Carinyet, més que mai.

RESUMEN

El neumático fuera de uso es un residuo sólido que se está generando en grandes cantidades en las últimas décadas. En España, entre los años 2000 y 2014 el parque de vehículos se incrementó en un 30%, y se prevé un aumento del 3.5% para los próximos quince años. Estos datos ponen de manifiesto que el número de neumáticos fuera de uso se incrementará en el mismo orden.

Dado el gran volumen de residuo generado, es necesario realizar una gestión de retirada y reutilización de este residuo, al tratarse de una material no biodegradable. Además representa una gran amenaza medioambiental si este residuo termina en vertederos incontrolados, ya que en caso de incineración, los humos que se desprenden arrastran partículas cancerígenas que pueden provocar problemas de salud.

Para atajar este problema, el 16 de julio de 2006 entró en vigor el Real Decreto 1481/2001, por el que se prohíbe el depósito en vertedero. A finales de este mismo año también entró en vigor el Real Decreto 1619/2005, sobre la gestión de neumáticos fuera de uso en España, el cual establece que se elaboren planes de reutilización y reciclado para eliminar el total de los residuos derivados de los neumáticos de desecho.

En la actualidad, entre las medidas de reutilización más demandadas está el recauchutado, la construcción de pistas deportivas y campos de césped artificial, parques infantiles, y como combustible para centrales de fabricación de cemento. En cambio, en el sector de la construcción se reutiliza menos del 1%.

Aprovechando la predisposición de los últimos planes de transporte de la Unión Europea por promover aquellos modos de transporte más eficientes y respetuosos con el medioambiente, como es el ferrocarril, la presente Tesis Doctoral plantea una alternativa adicional y prometedora: el uso de partículas de caucho procedentes de la trituración de los neumáticos como material de construcción, en forma de mezclas de caucho con áridos sin ningún tipo de ligante para ser utilizado como capa de subbalasto en vías ferroviarias. Esta opción ofrece dos ventajas medioambientales importantes. Por un lado, permite la reutilización de grandes cantidades de este residuo considerado peligroso y problemático. Por otro lado, dicha mezcla contribuye a la mejora de la baja resistencia de fragmentación de los áridos calcáreos, pudiendo de esta manera ser reutilizados en capas de asiento en las vías ferroviarias.

El objetivo de esta investigación se centra en la obtención del contenido óptimo de caucho para que el nuevo geomaterial cumpla los requerimientos para su uso como capa de subbalasto, y además, dadas las propiedades elásticas del caucho, evaluar el potencial de atenuación de las vibraciones que se generan al paso del tráfico ferroviario.

Como investigación complementaria, se han realizado un estudio con mezclas de caucho y suelo natural para comprobar la viabilidad de utilización en núcleos de terraplén.

Palabras clave: subbalasto, neumáticos fuera de uso, mezclas material granular-caucho, atenuación de vibraciones.

ABSTRACT

Scrap tyres are a solid waste material which has been generated in large quantities over the last decades. In Spain, between 2000 and 2014 the number of vehicles increased by 30% and a further 3.5% increment is expected for the next fifteen years. Likewise, the number of scrap tyres is also expected to rise within the same order of magnitude.

Taking into account the big volume of waste generated, proper disposal and reutilisation management is required, ever more so as scrap tyres are non-biodegradable. Moreover, if simply stockpiled in landfills, further environmental damage may be produced in case of fire as the fumes thus generated carry harmful carcinogenic particles.

In order to deal with this problem, a Royal Decree (RD 1481/2001) was approved in July 16, 2006 which completely forbidden landfilling of scrap tyres. Later the same year another Royal Decree (RD 1619/2005) was issued to establish scrap tyres management in Spain. This decree requires reutilisation and recycling plans to be elaborated so as to fully eliminate waste derived from scrap tyres.

Nowadays, among the reutilisation options more demanded are tyre remoulding, construction of sport pitches, artificial grass and playpens, and as combustible for cement factories. On the other hand, only 1% of scrap tyres are reused in infrastructure construction.

Taking profit of the latest transport plans approved by the European Union, which aim to promote more efficient and environmentally friendly transport means such as railways, this PhD thesis proposes a new and promising alternative: to use rubber particles from scrap tyres as construction material, in the form of unbounded rubber-aggregate mixtures for subballast layers under railway tracks. This option offers two noteworthy environmental advantages. On the one hand, large quantities of a rather problematic and harmful waste material may be reused. On the other hand, the new mixtures proposed help to improve the low resistance to fragmentation of calcareous aggregates, thus allowing the use of such materials in the construction of railway tracks.

The objective of this research is to obtain the optimum rubber content for the new mixtures to fulfil all the requirements of subballast layers. Moreover, taking into account the elastic properties of rubber, the potential attenuation of the vibration generated by passing rolling stock is also assessed.

As a complementary research, rubber-natural soil mixtures are studied as well so as to evaluate their viability as construction material for embankment cores.

Keywords: Subballast, Scrap tyres, rubber-aggregate mixtures, vibration attenuation.

RESUM

El pneumàtic fora d'ús és un residu sòlid que s'està generant en grans quantitats en les últimes dècades. A Espanya, entre els anys 2000 i 2014 el parc de vehicles es va incrementar en un 30%, i es preveu un augment del 3.5% per als pròxims quinze anys. Estes dades posen de manifest que el nombre de pneumàtics fora d'ús s'incrementarà en el mateix orde. Donat el gran volum de residu generat, és necessari realitzar una gestió de retirada i reutilització d'este residu, al tractar-se d'una material no biodegradable. A més representa una gran amenaça mediambiental si este residu acaba en abocadors incontrorolats, ja que en cas d'incineració, els fums que es desprenen arrossegueuen partícules cancerígenes que poden provocar problemes de salut. Per a atallar este problema, el 16 de juliol de 2006 va entrar en vigor el Reial Decret 1481/2001, pel qual es prohibeix el depòsit en abocador. A finals d'este mateix any també va entrar en vigor el Reial Decret 1619/2005, sobre la gestió de pneumàtics fora d'ús a Espanya, el qual estableix que s'elaboren plans de reutilització i reciclatge per a eliminar el total dels residus derivats dels pneumàtics de rebuig. En l'actualitat, entre les mesures de reutilització més demandades està el recautxutatge, la construcció de pistes esportives i camps de gespa artificial, parcs infantils, i com a combustible per a centrals de fabricació de ciment. En canvi, en el sector de la construcció es reutilitza menys del 1%. Aprofitant la predisposició dels últims plans de transport de la Unió Europea per promoure aquells modes de transport més eficients i respectuosos amb el mediambient, com és el ferrocarril, la present Tesi Doctoral planteja una alternativa addicional i prometedora: l'ús de partícules de cautxú procedents de la trituració dels pneumàtics com a material de construcció, en forma de mescles de cautxú amb àrids sense cap tipus de lligant per a ser utilitzat com a capa de subbalast en vies ferroviàries. Esta opció ofereix dos avantatges mediambientals importants. D'una banda, permet la reutilització de grans quantitats d'este residu considerat perillós i problemàtic. D'altra banda, la dita mescla contribueix a la millora de la baixa resistència de fragmentació dels àrids calcaris, podent d'esta manera ser reutilitzats en capes d'assient en les vies ferroviàries.

L'objectiu d'esta investigació es centra en l'obtenció del contingut òptim de cautxú perquè el nou geomaterial complisca els requeriments per al seu ús com a capa de subbalast, i a més, donades les propietats elàstiques del cautxú, avaluar el potencial d'atenuació de les vibracions que es generen al pas del tràfic ferroviari. Com a investigació complementària, s'han realitzat un estudi amb mescles de cautxú i sòl natural per a comprovar la viabilitat d'utilització en nuclis de terraplè.

Paraules clau: subbalast, pneumàtics fora d'ús, mescles material granular-cautxú, atenuació de vibracions.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1-1
1.1.	Introducción.....	1-1
1.2.	Objetivos.....	1-4
1.3.	Difusión y divulgación de los resultados.....	1-5
1.4.	Contenido.....	1-9
	Referencias.....	1-10
Capítulo 2	ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.....	2-1
2.1	Introducción.....	2-1
2.2	Estado del Arte.....	2-3
2.2.1	Neumáticos fuera de uso: generación y reciclaje.....	2-3
2.2.2	Propiedades de los neumáticos fuera de uso.....	2-5
2.2.3	Utilización de NFU en ingeniería civil.....	2-7
2.2.4	Evaluación económica de la reutilización de NFU's.....	2-13
2.3	Conclusiones relativas al Estado del Arte.....	2-19
	Referencias.....	2-22
Capítulo 3	METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....	3-1
3.1	Materiales.....	3-1
3.2	Ensayos de caracterización geotécnica.....	3-3
3.2.1	Ensayos de laboratorio.....	3-3
3.2.2	Ensayos de campo.....	3-12
3.3	Ensayos de atenuación de vibraciones.....	3-18
3.3.1	Ensayos de laboratorio. Primera campaña.....	3-18
3.3.2	Ensayos de campo. Primera campaña.....	3-20
3.3.3	Tratamientos de los datos.....	3-22
3.3.4	Ensayos de laboratorio. Segunda campaña.....	3-24
3.4	Ensayos de suelo-caucho.....	3-29

3.4.1	Mineralogía y composición química de las arcillas.....	3-29
3.4.2	Ensayos de identificación del suelo y caucho.....	3-30
3.4.3	Ensayos de compactación.....	3-30
3.4.4	Ensayo de hinchamiento libre.....	3-31
3.4.5	Ensayo de consolidación.....	3-31
3.4.6	Ensayo de corte directo.....	3-31
3.4.7	Ensayo de resistencia a compresión simple.....	3-31
3.5	Tramo experimental real.....	3-32
3.5.1	Introducción y objetivos.....	3-32
3.5.2	Descripción del tramo.....	3-32
3.5.3	Metodología e instrumentación.....	3-36
3.5.4	Campaña de toma de datos de vibraciones.....	3-46
	Referencias.....	3-50
Capítulo 4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	4-1
4.1.	Ensayos de caracterización geotécnica.....	4-1
4.1.1	Ensayos de laboratorio.....	4-1
4.1.2	Ensayos de campo.....	4-21
4.2.	Ensayos de atenuación de vibraciones.....	4-27
4.2.1	Ensayos de laboratorio. Primera campaña.....	4-27
4.2.2	Ensayos de campo. Primera campaña.....	4-32
4.2.3	Ensayos de laboratorio. Segunda campaña.....	4-35
4.3.	Ensayos de suelo-granulado de caucho (NFU's).....	4-40
4.3.1	Mineralogía y composición química de las arcillas.....	4-40
4.3.2	Ensayos de identificación del suelo y caucho.....	4-43
4.3.3	Efecto del caucho en los ensayos de compactación.....	4-44
4.3.4	Efecto del caucho en el hinchamiento libre.....	4-44
4.3.5	Efecto del caucho en la compresibilidad.....	4-45

4.3.6 Efecto del caucho en la resistencia a corte.....	4-45
4.3.7 Efecto del caucho en la resistencia a compresión UCS.....	4-48
4.4. Discusión.....	4-48
4.4.1 Mezclas subbalasto-caucho.....	4-48
4.4.2 Mezclas suelo-caucho.....	4-49
4.5. Tramo experimental real.....	4-50
4.5.1 Ensayos de materiales.....	4-50
4.5.2 Ensayos de compactación y capacidad de soporte.....	4-51
4.5.3 Ensayos de vibraciones.....	4-53
4.5.4 Discusión.....	4-62
Referencias.....	4-62
Capítulo 5 CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.....	5-1
5.1. Conclusiones.....	5-1
5.2. Futuras Líneas de Investigación.....	5-6
Referencias.....	5-7

REFERENCIAS

ANEXO 1. PUBLICACIONES CIENTÍFICAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Sección transversal de una vía ferroviaria convencional tipo balasto.....	2-2
Figura 2.2. Distribución de canteras con Distintivo de Calidad (2009). Fuente: (Panadero & Sanz, 2010).....	2-15
Figura 2.3. Diseño del proceso de mezcla en central.....	2-16
Figura 3.1. Muestra de partículas de caucho y subbalasto. a) Caucho NFU 20. b) Caucho NFU 2. c) Caucho NFU 1. d) Subbalasto Sub_Ref).....	3-2
Figura 3.2. Concepto de Resiliencia.....	3-6
Figura 3.3. Clases de comportamiento de un material granular sometido a cargas cíclicas. Teoría de Shakedown (Werkmeister, 2005).....	3-8
Figura 3.4. Límite de Fluencia Plástica (LFP).....	3-9
Figura 3.5. Equipo de Placa de Carga Dinámica.....	3-11
Figura 3.6. Ensayo de permeabilidad a carga variable: a) configuración b) permeámetro.....	3-12
Figura 3.7. Croquis del tramo de prueba experimental de plataforma ferroviaria.....	3-13
Figura 3.8. Proceso de construcción del tramo experimental. a) Fase de excavación del cimiento. b) Fase de extendido capa de forma. c) Compactación de la capa de forma. d) Replanteo de la secciones de la capa de subbalasto y mezclas. e) Extensión del material subbalasto en la Sección 1. f) Compactación de la Sección 1: Subbalasto Sub_Ref).....	3-15
Figura 3.9. Ensayos de campo. a) Placa de Carga Estática. b) Placa de Carga Dinámica (LFWD). c) Tramo de pruebas experimental en la UPV.....	3-17
Figura 3.10. Diseño experimental para calibración ensayos de placa estática y dinámica LFWD. Fuente: Manual del equipo Terratest 3000 GPS.....	3-18
Figura 3.11. a) Diseño del ensayo longitudinal. b) Diseño del ensayo de flexión.....	3-19
Figura 3.12. Equipo de ensayo CSWS y geófonos.....	3-21
Figura 3.13. a) Posición del acelerómetro. b) Diseño de las pruebas de campo.....	3-22
Figura 3.14. Registro de una señal. Método de decaimiento libre.....	3-23

Figura 3.15. Preparación de las probetas: a) Mezcla de la submuestra subbalasto-caucho; b) Equipo de compactación utilizado.....	3-26
Figura 3.16. Configuración de ensayo de impacto con martillo biapoyado ('S'): a) Acelerómetro situado en la posición central; b) Acelerómetro situado en el extremo opuesto al punto de impacto.....	3-27
Figura 3.17. Configuración de ensayo de impacto con martillo apoyado uniformemente sobre espuma ('U'): a) Acelerómetro situado en la posición central; b) Acelerómetro situado en el extremo opuesto al punto de impacto.....	3-27
Figura 3.18. Diagrama de Flujo para la preparación y ensayo de las muestras.....	3-28
Figura 3.19. Ubicación del Tramo Experimental. Estación Férrea San Roque (Algeciras). Fuente: Google Maps (Consultado el 08/11/2016).....	3-33
Figura 3.20. Situación del Tramo Experimental, dentro de la Estación San Roque....	3-33
Figura 3.21. Croquis de los tramos.....	3-34
Figura 3.22. Sección transversal de la Vía 14 y 16. Fuente: Proyecto Constructivo para la renovación del trayecto, de la Línea Bobadilla-Algeciras, Subtramo pk 3+100 a pk 6+800. San Roque Mercancías.....	3-35
Figura 3.23. Tramos de Prueba con NFU. Vista desde PK 5+235 hacia PK 5+325.....	3-35
Figura 3.24. Preparación del cimiento de la plataforma ferroviaria del tramo de pruebas.....	3-36
Figura 3.25. Acopios de los materiales en obra. Arriba: Caucho (NFU). Debajo: Acopio de subbalasto.....	3-37
Figura 3.26. Fase de mezclado subbalasto-caucho.....	3-38
Figura 3.27. a) Capa de forma, en proceso de compactación. b) Ensayo de Placa de Carga en la capa de forma. c) Fase de extendido de la capa de subbalasto, mezcla de árido-caucho con motoniveladora.....	3-39
Figura 3.28. Detalle de colocación de sensor dentro de la envolvente.....	3-41
Figura 3.29. Detalle de colocación de sensor dentro del accesorio vertical. Fuente: Proyecto Compovía.....	3-43
Figura 3.30. Colocación del Sensor LVDT en el interior del accesorio de posicionamiento vertical en la capa de subbalasto.....	3-44
Figura 3.31. Sonda de temperatura y humedad.....	3-45
Figura 3.32. Tramos de auscultación de medición de vibraciones mediante acelerómetros.....	3-46

Figura 3.33. a) Esquema de colocación de los acelerómetros; b) Tramo1: Subbalasto; c) Tramo2: Sub_Mix 2.5%; c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0%; d) Tramo 4: Subbalasto.....	3-47
Figura 3.34. a) Ubicación Acelerómetros S0 (Carril) y S1 (Traviesa); b) Ubicación Sensor S2 (Balasto); (c) Datalogger UPV; d) Datalogger US; (e) Detalle locomotora; f) Vista general del tramo experimental durante la realización de la auscultación.....	3-48
Figura 4.1. Curva granulométrica las fracciones de partículas de caucho.....	4-2
Figura 4.2. Curva granulométrica del subbalasto patrón.....	4-4
Figura 4.3. Granulometrías de las mezclas comparadas con el subbalasto patrón.....	4-5
Figura 4.4. a) Coeficiente de Los Ángeles vs. Contenido en caucho b) Coeficiente Micro-Deval húmedo vs. Contenido en caucho.....	4-6
Figura 4.5. Densidad seca máxima y humedad óptima vs. Contenido en caucho %....	4-7
Figura 4.6. Valores de índice CBR vs. Contenido de caucho.....	4-10
Figura 4.7 a) Módulo de resiliencia Mr vs. Contenido en caucho. b) Módulo de resiliencia Mr vs. Suma de las tensiones principales Θ	4-11
Figura 4.8. a) Deformación resiliente vs. Número de ciclos N. b) Deformación permanente vs. Número de ciclos N.....	4-13
Figura 4.9. Límites de fluencia de plástica (LFP) para cada mezcla. El cuadro rojo muestra los valores de tensión habituales en una capa de subbalasto.....	4-14
Figura 4.10. Deformación permanente y resiliente vs. Contenido en caucho.....	4-15
Figura 4.11. a) Deformación Permanente vs. Número de Ciclos con una presión σ_3 50 kPa. b) Deformación Permanente vs. Contenido en Caucho % con una presión σ_3 50 kPa y σ_d 100 kPa.....	4-16
Figura 4.12. Deformación vertical permanente obtenida en el ensayo de la placa de carga dinámica.....	4-18
Figura 4.13. Curvas tensión-deformación del ensayo placa de carga independiente (SP) y la combinación de prueba de la placa de carga estática y dinámica (DP + SP). Mezcla Sub_Mix 5.0.....	4-19
Figura 4.14. Resultados de Ev1 vs. Contenido de caucho después del ensayo de placa de carga estática (SP) y después de la combinación de ensayo estático y dinámico (DP + SP).....	4-20
Figura 4.15. Resultados de Ev2 vs. Contenido de caucho, después del ensayo de placa de carga estática (SP) y después de la combinación de ensayo estático y dinámico (DP + SP).....	4-20

Figura 4.16. Correlación de los resultados de Módulo de Compresibilidad Ev2 obtenidos en laboratorio y en el tramo experimental.....	4-24
Figura 4.17. Comparación entre módulos de compresibilidad dinámico Evd y módulo de compresibilidad estático Ev2. Ensayos de Campo.....	4-25
Figura 4.18. Correlación entre el Módulo de resiliencia (Mr) vs. Módulo de compresibilidad dinámica (Evd).....	4-26
Figura 4.19. Módulo de compresibilidad estático (Ev2) y Módulo de compresibilidad dinámica (Evd) vs. Contenido en caucho %.....	4-26
Figura 4.20. Aceleración registrada durante el ensayo longitudinal: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) Mezcla 1% (Sub_Mix 1.0) c) Mezcla 2.5% (Sub_Mix 2.5) d) Mezcla 5% (Sub_Mix 5.0).....	4-28
Figura 4.21. Espectros de vibración registrados durante el ensayo longitudinal: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) Mezcla Sub_Mix 1% c) Mezcla Sub_Mix 2.5% d) Mezcla Sub_Mix 5%.....	4-29
Figura 4.22. Aceleración registrada durante el ensayo de flexión: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) Mezcla Sub_Mix 1% c) Mezcla Sub_Mix 2.5% d) Mezcla Sub_Mix 5%.....	4-30
Figura 4.23. Espectros de vibración registrados durante el ensayo de flexión: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) Mezcla Sub_Mix 1% c) Mezcla Sub_Mix 2.5% d) Mezcla Sub_Mix 5%.....	4-31
Figura 4.24. Resultados de la prueba de CSWS: Módulo de Rigidez (Gmax) vs. Profundidad.....	4-32
Figura 4.25. Aceleración registrada a 1 metro de la fuente de excitación: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) Mezcla Sub_Mix 1% c) Mezcla Sub_Mix 2.5% d) Mezcla Sub_Mix 5%.....	4-34
Figura 4.26. Espectros registrados 1/3 de octava a 1 metro de la fuente de excitación: a) Subbalasto (Sub_Ref) b) mezcla Sub_Mix 5%.....	4-35
Figura 4.27. Ensayo de excitación con martillo de impacto para las muestras: Sub_Ref_S-2, Sub_Mix 2.5_S-2 y Sub_Mix10_S-2. Espectro en el dominio de la frecuencia.....	4-36
Figura 4.28. Variación del coeficiente de amortiguamiento (ξ).....	4-40
Figura 4.29. Difractograma de la mineralogía de muestra total.....	4-41
Figura 4.30. Difractogramas de la mineralogía de arcillas. AOST (negro). AOEG (rojo). AOTT (azul). Sm: esmectita. I: illita/mica. Kao: caolinita. P: Palygorskita.....	4-42

Figura 4.31. Ensayos de compactación: Densidad seca máxima y humedad óptima de compactación vs. Contenido en caucho: a) Proctor Normal; b) Proctor Modificado.....	4-44
Figura 4.32. a) Potencial de hinchamiento vs. Contenido en caucho; b) Ensayo de consolidación unidimensional (Índice de Compresión, Cc, e Índice de hinchamiento, Cs, vs. Contenido en caucho); c) Ángulo de fricción efectivo vs. Contenido en caucho.....	4-46
Figura 4.33. Resultados del ensayo de corte directo CD, del suelo natural comparado con la mezcla 15%: a) Resistencia a corte vs. Desplazamiento horizontal; b) Deformación Vertical vs. Desplazamiento horizontal.....	4-47
Figura 4.34. Ensayo de compresión simple (UCS): Resultados de UCS vs. Deformación axial.....	4-48
Figura 4.35. Señal de aceleración del sensor S2: balasto junto andén a) Tramo 1: Sub_ref b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0.....	4-56
Figura 4.36. Señal de aceleración del sensor S3: balasto entrevías a) Tramo 1: Sub_ref b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0.....	4-57
Figura 4.37. Valores medios de picos máximos y mínimos de los sensores S2: balasto junto andén y S3: balasto entrevías, en los tramos 1,2 y 3.....	4-58
Figura 4.38. Comparación de la señal de aceleración del sensor S2: balasto en andén vs. S3: balasto entrevías a) Tramo 1: Sub_ref b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0.....	4-59
Figura 4.39. Espectros de frecuencias FFT del S2: balasto andén a) Tramo 1: Sub_ref b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0.....	4-60
Figura 4.40. Espectros de frecuencias FFT del S3: balasto entrevías a) Tramo 1: Sub_ref b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0.....	4-61

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Composición media de los NFU en la UE (%). Fuente: Catálogo de Residuos CEDEX.....	2-5
Tabla 2.2. Catálogo de Empresas de Transformación de NFU. Fuente: SIGNUS....	2-13
Tabla 2.3. Precio aproximado de la tonelada de NFU según tamaño de partícula.....	2-14
Tabla 2.4. Cuadro de precios de mantas antivibratorias para la Línea de Alta Velocidad Noroeste. Fuente: (Dirección General de Ferrocarriles (DGF), 2010).....	2-18
Tabla 3.1. Planificación de ensayos llevados a cabo en laboratorio.....	3-3
Tabla 3.2. Dosificación de las mezclas.....	3-4
Tabla 3.3. Combinación de tensiones del Ensayo Triaxial Cíclico según AASHTO T-307 (1999). Materiales base y subbase.....	3-7
Tabla 3.4. Niveles de tensiones multi-etapa del ensayo triaxial cíclico. UNE EN 13286-7 Anexo C.....	3-9
Tabla 3.5. Planificación de ensayos llevados a cabo en el tramo de pruebas.....	3-16
Tabla 3.6. Ensayo Longitudinal y de Flexión. Características de las probetas.....	3-20
Tabla 3.7. Mezclas ensayadas. Segunda campaña de ensayos de vibraciones en laboratorio.....	3-25
Tabla 3. 8. Ensayos de identificación del suelo y caucho.....	3-30
Tabla 3.9. Características de los acelerómetros.....	3-47
Tabla 3.10. Estadillo de mediciones en la estación de San Roque, Algeciras.....	3-49
Tabla 4.1.Resultados de ensayos de identificación de las partículas de caucho.....	4-2
Tabla 4.2. Resultados de ensayos de identificación. Cantera de Villena (Alicante)..	4-3
Tabla 4.3. Densidad seca máxima y humedad (antes y después) de los ensayos de Placa de Carga en Laboratorio.....	4-8
Tabla 4.4. Resultados medios obtenidos en el ensayo triaxial cíclico.....	4-12
Tabla 4.5. Resultados de Módulos de Compresibilidad. Ensayos de Laboratorio....	4-17
Tabla 4.6. Valores de permeabilidad (K) vs. Contenido en Caucho.....	4-21

Tabla 4.7. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en la capa de forma.....	4-21
Tabla 4.8. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en las 4 secciones de la capa de subbalasto.....	4-22
Tabla 4.9. Resultados de Capacidad de Soporte realizados en el tramo experimental.....	4-22
Tabla 4.10. Resultados del ensayo longitudinal.....	4-27
Tabla 4.11. Resultados del ensayo de flexión.....	4-32
Tabla 4.12. Pico de aceleración media (m/s ²) en la sección de subbalasto patrón....	4-33
Tabla 4.13. Picos de aceleración media e índice de Continuidad CI (m/s ² , todas las posiciones).....	4-33
Tabla 4.14. Coeficiente de amortiguamiento de las mezclas.....	4-39
Tabla 4.15. Determinación de la mineralogía por difracción de rayos X.....	4-41
Tabla 4.16. Composición química del suelo por fluorescencia de rayos X.....	4-42
Tabla 4.17. Resultados de ensayos de identificación del suelo y caucho.....	4-43
Tabla 4.18. Resultados de ensayos de subbalasto. Procedencia: Cantera de Manilva (Málaga).....	4-50
Tabla 4.19. Resultados de ensayos de identificación de las partículas de caucho. Procedencia: Planta de reciclaje de neumáticos RMD Aznalcollar (Sevilla).....	4-51
Tabla 4.20. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en la capa de forma.....	4-52
Tabla 4.21. Valores de picos máximos y mínimos de aceleración (m/s ²).....	4-55
Tabla 4.22. Valores de índice de continuidad (CI) de los tramos experimentales.....	4-62

SÍMBOLOS Y DEFINICIONES

α, β	Coefficientes que dependen del material según la Teoría de "Shakedown".
δ	Decremento logarítmico.
ε_t	Deformación axial total.
ε_r	Deformación axial resiliente o deformación recuperable.
ε_p	Deformación axial plástica o deformación no recuperable.
ε_{p3000}	Deformación axial plástica después de 3000 ciclos en un ensayo de deformación permanente mediante el equipo triaxial cíclico.
ε_{p5000}	Deformación axial plástica después de 5000 ciclos en un ensayo de deformación permanente mediante el equipo triaxial cíclico.
ϕ'	Ángulo de rozamiento efectivo de un suelo.
γ_d	Densidad seca máxima de un suelo mediante el ensayo de compactación Proctor.
Θ	Suma de las tensiones principales, $\Theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$
σ_d	Tensión desviadora, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$.
σ_1	Esfuerzo axial total (esfuerzo principal mayor).
σ_3	Esfuerzo radial total; la presión de confinamiento aplicada en la cámara triaxial (esfuerzo principal menor).
σ_{cyclic}	Tensión vertical cíclica en un ensayo triaxial cíclico, diferencia entre la tensión vertical máxima y mínima, $\sigma_{cyclic} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$.
$\sigma_{máx.}$	Tensión vertical máxima en un ensayo triaxial cíclico.
σ_{min}	Tensión vertical mínima en un ensayo triaxial cíclico.
τ	Resistencia a corte de un suelo.
ω_n	Frecuencia natural del sistema en un ensayo de atenuación de vibraciones por el método de ancho de banda (" <i>Bandwidth Method</i> ").
$\Delta\omega$	Rango de frecuencias entre $\pm \omega_n/\sqrt{2}$.
ξ	Factor de amortiguamiento de un material.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

a_m	Media de los picos de aceleración medido en una mezcla subbalasto-caucho.
a_p	Media de los picos de aceleración medido en un material tipo subbalasto.
A_i	Amplitud de la aceleración.
A_{max}	Máxima amplitud de aceleración.
C_c	Coefficiente de Curvatura de la granulometría de un suelo.
C_c	Contenido en caucho.
C_c	Índice de compresión de un suelo. Ensayo de consolidación unidimensional.
C_s	Índice de hinchamiento de un suelo. Ensayo de consolidación unidimensional.
C_u	Coefficiente de Uniformidad de la granulometría de un suelo.
E_{v1}	Módulo de compresibilidad estática obtenido de la primera rama de carga de un ensayo de placa de carga estática.
E_{v2}	Módulo de compresibilidad estática obtenido de la segunda rama de carga de un ensayo de placa de carga estática.
E_{vd}	Módulo de compresibilidad dinámico obtenido del ensayo de placa de carga dinámica (LFWD).
f_0	Frecuencia de resonancia natural de un material.
G_{max}	Módulo de rigidez máximo o módulo de esfuerzo cortante máximo.
G_s	Densidad relativa de las partículas de un suelo.
H_L	Hinchamiento libre de un suelo en edómetro.
K	Coefficiente de permeabilidad, método de carga variable.
k_1, k_2	Parámetros no lineales, que dependerá del material estudiado según el modelo no lineal " <i>Bulk Stress Model</i> " (<i>Modelo de Tensiones Principales</i>).
M_r	Módulo de resiliencia.
n	Número de picos sucesivos entre amplitudes A_i .
s/v	Relación entre el desplazamiento máximo medido 's' bajo la placa de carga dinámica (LFWD) y la velocidad máxima 'v' de impacto de la maza en la caída libre.
$/K/$	Módulo del coeficiente de la regresión lineal tipo exponencial de decaimiento libre de una señal.
W	Humedad natural de un suelo.

W_f	Contenido de humedad final de una muestra.
W_L	Límite Líquido de un suelo.
W_o	Humedad óptima de compactación Proctor.
W_P	Límite plástico de un suelo.
W_S	Límite de Retracción.
<i>AASHTO</i>	Sociedad Americana de Autovías Estatales y Transporte. (“ <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> ”).
<i>AO</i>	Técnica de preparación de agregados orientados de una muestra de arcilla.
<i>AOEG</i>	Técnica de preparación de agregados orientados de una muestra de arcilla tratada durante 48 horas con atmósfera de etilenglicol a 60° C.
<i>AOST</i>	Técnica de preparación de agregados orientados de una muestra de arcilla con secado al aire.
<i>AOTT</i>	Técnica de preparación de agregados orientados de una muestra de arcilla tratada térmicamente mediante calentamiento a 550°C durante al menos dos horas.
<i>ASTM</i>	Sociedad Americana de Ensayo de Materiales (“ <i>American Society for Testing and Materials</i> ”).
<i>BS</i>	Normas de Ensayo Británicas. (“ <i>British Standards Institution</i> ”).
<i>CBR</i>	Índice CBR (“ <i>California Bearing Ratio</i> ”).
<i>CEDEX</i>	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (España).
<i>CI</i>	Índice de Continuidad.
<i>CSWS</i>	Ensayo de transmisión de ondas superficiales (“ <i>Continuous Surface Wave System</i> ”).
<i>DP+SP</i>	Ensayo de placa de carga, combinación de placa de carga estática y dinámica.
<i>EDX</i>	Microscopía electrónica de barrido con detector de energía dispersiva.
<i>FFT</i>	Transformada rápida de Fourier (“ <i>Fast Fourier Transform</i> ”).
<i>GW-GM</i>	Grava bien graduada con limos.
<i>IEPE</i>	Dispositivos o sensores que requieren una corriente de excitación constante externa para su funcionamiento.
<i>IP</i>	Índice Plasticidad de un suelo.
<i>IP67</i>	Grado de protección que hace referencia a la norma internacional IEC 60529 Grados de Protección, de equipamiento eléctrico o electrónico. El valor «6»

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

en el primer dígito numérico describe el nivel de protección ante polvo, en este caso: «*El polvo no debe entrar bajo ninguna circunstancia*». El valor «7» en el segundo dígito numérico describe el nivel de protección frente a líquidos (normalmente agua), en nuestro ejemplo: «*El objeto debe resistir (sin filtración alguna) la inmersión completa a 1 metro durante 30 minutos*».

<i>LA</i>	Coeficiente de desgaste de Los Ángeles
<i>LFP</i>	Límite de Fluencia Plástica en un ensayo de deformación permanente mediante el equipo triaxial cíclico.
<i>LFWD</i>	Deflectómetro de impactos ligero o placa de carga dinámica (“ <i>Light Falling Weight Deflectometer</i> ”).
<i>LVDT</i>	Sensor de deformación tipo transformador diferencial de variación lineal (“ <i>Linear Variable Differential Transformer</i> ”).
<i>MD_H</i>	Coeficiente Micro-Deval, vía húmeda.
<i>MEB</i>	Microscopia electrónica de barrido.
<i>MEMS</i>	Sistemas micro-electromecánicos (“ <i>Microelectromechanical Systems, MEMS</i> ”) se refieren a la tecnología electromecánica, micrométrica y sus productos.
<i>NDT</i>	Ensayos no destructivos (“ <i>Non Destructive Test</i> ”).
<i>NFU</i>	Neumáticos fuera de uso.
<i>PCD_L</i>	Placa de carga dinámica de laboratorio.
<i>PCE_L</i>	Placa de carga estática de laboratorio.
<i>PM</i>	Ensayo de compactación Proctor modificado.
<i>RH</i>	Humedad relativa ambiental.
<i>SE</i>	Equivalente de arena de un suelo.
<i>SP</i>	Ensayo de placa de carga independiente realizada en laboratorio.
<i>UCS</i>	Ensayo de resistencia a compresión uniaxial de un suelo sin presión de confinamiento.
<i>UGM</i>	Material granular no ligado (“ <i>Unbound Granular Material</i> ”).
<i>UNE</i>	Normas de Ensayo Españolas (Una Norma Española).
<i>USCS</i>	Clasificación de Suelos Unificada de Casagrande (“ <i>Unified Soil Classification System</i> ”).

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN Y

OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

Las últimas directrices y planes de transporte de la Unión Europea (European Commission, 2015) apuestan por el desarrollo e intensificación de aquellos modos de transporte más eficientes y respetuosos con el medio ambiente. Entre ellos se encuentra el ferrocarril y el tranvía. En este sentido, en los últimos años la apuesta de las Administraciones Públicas por el tranvía y ferrocarril como modo de transporte sostenible ha sido y sigue siendo bien palpable. Esto ha conllevado el desarrollo de nuevas tecnologías en el sector ferroviario a distintos niveles: infraestructura, material móvil, comunicaciones, sistemas de gestión, etc.

Respecto a las Líneas de Alta Velocidad, a nivel nacional, el Plan Estratégico de Infraestructuras de Transporte (PEIT, 2005) aprobado en 2005 contemplaba la construcción de 10,000 km de líneas de alta velocidad con una inversión de 214,390 millones de euros. Además de este amplio volumen de mercado a nivel nacional, no cabe despreciar el volumen de mercado a nivel internacional, con grandes inversiones en infraestructuras ferroviarias. A nivel europeo, la UE ha previsto incluir el Corredor Mediterráneo entre sus prioridades de inversión para la futura Red Central Ferroviaria Trans-Europea. El documento presentado este mismo año por el ejecutivo comunitario, que recoge un amplio lote de medidas, ha avanzado una lista de los diez corredores ferroviarios que estructurarán la movilidad de viajeros y mercancías en el territorio comunitario en el siglo XXI.

La mayoría de las líneas ferroviarias, tanto en España como en Europa, están constituidas por una infraestructura convencional tipo balasto, dada su buen comportamiento frente al drenaje, su bajo coste de instalación respecto a la vía en placa, y fácil corrección de los asientos mediante bateos, sobre todo en los que se producen en las transiciones cuando se pasa de una infraestructura sobre terraplén a otra más rígida como es el caso de túneles y tableros de puentes.

Esta tipología de vía está formada por una capa de forma (última capa del terraplén), y sobre esta se apoyan las capas de asiento, básicamente constituidas por el balasto y subbalasto. Estas últimas son las encargadas de repartir los esfuerzos transmitidos por el paso de los ferrocarriles hacia las capas inferiores, y a su vez de facilitar las operaciones de mantenimiento de la vía. Todas estas capas están constituidas por materiales granulares procedentes de plantas de trituración de áridos, y deben de cumplir unos requisitos mínimos contemplados en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios (PF-6, 2006); (PF-7, 2006); (PGP-2008, 2008), en cuanto a condiciones granulométricas, resistencia al desgaste-fragmentación, permeabilidad, y una elevada capacidad de soporte. Aparte de la rigidez, a las capas de asiento se les exige una cierta elasticidad para absorber los esfuerzos dinámicos que se generan en el contacto rueda-carril.

Estos esfuerzos dinámicos son una fuente significativa de vibraciones, y en zonas urbanas, se propagan a través del terreno hasta las edificaciones colindantes, siendo en la mayoría de los casos muy molestas para los afectados. Este problema queda recogido en la última revisión de mayo de 2011 de la Agenda Estratégica de Investigación del Sector Ferroviario de la Plataforma Tecnológica Ferroviaria Española (Plataforma Tecnológica Ferroviaria Española, 2011), así como en sus equivalentes europeos, como un aspecto destacado a mejorar.

Numerosos investigadores y empresas privadas del sector ferroviario, conocedoras de dichos inconvenientes, han desarrollado subproductos elastoméricos para mitigar las vibraciones que, en definitiva, son elementos de rigidez reducida, colocados en diversos lugares de la superestructura, como pueden ser placas elásticas entre carril y traviesa, cazoletas de caucho bajo las traviesas y mantas antivibratorias.

Como solución alternativa, la presente Tesis Doctoral pretende estudiar la utilización y valoración de un residuo procedente del sector del automóvil, como es el neumático usado considerado fuera de uso, que se encuentran entre las mayores y más problemáticas fuentes de residuos, debido al gran volumen producido, su alta durabilidad y el hecho de que contienen una serie de componentes ecológicamente problemáticos, que en caso de incineración pueden ser perjudiciales para la salud. Se calcula que millones de neumáticos se descartan anualmente en todo el mundo, y más de la mitad de los neumáticos usados se queman por su valor de combustible (Myhre & MacKillop, 2002), sobre todo para la fabricación de cemento. El resto de neumáticos bien se recauchutan para volver

a ser utilizados en los vehículos, o bien se reciclan y Trituran para su uso en canchas deportivas, parques infantiles, nuevos productos de calzado, etc.

Sin embargo, el material recuperado de los neumáticos de desecho, después de un proceso de trituración, se usa raramente en volúmenes altos.

Dada las excelentes características de las partículas de caucho en cuanto a su resistencia a la intemperie, dureza frente al desgaste, y a ser un residuo considerado no biodegradable, se plantea en la presente Tesis Doctoral la reutilización de este residuo en grandes cantidades, para su utilización en la construcción de nuevas capas de soporte de vías ferroviarias, en concreto en la capa de subbalasto, desarrolladas a partir de mezclas de material granular tipo subbalasto con partículas de caucho procedentes del triturado del neumático fuera de uso (en adelante NFU's). Es importante destacar que dicha mezcla no necesita ningún tipo de ligante, constituida por una mezcla heterogénea realizada en frío de dos materiales aptos para la construcción, cuya unión posee una sinergia importante que le confiere una mejora de las propiedades elásticas y poder de atenuación de vibraciones, muy valiosas para su uso en la superestructura ferroviaria, con el correspondiente ahorro energético y medioambiental.

El trabajo aquí desarrollado ha formado parte del proyecto de investigación titulado " *Compovía. Materiales compuestos de base NFU para capas intermedias de líneas ferroviarias* ", financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, a través del Programa de Proyectos de I+D Individuales gestionado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI), y desarrollado en el Instituto del Transporte y Territorio (ITRAT), y Departamento de Ingeniería del terreno (DIT), ambos adscritos a la Universitat Politècnica de València (en adelante UPV), entre los años 2012 y 2014.

La campaña de investigación se ha realizado en las instalaciones del Laboratorio de Caminos (ITRAT) y Laboratorio de Geotecnia (DIT), y además se ha contado con la colaboración del Laboratorio de Transportes del CEDEX, situ en las instalaciones del Goloso (Madrid). Finalizada dicha campaña de caracterización de los materiales y mezclas, se construyó un tramo de pruebas en las instalaciones de la UPV para comprobar in situ la respuesta estructural de las diferentes mezclas, en términos de capacidad de soporte, así como la evaluación de la atenuación de vibraciones.

Una vez realizado el análisis de resultados de toda la investigación anterior, se construyó un tramo de pruebas real de aproximadamente 150 m en la Línea de Ferrocarril Almoraima-Algeciras, subtramo San Roque-Estación de Mercancías. En dicho tramo, la capa de subbalasto se dividió en subtramos de 30 m de longitud, y en dos de ellos se añadieron porcentajes de partículas de caucho de 2.5 y 5.0%, en peso. Durante la construcción del mismo, en todos los subtramos se colocaron sensores de temperatura y humedad, deformación y acelerómetros, para su posterior auscultación al paso del tráfico.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo principal de esta Tesis Doctoral es estudiar la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas de caucho procedentes de NFU's, y además se ha estudiado el comportamiento de este nuevo geomaterial como potencial de absorción de vibraciones.

Es importante destacar el hecho de que el objetivo de esta investigación no es obtener una capa de mezcla asfáltica o de naturaleza bituminosa, sino una mezcla heterogénea de dos materiales aptos para la construcción, cuya unión posee una sinergia importante que le confiere propiedades muy valiosas para su uso en la infraestructura ferroviaria. Dicho material es muy novedoso y totalmente innovador en el ámbito ferroviario, alejándose de otras posibles soluciones o proyectos de investigación, todos ellos dirigidos a utilizar productos elastoméricos manufacturados a colocar entre los diferentes elementos que conforman la vía.

Como hipótesis de partida, este nuevo diseño de capa de subbalasto debe presentar mejores prestaciones en términos de elasticidad, durabilidad y poder de atenuación de vibraciones frente a las capas convencionales, constituidas fundamentalmente por material granular tipo zahorra artificial. Por otro lado esta solución permitiría a su vez revalorizar un residuo, que se genera en grandes cantidades, y colaborar en la medida de lo posible en la preservación del medio ambiente.

En base a esta hipótesis de partida, es posible analizar su utilización en cualquier vía ferroviaria, bien sea vía tipo convencional sobre balasto o vía en placa, habitualmente utilizadas en los diversos sistemas ferroviarios existentes en la actualidad (tranvía, metro, ferrocarril convencional y alta velocidad).

Para alcanzar el objetivo propuesto se ha llevado a cabo una serie de tareas que se resumen a continuación:

- Recopilación de investigaciones anteriores relacionadas con la utilización de caucho procedente de neumáticos fuera de uso en obras de carretera y ferrocarril, que servirá como punto de partida de la fase de planificación de la investigación.
- Realización de ensayos de laboratorio para caracterizar los materiales que van a conformar el nuevo geomaterial, constituido por áridos procedentes de planta de tratamiento de áridos (tipo zahorra artificial), y por partículas de caucho procedentes de plantas de trituración de NFU's.
- Una vez realizada la primera fase de caracterización de los materiales constituyentes, se pasará a una segunda fase de estudio de diferentes mezclas de árido-caucho. Se realizarán ensayos de laboratorio con el fin de caracterizar las mezclas, como densidad, resistencia a la fragmentación y abrasión, capacidad de

soporte, y comprobar su evolución con el contenido en caucho. A continuación se realizarán ensayos en laboratorios con el fin de obtener los coeficientes de atenuación de vibraciones de las diferentes mezclas comparadas con el material granular patrón tipo subbalasto. No todos los procedimientos de ensayos de laboratorio empleados en este trabajo se ajustarán a normas estandarizadas. En algún caso se prevé la necesidad de utilizar protocolos de elaboración propia (ad hoc) para obtener parámetros que los ensayos convencionales no proporcionan, o que no son de aplicación a la tipología de estos nuevos materiales. Esto puede permitir que se transformen en futuras normas.

- Construcción de tramos experimentales donde se realizarán ensayos de capacidad de soporte y atenuación de vibraciones, y luego poder comparar los resultados obtenidos con los realizados previamente en laboratorio.
- Finalmente, se persigue obtener qué proporción de mezcla es la idónea, tanto desde el punto de vista estructural como del poder de atenuación de vibraciones.

1.3. DIFUSIÓN Y DIVULGACIÓN DE LOS RESULTADOS

La finalidad de toda Tesis Doctoral es la difusión del conocimiento desarrollado en la fase de investigación mediante artículos científicos, cuyo propósito es poner a disposición de los investigadores relacionados en la materia los resultados alcanzados en la misma. El siguiente propósito de todo investigador es la divulgación del conocimiento científico hacia la sociedad. La divulgación se materializa mediante la difusión del trabajo de investigación en forma de congresos, simposios, medios de comunicación (prensa digital y escrita, televisión, radio, internet, etc.), lo cual contribuye a la democratización del conocimiento.

A parte del trabajo de investigación realizado en la tesis Doctoral se le ha dado difusión a través de la publicación de cinco artículos en revistas científicas indexadas con elevado índice de impacto JCR (Journal Citation Report), y revistas no indexadas, todas ellas especializadas en materiales de construcción y en transporte ferroviario. En todos los artículos el autor principal es el autor de la presente Tesis Doctoral, y se recogen en el Anexo situado al final del documento, y son los siguientes:

Revistas indexadas JCR:

- Hidalgo, C., Martínez, P., Medel, E., Insa, R. (2015). Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers. *Materials and Structures*, 48 (12), 3847-3861, <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0443-z>.
- Hidalgo Signes C, Martínez Fernández P, Medel Perallón E, Insa Franco R. (2017). Analysis of the vibration alleviation of a new railway sub-ballast layer with waste

tyre rubber. *Materials and Structures*, 50 (2). <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-016-0951-0>.

- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garzón-Roca, J., Insa Franco, R. (2016). Analysis of the bearing capacity of unbound granular mixtures with rubber particles from scrap tyres when used as sub-ballast. *Materiales de Construcción*, 66 (324), <http://dx.doi.org/10.3989/mc.2016.11515>.
- Hidalgo Signes, C., Garzón-Roca, J., Grima-Palop, J.M., Insa Franco, R. (2017). Use of rubber shreds to enhance attenuation of railway sub-ballast layers made of unbound aggregates. *Materiales de Construcción*, 67 (326), <http://dx.doi.org/10.3989/mc.2017.00316>.
- Hidalgo Signes, C., Garzón-Roca, J., Martínez Fernández, P., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2016). Swelling potential reduction of Spanish argillaceous marlstone Facies Tap soil through the addition of crumb rubber particles from scrap tyres. *Applied Clay Science*, 132-133, 768-773. <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2016.07.027>.

Revista no indexadas:

- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garzón-Roca, J., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2016). An Evaluation of the Resilient Modulus and Permanent Deformation of Unbound Mixtures of Granular Materials and Rubber Particles from Scrap Tyres to Be Used in Subballast Layers. *Transportation Research Procedia*, 18, 384-391, <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2016.12.050>.
- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2016). Evaluation of subballast materials mixed with rubber particles from scrap tyres. *The International Journal of Railway Technology (IJRT)*. *In press*.

La fase de divulgación se ha iniciado con la asistencia a los siguientes congresos nacionales e internacionales:

- Hidalgo Signes, C., Garzón-Roca, J., Martínez Fernández, P., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2015). An experimental study of a new soil-rubber mix for railway embankment. 13th Arab Structural Engineering Conference, December 3-15, 2015, Blida (Algeria).
- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2016). Unbound granular materials for sub-ballast layers and their mixing with rubber particles from Scrap Tyres. *The Third International Conference on Railway*

Technology: Research, Development and Maintenance, 110, 1759-3433. April 5-8, 2016, Cagliari - Cerdeña (Italia).

- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garzón-Roca, J., Garrido de la Torre, ME., Insa Franco, R. (2016). An evaluation of the resilient modulus and permanent deformation of unbound mixtures of granular materials and rubber particles from scrap tyres to be used in subballast layers. XII Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT). Junio 7-9, 2016, Valencia (España).
- Hidalgo Signes, C., Garrido de la Torre, ME., Garzón-Roca, J., Martínez Fernández, P., Insa Franco, R. (2016). Caracterización de mezclas de materiales granulares no tratados y partículas de neumático fuera de uso para su utilización como capa de subbalasto en vías ferroviarias. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Reconocimiento, tratamiento y mejora del terreno. Octubre, 19-21, 2016, A Coruña (España).

Posteriormente, la divulgación se ha trasladado a la sociedad mediante la publicación de las conclusiones más relevantes en numerosos medios de comunicación, como son los siguientes:

PRENSA DIGITAL:

- Descubre (29/06/2016). Fundación Andaluza para la Divulgación de la Innovación y el Conocimiento. Nuevo material para vías férreas utilizando caucho de neumáticos. <https://fundaciondescubre.es/blog/2016/06/29/nuevo-material-para-vias-ferreas-utilizando-caucho-de-neumaticos/> (Consultado el 29/06/2016). Sevilla
- Las Provincias (28/06/2016). Proyecto Compovía de la UPV. <http://www.lasprovincias.es/videos/valencia-ciudad/201606/28/proyecto-compovia-5002215420001-mm.html>. (Consultado el 28/06/2016).
- UPV Radiotelevisió (27/06/2016). Proyecto Compovía de la UPV. <http://bitly/UPVDestacadas> (https://www.youtube.com/watch?v=_adaOATc-meM). (Consultado el 28/06/2016).
- Flash I+D-UPV Radiotelevisió (14/07/2016). Compovía. <https://www.youtube.com/watch?v=2IFedcmE5RE> (Consultado el 14/07/2016).
- Blog Signus (24/05/2016). De la rueda de un coche a la vía del tren. José Manuel López-Cózar. <http://blog.signus.es/rueda-coche-via-tren/> (Consultado el 24/05/2016).

- Innovaspain (23/12/2014) Utilizan neumáticos desechados para la fabricación de infraestructuras ferroviarias. http://hemeroteca.innovaspain.com/detalle_noticia.php?id=5428. Consultado el (29/06/2016).
- Agencia Iberoamericana para la Difusión de la Ciencia y la Tecnología (DICYT) (28/06/2016). Nuevo material para plataformas de vías férreas que incorpora caucho de neumáticos reciclados. <http://www.dicyt.com/noticias/nuevo-material-para-plataformas-de-vias-ferreas-que-incorpora-caucho-de-neumaticos-reciclados> (Consultado el 28/06/2016).
- Residuos Profesional (22/12/2015). Reciclan Neumáticos Usados en la Fabricación de Vías Ferroviarias. <http://www.residuosprofesional.com/reciclan-neumaticos-usados-en-la-fabricacion-de-vias-ferroviarias/> .(Consultado el 28/06/2016).
- Diario ABC (28/06/2016). La UPV desarrolla un material para vías férreas con neumáticos reciclados. <http://agencias.abc.es/agencias/noticia.asp?noticia=2238990> (Consultado el 28/06/2016).
- La Vanguardia (02/06/2016). Reciclaje: Diez ideas para convertir los neumáticos usados en prácticos objetos. <http://www.lavanguardia.com/motor/tendencias/20160602/402220838457/ideas-convertir-neumaticos-objetos-decoracion.html> (Consultado el 28/06/2016).
- Portal de Comunicación. Universidad de Sevilla (28/06/2016). Nuevo material para vías férreas utilizando caucho de neumáticos. <http://comunicacion.us.es/canal-ciencia/nuevo-material-para-vias-ferreas-utilizando-caucho-de-neumaticos> (Consultado el 28/06/2016).
- Plataforma Tecnológica Española De Construcción (30/06/2016). Caucho de neumáticos reciclados para atenuar las vibraciones ferroviarias (Proyecto Compovia). <http://www.plataformaptec.com/ver-noticia.php?id=3347&PHPSSES-SID=0qcmmvrt9bkocnc4oqob5d3156>
- R&I WORLD-Network RUVID (15/07/2016). New material for trackbeds incorporates rubber from used tyres. <http://ruvid.org/ri-world/new-material-for-trackbeds-incorporates-rubber-from-used-tyres/> (Consultado el 15/07/2016).
- UPVTV (28/06/2016). Nuevo material para vías férreas utilizando caucho de neumáticos.

ENTREVISTA DE RADIO:

- Onda Cero. Onda Comunidad Valenciana (11/07/2016). http://www.onda-cero.es/emisoras/comunidad-valenciana/valencia/audios-podcast/aqui-onda/aqui-en-la-onda-11072016_201607115783e1114beb28bc589947dc.html (Entrevista realizada por Esther Segura).

1.4. CONTENIDO

El contenido de la presente Tesis Doctoral se estructura en los siguientes capítulos:

- Capítulo 1. Introducción y objetivos.
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte.
- Capítulo 3. Metodología de investigación.
- Capítulo 4. Resultados y discusión.
- Capítulo 5. Conclusiones y futuras líneas de investigación.
- Anexo

En el **Capítulo 1**, se realiza una introducción del estado en que se encuentran los medios de transporte en la Unión Europea, y la apuesta por aquellos medios de transporte más sostenibles y respetuosos con el medio ambiente, como son el tranvía y el ferrocarril. Además se plantea el problema socioeconómico y medioambiental de uno de los residuos que más se genera el todo el mundo, como es el neumático considerado fuera de uso, y considerado muy peligroso por las partículas cancerígenas que se desprenden cuando los vertederos se incineran accidentalmente. Asimismo, en este Capítulo se presentan los objetivos de la Tesis Doctoral, y entre ellos se pretende reutilizar este residuo en grandes cantidades para su uso en las plataformas ferroviarias, mezclado con materiales granulares tipo subbalasto.

En el **Capítulo 2** se realiza un estudio del estado actual en que se encuentra la generación, gestión y aplicación de los NFU's, centrándose en el principal generador de neumáticos, como es Estados Unidos de América, Europa, y más concretamente en España. Además se realizar un compendio de las investigaciones más relevantes llevadas a cabo en la reutilización de NFU's en las obras de carreteras y ferrocarriles, tanto en el movimientos de tierra, mezclas con materiales bituminosas como en hormigones.

En el **Capítulo 3** se describe la metodología de investigación llevada a cabo en el presente trabajo. En primer lugar se describen los materiales utilizados en la mezcla, y a continuación se detallan los ensayos realizados, tanto en laboratorio como en los tramos experimentales.

A partir del estudio experimental llevado a cabo, en el **Capítulo 4** se adjuntan los resultados de los ensayos de laboratorio y campo realizado a las mezclas de material granular y caucho. Una vez registrado todos los resultados, posteriormente se realiza una análisis

de los mismos, comparando los valores medios de los diferentes parámetros de las mezclas respecto a la muestra patrón, y además se confrontan los resultados obtenidos en laboratorio y campo, con el fin de verificar la influencia de las condiciones idóneas de laboratorio: muestras reducidas y controladas, condiciones ambientales constantes, etc. Una vez finalizado este análisis, se realizará una discusión con los resultados obtenidos por otros investigadores relacionados en la materia.

Finalmente, en el **Capítulo 5** se presentan las conclusiones más relevantes extraídas del estudio de investigación llevado a cabo en esta Tesis Doctoral, y se concluye con la propuesta futuras líneas de investigación que pudieran dar continuidad al trabajo aquí desarrollado.

Al final del presente documento, en el **Anexo** se adjunta una copia de los cinco artículos científicos (indexados según Journal Citation Reports-JCR) que se han publicado a medida que se desarrollaba la investigación de la presente Tesis Doctoral.

REFERENCIAS

European Commission. (02 de September de 2015). White Paper 2011: Roadmap to a Single European Transport Area – Towards a competitive and resource efficient transport system. Obtenido de http://ec.europa.eu/transport/themes/strategies/2011_white_paper_en.htm

Myhre, M, & MacKillop, D. (2002). Rubber recycling. *Rubber Chemistry and Technology*, 75, 429-474. doi: <http://www.doi.org/10.5254/1.3547678>.

PEIT (2005). Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte.2005-2020. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Obtenido de <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/AFB1E7CD-7FA1-4E08-B44B-7ABFAA68D40C/16486/PEIT2005Capitulo04.pdf>

PF-6 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-6: Balasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-6: Ballast. Boletín Oficial del Estado (BOE), 103, 16891-16909.

PF-7 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast. Boletín Oficial del Estado, 103, 16891-16909.

PGP-2008 (2008). Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008). (Ministerio de Fomento. Gobierno de España, Ed.) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).

PLATAFORMA TECNOLÓGICA FERROVIARIA ESPAÑOLA (2011). Agenda Estratégica de Investigación del Sector Ferroviario. Visión 2030. Versión 2011. Ministerio de Ciencia e Innovación. Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011. Recuperado el 27 de Octubre de 2016, de http://www.ptferroviaria.es/docs/Documentos/2011_AgendaEstrat%C3%A9gicaP-TFE_Visi%C3%B3n2030.pdf.

Capítulo 2

ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día los neumáticos fuera de uso representan un cierto desafío para nuestras sociedades. Se producen en cantidades cada vez mayores y su eliminación es bastante difícil. Si se queman, liberan partículas tóxicas (incluyendo carcinógenos) y gases de efecto invernadero, un riesgo que también está presente si se almacena (Sharma et al., 2000). Otra opción muy recurrida es disponerlos acopiados en vertederos, pero esta alternativa está siendo prohibida por sus elevados riesgos medioambientales, incluyendo la contaminación de las aguas subterráneas. De hecho, a nivel europeo, esta opción está completamente prohibida (Comisión Europea, 1999). Por lo tanto, otras alternativas de reutilización de los neumáticos fuera de uso deben ser desarrolladas para hacer frente a este problema ambiental grave, ya que representa un desafío medioambiental notable, y desde hace años se investigan diferentes vías para reutilizar o eliminar este residuo de un modo práctico, rentable y respetuoso con el medio ambiente.

Entre las opciones propuestas en los últimos años, el uso de NFU'S triturados como materia prima para la construcción parece ser muy prometedora, ya que permitirá la eliminación de este residuo en grandes cantidades en la construcción de nuevas carreteras y líneas de ferrocarril, bien sean en la fabricación de hormigones, mezclas bituminosas o mezclas granulares. Esto permitiría reutilizar grandes cantidades de NFU y ayudaría a reducir notablemente su acumulación como residuo tóxico, valorizándolo como materia

prima. Sin embargo, estas opciones deben ser estudiadas en profundidad a fin de garantizar que la adición de caucho no reduzca las propiedades de los materiales involucrados o comprometer el comportamiento geomecánico del conjunto de la infraestructura.

Una de las maneras más prometedoras de reciclar este residuo es mediante su uso como material de construcción. Los NFU's, convenientemente triturados, podrían emplearse como componente de diferentes materiales compuestos, bien sean hormigones, asfaltos o mezclas granulares. Esto permitiría reutilizar grandes cantidades de NFU y ayudaría a reducir notablemente su acumulación como residuo tóxico, valorizándolo como materia prima.

No obstante, para que algunos de estos usos puedan convertirse en prácticas habituales y extendidas, es necesario estudiar con detalle las propiedades del material y garantizar que su adición no supone una reducción de las propiedades de los materiales constructivos. En algunos casos, el uso de NFU podría incluso aportar ventajas adicionales, como por ejemplo un mejor comportamiento mecánico o una mayor atenuación de vibraciones.

Dentro de este contexto, la presente Tesis Doctoral tiene como objetivo estudiar la viabilidad técnica de la utilización de partículas de caucho procedente de neumáticos de desecho para ser utilizada en la capa de subbalasto de una vía ferroviaria. (**Figura 2.1**).

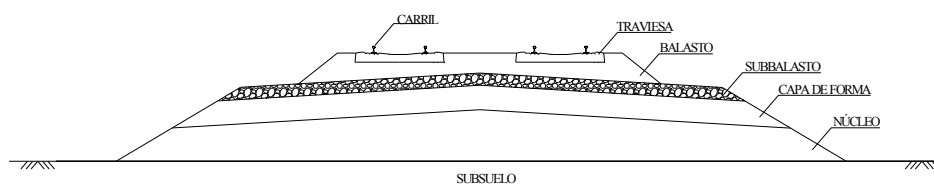


Figura 2.1. Sección transversal de una vía ferroviaria convencional tipo balasto.

La capa de subbalasto es adecuada para absorber las vibraciones del tren debido a su ubicación entre el balasto y la capa de forma, a su vez desempeña un papel vital como cimiento de la superestructura (carriles, traviesas y balasto), y es la encargada de transmitir las cargas al terreno. Por tanto, es un elemento clave en la fiabilidad y la durabilidad de toda la infraestructura y superestructura. Esta capa está compuesta por materiales granulares, procedente de árido machacado, que generalmente no absorben bien las vibraciones. Sin embargo, se espera que la adición de una pequeña porción de fragmentos de caucho pueda mejorar el rendimiento dinámico, por lo que resulta ser este nuevo geomaterial prometedor para ser utilizado en la construcción, y beneficioso en términos de conservación del medioambiente.

El objetivo es evaluar si estas nuevas mezclas cumplen todos los requisitos establecidos por el Reglamento del Sector Ferroviario Español y, de ser así, determinar qué porcentaje

de contenido de caucho produciría los mejores valores. De esta manera, esta nueva combinación puede sustituir los materiales de subbalasto tradicionales, proporcionando una opción prometedora para los acopios de NFU's, así como un material cuyas propiedades satisfagan todas las limitaciones técnicas.

En los siguientes apartados se estudia con más detalle el residuo de NFU como material, su generación y propiedades, y se muestran diferentes experiencias y trabajos llevados a cabo con NFU en el ámbito de la ingeniería civil.

2.2 ESTADO DEL ARTE

2.2.1 NEUMÁTICOS FUERA DE USO: GENERACIÓN Y RECICLAJE

El uso de neumáticos para el transporte tiene sus orígenes en el siglo XIX, con los primeros modelos de rueda neumática desarrollada por John Boyd Dunlop. Desde entonces la industria del neumático ha experimentado un gran desarrollo, en paralelo con el creciente desarrollo de las redes de carreteras y la industria del automóvil.

Hoy en día se emplean millones de neumáticos en todo el mundo. Cuando éstos llegan al final de su vida útil, dan lugar a un residuo que se acumula en cantidades ingentes. Sólo en EEUU, según la Agencia de Protección Ambiental (EPA, 2016) calcula que se desechan 300 millones de neumáticos cada año, de las cuales 56 millones de neumáticos son reciclados para usos de ingeniería civil.

En Europa la estimación anual es de 250 millones, lo que se traduce en unas 3.13 millones de toneladas.

En España se alcanzan las 200,000 toneladas anuales de NFU, una parte de las cuales acaban abandonadas en vertederos a pesar de que esta práctica está prohibida desde 2003. En España, entre 2006 y 2012, la empresa Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Usados (en adelante SIGNUS), actualmente encargada de la gestión de NFU's, gestionó la recogida de alrededor de 1.15 millones de toneladas, de las cuales alrededor del 58% fueron reutilizados como materia prima, el 33% fueron quemados (principalmente para la producción de cemento y la generación de energía) y sólo el 9% de los neumáticos fueron recauchutados. Del total utilizado como materia prima, sólo un 4% (alrededor de 27,000 toneladas) fue utilizado en la ingeniería civil, y el resto se reutilizó en diversas aplicaciones, tales como en la construcción de campos de césped artificial y pavimentos de parques infantiles (SIGNUS, 2012). Este objetivo está muy lejos de la meta esperada, de al menos reutilizar 100,000 toneladas de NFU's en los trabajos de movimiento de tierras, según lo establecido por el Plan Nacional de Neumáticos Fuera de Uso (en adelante PNNFU) 2007-2015. Por lo tanto, existe un claro propósito para fomentar el uso de partículas de caucho procedente de los NFU's en la ingeniería civil, y esto sólo se logrará si el nuevo geomaterial está muy bien caracterizado y aceptado como un material de construcción válido. Esta es la principal motivación detrás de esta investigación.

En los últimos años, una de las formas de deshacerse de este problema medioambiental es mediante la quema incontrolada de los vertederos de este residuo, como es el caso reciente del acopio situado en el municipio español de Seseña (Toledo), donde en el año 2016 ardieron más de 80,000 toneladas de neumáticos fuera de uso. Su quema directa produce gases de efecto invernadero y partículas nocivas, y su acumulación en vertederos también puede llevar a la contaminación de aguas subterráneas (Warith et al., 2004); (Moo-Young et al., 2003); (Humphrey & Blumenthal, 2010. Otras formas de eliminar los NFU, como por ejemplo su quema en hornos de combustión, resultan demasiado costosas (Cano Serrano et al., 2008); (Cordero Alcántara et al., 2004). Queda claro, por tanto, que es de vital importancia reciclar este residuo, tanto por razones económicas como medioambientales.

En el ámbito de la Unión Europea los NFU están catalogados como un residuo tóxico y peligroso, y están dentro de la Lista Europea de Residuos 16.01.03 (COM/99/0031-CNS 99/0010, 1999). La Directiva Marco de Residuos 2008/98/CE (Commission European , 2008) define los objetivos estratégicos para la recolección de NFU's, el procesamiento, la reutilización y el reciclado. La presente Directiva, transpuesta a las legislaciones nacionales, fomenta la reutilización de este residuo en nuevas aplicaciones, incluidas las obras públicas.

En España, el tratamiento de los NFU viene regulado por la Ley 22/2011 que transpone la Directiva Marco de Residuos (Commission European , 2008). Dicha ley, entre otros aspectos, fija objetivos estratégicos de recogida separada, prevención y preparación para la reutilización y reciclado de NFU. De acuerdo al Real Decreto 1619/2005 del 30 de diciembre, los productores de neumáticos tienen la obligación de hacerse cargo de la gestión de los residuos que se derivan de sus productos, garantizando su recogida y gestión, bien de manera individual o en colaboración con otros agentes económicos a través de sistemas integrados de gestión (SIG).

En lo que se refiere a las formas de reutilizar NFU, existen en la actualidad tres alternativas fundamentales: recauchutado para su reutilización como neumáticos, valorización para generación de energía y tratamiento para la obtención de materias primas. Esta última alternativa se ha venido impulsando en España desde el año 2002 debido a la gran actividad del sector de la construcción y el consiguiente potencial que presentaba para aprovechar multitud de residuos como materias primas.

Como se ha explicado anteriormente, el uso de NFU's se ha propuesto y estudiado en ingeniería civil en los últimos años. Los primeros intentos se llevaron a cabo en los EE.UU., ya que este país fue el primero para hacer frente a la acumulación de grandes cantidades de neumáticos considerados fuera de uso. Fuera de estas experiencias y la necesidad de un marco de trabajo, la American Society for Testing and Materials (en adelante ASTM) desarrolló una norma (ASTM D6270 , 1998), que reguló el uso de este residuo en diferentes aplicaciones de ingeniería civil.

2.2.2 PROPIEDADES DE LOS NEUMÁTICOS FUERA DE USO

De cara a emplear partículas provenientes de NFU como materia prima para su uso en la ingeniería civil, resulta imprescindible conocer sus principales características tanto físicas como químicas. Vistas las posibilidades de uso del NFU, Moo-Young et al. (2003) realizaron un estudio de las propiedades físicas y químicas de los NFU's, para partículas de tamaño entre 50 y 300 mm. Tras los análisis llevados a cabo, se comprobó que al aumentar el tamaño de las partículas de NFU se mantiene constante la densidad específica, aumenta la permeabilidad, así como la resistencia a corte. Por otro lado, si bien a priori parece evidente que una mayor energía de compactación permitiría alcanzar una mayor densidad de compactación, no se han obtenido resultados evidentes, pese a que sí aumenta el ángulo de rozamiento y la cohesión.

Otros estudios, como los realizados por Hataf & Rahimi (2006) se centraron en el uso de NFU triturados como refuerzo para aumentar la capacidad portante del suelo. Según revelan los resultados, la cantidad del material procedente del reciclado de NFU y la relación del aspecto de los fragmentos utilizados son los principales parámetros que afectan a la capacidad de carga. Al añadir trozos de neumáticos a la arena su capacidad de soporte (CBR) aumenta de 1.17 a 3.9. Para ello se realizaron ensayos con diferentes cantidades de material troceado (10%, 20%, 30%, 40%, 50%) y con tamaños de troceado diferentes, alcanzándose el mayor CBR para cantidades del 40% de NFU, considerando unas dimensiones de triturado de 3x12 cm.

Con vistas a mostrar con más detalle diferentes propiedades del material, a continuación se muestran los resultados de ensayos realizados por el CEDEX y publicados en su Ficha 4.2: "Neumáticos Fuera de Uso (NFU)", del Catálogo de Residuos Utilizables en la Construcción (CEDEX, 2013).

2.2.2.1 Propiedades físicas

La composición de los NFU es variable en función del país y del fabricante, pero se pueden establecer unas pautas habituales en el ámbito europeo, como los mostrados en la *Tabla 2.1*.

TIPO	Peso (Kg)	Caucho y elastómeros	Negro de carbono	Metal (acero)	Textil	Aditivos y otros
Turismos	6,5-9,0	48	22	15	5	10
Vehículos pesados	55-80	43	21	27	0	9

Tabla 2.1: Composición media de los NFU en la UE (%). Fuente: *Catálogo de Residuos CEDEX*.

El principal componente es el caucho, tanto natural como sintético. La proporción entre ambos viene determinada por el uso del neumático. El negro de carbono se aplica para lograr variaciones de rigidez y resistencia a la tracción y la abrasión, mientras que los

componentes metálicos aportan rigidez a la carcasa, así como resistencia y flexibilidad. Los materiales textiles, presentes en la carcasa, suelen ser nylon, rayón y poliéster.

Durante la fabricación de los neumáticos se añaden diferentes aditivos (plastificantes, estabilizantes, colorantes, etc.). También se aporta azufre durante el proceso de vulcanización para ganar en resistencia y elasticidad.

Desde el punto de vista térmico, los neumáticos tienen un poder calorífico similar al del carbón (entre 28 y 35 MJ/kg). Una tonelada de neumáticos puede aportar una energía similar a 0.7 toneladas de fuel-oil.

En cuanto a su granulometría como material granular, ésta depende en gran medida del proceso de tratamiento seguido y del uso que se le vaya a dar al material. Así, por ejemplo, las partículas provenientes de troceado, generalmente de forma plana e irregular, tienen un tamaño variable entre 50 y 300 mm en función de la criba escogida, lo que a su vez hace variar enormemente su densidad media tanto sin compactar (390-535 kg/m³) como compactada (630-840 kg/m³).

El material procedente de granulado presenta tamaños de partículas entre 13 y 76 mm, lo que da lugar a densidades sin compactar entre 320 y 490 kg/m³ (compactadas entre 570 y 730 kg/m³). Finalmente, el polvo de neumático empleado para mezclas asfálticas presenta partículas de tamaño inferior a 2 mm.

2.2.2.2 Propiedades químicas

Después del proceso de tratamiento de los NFU's, los principales componentes son el caucho, negro de carbono, azufre, óxido de zinc, más otros aditivos, habiéndose eliminado todo el contenido de metal procedente de la estructura metálica. Bajo condiciones ambientales normales, los fragmentos de neumático no son reactivos (CEDEX, 2013), y por tanto los lixiviados no son contaminantes.

2.2.2.3 Propiedades mecánicas

La resistencia a corte de los trozos de NFU depende en buena parte del tamaño y forma de las partículas. Así y todo, de diferentes ensayos realizados por el (CEDEX, 2013) se han obtenido ángulos de fricción interna entre 19° y 26°, y valores de cohesión entre 4.3 y 11.5 kPa. A partir de ensayos de compresibilidad se han medido módulos de elasticidad entre 770 y 1,200 kPa. En cuanto a la permeabilidad, depende del índice de poros pero se puede considerar similar a la de una grava limpia, en torno a 1.5 y 15 cm/s.

2.2.3 UTILIZACIÓN DE NFU EN INGENIERÍA CIVIL

Existen diferentes formas de reutilización de partículas de neumáticos usados en ingeniería civil. Este residuo se puede colocar en núcleos de terraplén como una capa independiente, o se pueden mezclar con otros materiales tales como betún, cemento, suelos cohesivos y materiales granulares. La forma en que los neumáticos son procesados

(como tiras, granulado, polvo, etc.) es también de particular importancia, ya estudiado por Edinçliler et al. (2010). Otro aspecto importante es el potencial impacto ambiental que el uso de trozos de NFU's puede tener. Según Sheehan et al. (2006), el riesgo para los acuíferos debido a los posibles lixiviados de procedentes de los neumáticos usados en plataformas de carretera es más bien baja, siempre que exista una cierta distancia de separación entre la infraestructura y los niveles freáticos o masas de agua.

Se pretende así valorizar un residuo del que se acumulan enormes cantidades cada año a través de un sector que requiere de grandes cantidades de materias primas. La principal manera de incorporar NFU a las obras públicas es mediante su triturado y extendido en capas, bien con capas formadas exclusivamente por partículas NFU's o mezclado con otros materiales como pueden ser áridos, betunes e incluso hormigones. Para que estos usos puedan generalizarse en el sector de la construcción es necesario que la adición de NFU no reduzca las propiedades de los otros materiales, o que incluso las mejore en algunos casos.

Si bien el neumático puede aportar multitud de beneficios directa e indirectamente, existe un cierto inconveniente a la hora de su uso ingenieril como relleno, dada la deformabilidad que presenta por su alta compresibilidad. Si bien a priori es un condicionante importante, su influencia puede ser acotada para el uso que se pretende destinar, teniendo en cuenta que la mayor parte de la deformación de los rellenos de suelos con NFU's troceados se suele producir durante la etapa de construcción, normalmente durante los primeros 2 o 3 meses, debido al peso propio de las capas de tierras que tienen por encima y también por el paso del tráfico pesado.

A día de hoy se han realizado diferentes ensayos y experiencias con NFU en todo el mundo, buscando evaluar su comportamiento como material de construcción. A continuación se expondrán los principales trabajos realizados al respecto, ordenados según la forma de uso de las partículas de NFU.

2.2.3.1 NFU troceado en terraplenes

Los NFU's pueden procesarse en tiras o fragmentos relativamente grandes y extenderse en capas formadas exclusivamente por este material. En este sentido, en los EEUU se han llevado a cabo diversos proyectos de investigación consistentes en el uso de tiras de caucho en núcleos de terraplenes y rellenos de trasdós de muros. Entre ellos cabe destacar los realizados por los Investigadores P. J. Bosscher y T. B. Edil de la Universidad de Wisconsin (Maine) y D. N. Humphrey de la Universidad de Maine.

Así, en 1998 se emplearon tiras de NFU como material aligerante para los núcleos de unos terraplenes de 10 m de altura en Portland, Maine (EEUU) (Humphrey & Blumenthal, 2010). Los núcleos quedaron protegidos por una capa de suelo arcilloso, ya que los terraplenes apoyaban sobre terrenos muy compresibles formados por limos arcillosos. El asiento medido en la parte superior del núcleo fue del orden de un 4%, menor de lo previsto a partir de las pruebas de laboratorio realizadas con anterioridad (Humphrey et al., 2000).

En cuanto a su utilización en vías ferroviarias, la primera experiencia fue en 2001, Wolfe et al. (2004) estudiaron la instalación de capas exclusivamente formadas por partículas de NFU bajo la vía para la reducción de vibraciones. Se aplicaron tiras de caucho en vías ferroviarias con el objetivo de atenuar vibraciones producidas por el paso de vehículos. Las tiras de NFU se dispusieron en capas intercaladas entre balasto y subbalasto, con un espesor máximo de 0.30 m. Esta experiencia se llevó a cabo en las futuras líneas de metro del corredor VTA en la California, operado por la Santa Clara Valley Transportation Authority (VTA), California (EEUU) y se observó que la nueva capa amortiguaba de forma efectiva las vibraciones para frecuencias superiores a los 31.5 Hz, mientras en el rango 12.5-31.5 Hz apenas mejoraba el comportamiento de las capas convencionales.

En España cabe destacar varias experiencias enmarcadas en proyectos de I+D+i, que emplearon tiras de caucho en núcleos de terraplén siguiendo la norma ASTM D6270 (1998). Así, en marzo de 2007 se llevó a cabo un proyecto, realizado por la Universidad Politécnica de Cataluña, ACCIONA I+D e Iberinsa, con la financiación del Ministerio de Medio Ambiente, por el que se construyó un terraplén para un paso inferior sobre la carretera M-111, en la provincia de Madrid. Para dicho terraplén se emplearon unos 270,000 NFU, aproximadamente 2,200 toneladas, que se extendieron en dos secciones tipo: Una con una única capa de 2 m de espesor y otra con dos capas, la inferior de 2 m y la segunda de espesor variable. Se midieron asientos en la parte superior del terraplén y estos llegaron a ser del orden de un 2% de la altura total del terraplén.

En 2008, ACCIONA construyó un terraplén con NFU en la vía de servicio de la variante de San Isidro (TF-1) en Santa Cruz de Tenerife. En este caso se emplearon 187.500 unidades de neumáticos, equivalentes a 1,500 toneladas de material (ACCIONA et al., 2009).

En esta misma línea, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX promovió, entre 2010 y 2011, un proyecto de I+D financiado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI) para realizar una experiencia piloto de ejecución de varias secciones de terraplén (Cano et al., 2011). Algunas de estas secciones se construyeron con capas de NFU troceado y otras con mezclas de NFU y suelo. El objetivo final es comprobar que las estructuras ejecutadas con NFU pueden ser un sustitutivo estable y duradero de los rellenos con materiales clásicos. Los tramos de prueba se localizaron en la Autovía A-32 entre Linares y Albacete, en el tramo de Villacarrillo a Villanueva del Arzobispo. El proyecto se llevó a cabo entre los años 2010 y 2011, por parte de un consorcio de empresas que incluye a SACYR, CEMOSA, LABINKER y SIGNUS, y empleó unas 182 toneladas de neumático triturado

Otro proyecto similar, realizado por CEMOSA, SACYR y LABIKER en mayo de 2011 con la colaboración del CEDEX y subvención del CDTI, consistió en un relleno de terraplén en un ramal de la autopista AP-46 Autopista de las Pedrizas (Málaga), con un uso de material de 3,600 toneladas de NFU. La vía se encuentra actualmente abierta al tráfico.

Para finalizar, otro ejemplo de uso de NFU es el propuesto por Lee & Roh (2007), quienes estudiaron la instalación de una capa adicional de bajo módulo elástico en las paredes de una obra de fábrica sobre la que discurre un tramo de carretera. El propósito de esta capa sería proteger la obra de fábrica y facilitar el compactado de los materiales de relleno, además de mejorar las propiedades de dichos rellenos. Los autores probaron dos materiales diferentes: partículas de caucho provenientes de NFU y poliestireno expandido EPS. A través de un análisis numérico y de unos ensayos de laboratorio y de campo, observaron que ambos materiales reducían efectivamente la presión dinámica del terreno sobre la obra de fábrica, siendo la capa de NFU la más eficiente.

2.2.3.2 NFU en mezclas bituminosas y hormigones

Los NFU's también pueden emplearse como componente para mezclas con ligantes, como pueden ser las mezclas bituminosas o algunos tipos de hormigones. En este sentido, existe bastante bibliografía sobre la incorporación de partículas de NFU a capas de subbalasto bituminoso, muy habituales en Italia desde hace más de 30 años y que en otros países están comenzando también a emplearse.

Desde un punto de vista más teórico, Di Mino et al. (2012) desarrollaron un modelo dinámico de una vía en balasto para estudiar el comportamiento mecánico de diferentes dosificaciones de subbalasto bituminoso con y sin adición de caucho, además de una capa de subbalasto granular convencional. Los resultados del modelo muestran aceleraciones mayores cuando se selecciona la capa granular. Las capas asfálticas presentan valores más reducidos, pero no hay diferencias apreciables entre ellas.

Wang & Zeng (2004) realizaron un trabajo en la misma línea, modelado una vía de alta velocidad mediante elementos finitos para estudiar el comportamiento de diferentes alternativas de subbalasto incluyendo mezclas bituminosas con y sin caucho añadido, hormigón y balasto. Sus resultados muestran una mayor atenuación de las vibraciones para la capa bituminosa con caucho, si bien el modelo desarrollado es bidimensional y no está plenamente calibrado.

Otro trabajo similar, desarrollado por Lei & Rose (2008), propone un modelo analítico de la vía basado en la transformada de Fourier, con el que estudian diferentes espesores de la capa de subbalasto bituminoso y diferentes contenidos de caucho. Sus resultados muestran que el uso de un subbalasto bituminoso con caucho puede mitigar las aceleraciones a nivel de carril y traviesa en un 18.6 % frente a una capa granular convencional.

Bajo un prisma más práctico cabe destacar el trabajo de Buonanno & Mele (2000), en el que se detallan los ensayos de laboratorio y de campo realizados para evaluar nuevas dosificaciones de subbalasto bituminoso que incluya partículas de NFU. Se evaluaron tanto la capacidad portante y durabilidad de la mezcla como su potencial de atenuación de vibraciones, observándose un comportamiento algo mejor en las mezclas entre 4% y 8% de NFU frente a las tradicionales.

Inciendiando más en la capacidad de atenuación de vibraciones se puede mencionar el trabajo de D'Andrea et al. (2012), que consistió en la medición de niveles de vibración en tramos con subbalasto bituminoso convencional y con NFU añadido. Se observa que la mezcla bituminosa sin caucho se comporta mejor en el rango 10-30 Hz, mientras que la mezcla con caucho añadido amortigua más la vibración en el rango 50-100 Hz.

En lo que se refiere a la caracterización de las mezclas bituminosas con diferentes porcentajes de caucho, existen varias experiencias realizadas en laboratorio, como por ejemplo los trabajos de Zeng et al. (2001), en los que se llevan a cabo diferentes ensayos triaxiales y ensayos de columna resonante para medir el módulo de rigidez y el coeficiente de amortiguamiento de diferentes mezclas. Dichos ensayos muestran que las mezclas bituminosas con caucho presentan una mayor rigidez y un mayor coeficiente de amortiguamiento que un suelo compactado, y por tanto pueden ser una alternativa útil para la atenuación de vibraciones. Una segunda tanda de ensayos, realizados por algunos de los mismos autores (Zhong et al., 2002) muestra que el aumento en el porcentaje de caucho en la mezcla aumenta claramente el coeficiente de amortiguamiento y ligeramente la rigidez.

Otra posible ventaja del uso de mezclas bituminosas con NFU es la atenuación de ruido. En este sentido, el Condado de Sacramento (California, EEUU) llevó a cabo una campaña para evaluar la reducción de ruido causado por el tráfico en carreteras mediante la instalación de capas de asfalto con NFU (Department of Environmental Review and Assessment, 1999). Durante dicha campaña se detectó una reducción media de 4 dB, prolongada en el tiempo hasta 6 años después de la instalación de las nuevas mezclas.

Por último, si bien la adición de partículas de NFU se ha venido realizando fundamentalmente en mezclas bituminosas, también existen algunas experiencias como la llevada a cabo por Aiello & Leuzzi (2010). Estos autores ensayaron diferentes dosificaciones de hormigón en las que se había sustituido parte del material granular por caucho. De sus ensayos se deduce que la adición de NFU reduce el peso específico de la mezcla, mejora la trabajabilidad y el comportamiento post-fisuración (a un nivel similar al de un hormigón con fibras), si bien a costa de una reducción de la resistencia a compresión y flexión.

2.2.3.3 NFU en mezclas con materiales granulares

Hasta ahora se han mostrado las experiencias llevadas a cabo con capas formadas exclusivamente por partículas de NFU, y con mezclas de NFU con betún y otros materiales ligantes. Existe bastante bibliografía al respecto, particularmente para el caso de mezclas bituminosas, para las que se pueden hallar tanto modelos numéricos como ensayos de laboratorio y pruebas de campo.

En cambio, la mezcla de partículas de NFU con material granular tipo grueso, sin ningún tipo de ligante, es una alternativa mucho menos estudiada, y el volumen de bibliografía existente es claramente menor. En este sentido, apenas se pueden mencionar un par de trabajos de laboratorio, como los llevados a cabo por Feng & Sutter (2000), quienes

estudiaron el módulo de rigidez y el coeficiente de amortiguamiento de mezclas de arena y partículas de NFU mediante ensayos de columna resonante, sin obtener resultados concluyentes.

Más interesante y reciente es el trabajo de Nakhaei et al. (2012), quienes llevaron a cabo ensayos triaxiales para diferentes dosificaciones de suelos con NFU. Estos ensayos muestran que, a mayor contenido de NFU, se reduce el módulo cortante, y lo que es más interesante, que el coeficiente de amortiguamiento tiende a reducirse con el aumento de NFU para presiones de confinamiento entre 50 y 100 kPa, mientras que aumenta con el porcentaje de caucho cuando la presión se mueve en el rango 200-300 kPa.

Desde un punto de vista más práctico, en 2001 se emplearon mezclas de arenas y tiras de caucho en proporciones iguales en volumen para ejecutar núcleos de terraplenes en la State Road 31 en Lakeville, EEUU (Salgado et al., 2003); (Yoon et al., 2006). El terraplén alcanzaba los 2.1 m de altura, 20 m de ancho y 17.7 m de longitud. Tras quedar abierto al tráfico el tramo de prueba durante 200 días sólo se detectaron 12 mm de asiento, y no se produjeron problemas de estabilidad en los taludes. Asientos de magnitud similar se midieron en diferentes terraplenes sin adición de caucho, tanto en obras ferroviarias (Melis, 2006) como de carretera (Vipulanandan et al., 2009).

Posteriormente, Zornberg et al. (2004) se centraron en el estudio del comportamiento de NFU triturados para su utilización en aplicaciones geotécnicas. En su estudio, una serie de pruebas experimentales desarrolladas con un dispositivo triaxial a gran escala, demostraron que la reutilización de NFU triturados puede ayudar a resolver problemas geotécnicos asociados con una baja resistencia a corte del suelo. Analizando la proporción óptima de NFU en la mezcla, así como su relación de tamaño adecuada, se observó que este material proporciona a la mezcla una clara elasticidad recuperable, así como una mejora en su resistencia a corte; encontrándose esta última muy vinculada a las condiciones de confinamiento. Asimismo, se demostró que el porcentaje óptimo de NFU en mezclas era del 35% para conseguir maximizar el esfuerzo a cortante, así como que para un porcentaje dado, al aumentar la relación de tamaño del NFU aumentaba también la resistencia a corte de la mezcla.

En obras ferroviarias es evidente que existe una amplia literatura sobre el uso NFU's en capas de subbalasto bituminoso. Pero en cambio, la mezcla de partículas de caucho con material granular, sin ningún tipo de aglomerante o ligante, para formar capas de subbalasto está mucho menos estudiado, por lo tanto, se han encontrado pocos ejemplos de investigaciones en los cuales tomar como referencia. En alguna investigación se añadió trozos de caucho entre las partículas de balasto (Sol-Sanchez et al., 2015), y se determinó que una adición de 10% de caucho (en volumen) en la capa de balasto reduce la fragmentación de sus partículas y mejora la energía disipación.

Una de las principales cuestiones relacionadas con el desarrollo de los ferrocarriles, en particular en las zonas urbanas, es que son una fuente de ruido y las vibraciones que se transmiten a través del terreno puedan molestar a los residentes. Este fenómeno ha sido

ampliamente estudiada en los últimos años, tanto desde un punto de vista teórico (Thompson, 2008); (Auersch, 2005), y desde el punto de vista práctico (Di Mino & Di Liberto, 2007); (Ryue et al., 2008); (Zhang et al., 2007); (Oertli, 2000); (Kouroussis et al., 2009).

Se han propuesto diversas soluciones para mitigar las vibraciones transmitidas por el suelo, tales como mantas elastoméricas (Alves Costa et al., 2012); (Lombaert et al., 2006); (Zhao et al., 2015), y zanjas abiertas y llenas (Karlström & Boström, 2007); (Alzawi & Hesham El Naggar, 2011); (Jones et al., 2011), obteniéndose resultados un tanto irregulares, y la mejora de los sistemas de sujeción (Zhao et al., 2012) para mitigar las vibraciones.

Teniendo en cuenta que los NFU's necesitan casi 600 años en descomponerse por completo (Almeida Júnior et al., 2012), es evidente que el manejo de este material es uno de los retos actuales de nuestra sociedad. Por tanto, una reutilización adecuada y el reciclaje de este residuo es una forma prometedora de resolver el problema. Los NFU's pueden ser fácilmente reciclados en forma de tiras de caucho, la obtención de un material que absorbe los efectos dinámicos gracias a sus propiedades mecánicas.

Como alternativa, en esta Tesis Doctoral se propone el uso de partículas de caucho mezclados con materiales granulares sin ligante para reducir las vibraciones inducidas por los trenes, y así como mejorar la resistencia a la degradación de los materiales granulares de naturaleza calcárea. Así pues, queda claro que la experiencia existente en el uso de mezclas de suelos granulares de tamaño grueso y NFU es mucho menor que en el caso de mezclas bituminosas con caucho, por lo que existe justificación para estudiar esta alternativa con más detalle y evaluar su utilidad y propiedades a la hora de emplearla en detrimento de las capas granulares tradicionales en vías férreas.

2.2.4 EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LA REUTILIZACIÓN DE NFU'S

Para que estas nuevas mezclas puedan convertirse en una alternativa válida frente a los materiales tradicionales, no solo deben ser técnicamente viables, sino que también deben ser económicamente factibles y rentables. El coste adicional de reutilizar la mezcla árido-caucho se basa en dos aspectos diferentes: el coste de los diferentes componentes de la mezcla y el coste de todo el proceso fabricación y colocación. El propósito de esta sección es evaluar si la adición de partículas de caucho a los agregados gruesos minerales tradicionales causa un incremento excesivo en el coste de la construcción de una nueva vía férrea.

2.2.4.1 Proveedores, precios y disponibilidad de NFU

En España las principales empresas de transformación de NFU's se engloban dentro de la red SIGNUS. El catálogo de empresas disponibles se expone en la **Tabla 2.2** (SIGNUS, 2013).

Empresa	Dirección
Andaluza de Reciclados ASNA S. L. Gescometal 2002 S. L.	Pol. San Antolín III. 14200 Peñarroya-Córdoba Pol. Riaño 3 Parcela 20-24. 33900 Langreo-Asturias
GESNEUMA (Gestión de Neumáticos Aragón S. A.)	Parque Tecnológico de Reciclado López Soriano, Parcelas C1.9.1.2, 16, 17, 18, 19 Ctra. de la Cartuja. 50720 La Cartuja Baja- Zaragoza
Gestión Medioambiental de Neumáticos S. L.	Pol. Ind. Piyer s/n. 25179 Maials-Lleida
Indugarbi NFU's S. L.	Ctra. NA 5311, Km 19,66. 31313 Murillo el Fruto-Navarra
Neuiclaje, S. A. Reciclado de Neumáticos de Andalucía RENEAN S. L.	Pol. Pinoa s/n. 48170 Zamudio-Vizcaya Antigua Carretera de Espeluy a Villanueva s/n 23720 Espeluy-Jaen
Reciclado de Neumáticos de Castilla y León RENECAL S. A.	Pol. Ind. Erkimia Avda. Explosivos s/n 34880 Guardo-Palencia
Reciclados de Neumáticos y Caucho S. L. Recu-matic S. L.	Pol. Ind. Los Torraos. Avda. España 16 30562 Ceutí-Murcia; Pol. Ind. Los Brezos. C./ Acacias 2. 09197 Villalbilla-Burgos
Recuperación Materiales Diversos S. A. AZNALCOLLAR	Carretera Gerena Km 15,5. 41870 Aznalcollar-Sevilla
Recuperación Materiales Diversos S. A. LEÓN	Carretera la Bañeza Km 7,5. 24251 Ardoncino-León
Valoriza Servicios Medioambientales S.L.	Camino de la Vega 64. 19160 Chiloeches-Guadalajara

Tabla 2.2. Catálogo de Empresas de Transformación de NFU. Fuente: SIGNUS.

En lo que se refiere al precio del material, éste depende fundamentalmente del tamaño medio de la partícula. La proximidad del suministrador a la obra y los consiguientes costes de transporte también pueden repercutir en el precio final. En la **Tabla 2.3** se muestran los precios aproximados proporcionados por dos empresas diferentes tras consulta telefónica.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Empresa: RECICLAJE DE NEUMÁTICOS Y CAUCHO S. L. (Murcia)		
Tamaño (mm)	Denominación	Coste aproximado (€/ton)
12-25	Chipper	75-90
4-8	Base	145
2-4	Roll	155
Empresa: RECUPERACIONES EMRO (Albacete)		
Tamaño (mm)	Denominación	Coste aproximado (€/ton)
20	-	30-50
4-8	-	140
2-4	-	155
0,5-2	-	145
<1	Polvo	180

Tabla 2.3. Precio aproximado de la tonelada de NFU según tamaño de partícula.

Por tanto, el precio de coste del granulado de caucho procedente del NFU, de tamaño máximo 20 mm, incluido el transporte, puede oscilar entre 30-90 €/tonelada, dependiendo de la distancia de transporte y la magnitud del pedido. Por esta razón, el coste final de la mezcla subbalasto-caucho puede variar considerablemente, y su mayor o menor idoneidad en términos económicos respecto a un subbalasto tradicional dependerá de la obra concreta y sus circunstancias particulares.

2.2.4.2 Costes de adquisición y puesta en obra del subbalasto

El material granular empleado como subbalasto se obtiene a partir de canteras. En el caso español, ADIF reconoce, mediante Distintivo de Calidad, una serie de canteras repartidas por todo el país que cumplen las condiciones necesarias para suministrar un material con los requerimientos exigidos por la normativa, tanto para balasto como subbalasto.

En España, ADIF controla y reconoce los puntos de producción de áridos para balasto y subbalasto, otorgando un Distintivo de Calidad a las canteras para cinco años, y se debe actualizar cada 15 años. En la **Figura 2.2** se muestra el mapa con la localización de dichas canteras con Distintivo de Calidad ADIF.

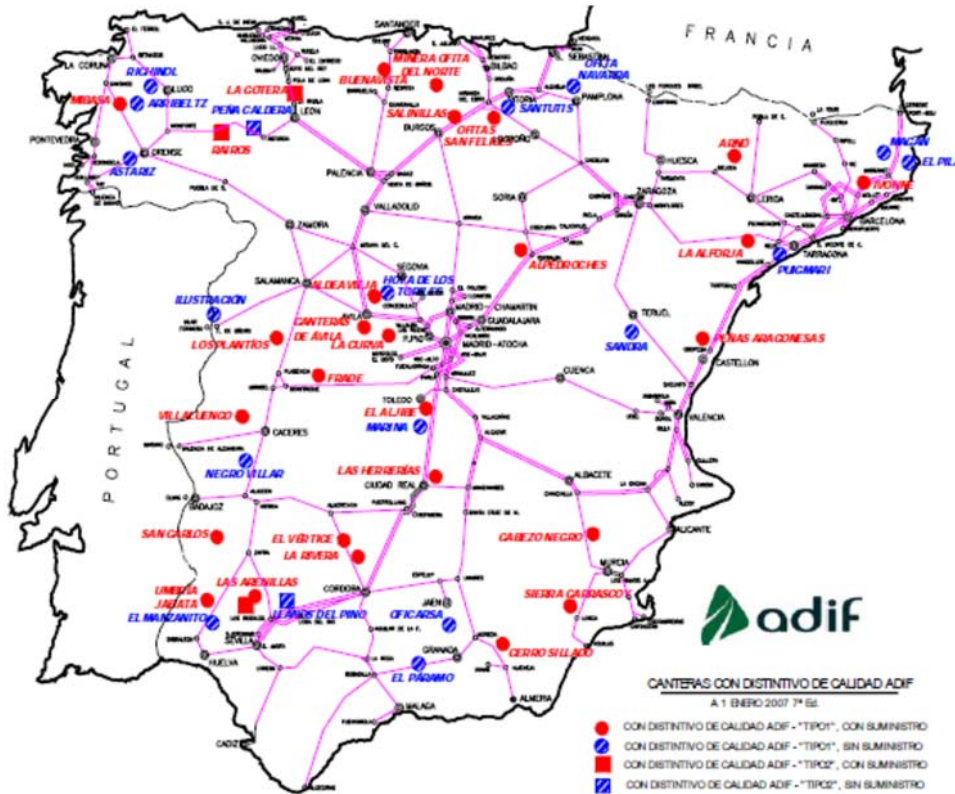


Figura 2.2. Distribución de canteras con Distintivo de Calidad (2009).
Fuente: (Panadero & Sanz, 2010).

Con respecto al proceso de construcción y colocación, las nuevas mezclas se pueden preparar utilizando el mismo equipo usado para preparar la mezcla de áridos utilizados para construir la superestructura de vías férreas convencionales. Estos materiales granulares (incluyendo tanto el balasto y la subbalasto) se pueden preparar, ya sea en una planta de tratamiento especializado áridos (como el que se muestra en la **Figura 2.3**) o directamente almacenado y preparado (es decir, mezclado con agua) in situ. Sin embargo, la primera opción, desde el punto de vista ingenieril, es mejor porque evita la posible segregación de los diferentes tamaños de partículas y la posterior heterogeneidad en la capacidad de soporte de la capa extendida.

La preparación de mezclas de árido-caucho se puede llevar a cabo en las mismas plantas de tratamiento. Solo se necesita una tolva adicional para acopiar las partículas de caucho; por tanto, no es un incremento de coste significativo en su fabricación.

En cuanto a la colocación, extendido y compactación, estas mezclas pueden utilizar los mismos equipos de movimiento de tierra, no requieren de maquinaria adicional especial.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Por todas estas razones, en términos de fabricación y colocación, el uso de estas nuevas mezclas no aumenta el coste de construcción de una nueva vía de ferrocarril.

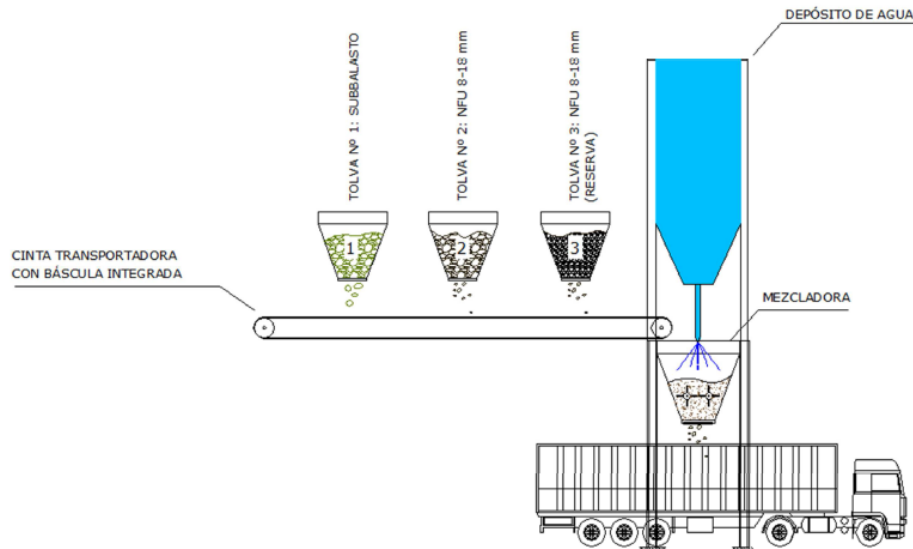


Figura 2.3. Diseño del proceso de mezcla en central.

En cuanto al precio, del mismo modo que con las partículas NFU, el coste de adquisición y puesta en obra de los materiales granulares empleados para subbalasto depende de factores tales como la cantera escogida, la distancia de transporte, volumen de áridos solicitado, etc. Es por ello que resulta difícil establecer un precio único, por lo que en su lugar se han estudiado algunos proyectos concretos en diferentes partes de España para así determinar un orden de magnitud.

Es evidente que la adición de un nuevo material puede aumentar el coste global de la capa subbalasto, que es una notable fracción del coste total de la infraestructura. El coste de los áridos tradicionales que se utilizan para la capa de subbalasto, es de aproximadamente 8.5 € por tonelada (CYPE Ingenieros SA, 2016).

Por otra parte, las partículas de caucho procedentes de NFU's requieren de un tratamiento extenso para asegurar la gradación de tamaño adecuado y de calidad, y por lo tanto su coste es más alto, alrededor de 50 € por tonelada (SIGNUS, 2011). Esto significa que una tonelada de mezcla de 5% de contenido en caucho puede costar hasta 9.6 € por tonelada, un incremento de 27% con respecto al material subbalasto sin mezclar.

Este coste extra puede entorpecer la utilización de estas nuevas mezclas basadas en criterios puramente económicos. Sin embargo, otros aspectos deben tenerse en cuenta, tales como los beneficios ambientales de la reutilización de grandes cantidades de este residuo

bastante problemático, que aún no se han evaluado en detalle. Por otra parte, el uso de partículas de caucho procedente de NFU's es todavía muy poco frecuente en aplicaciones de ingeniería civil (por ejemplo, en España sólo el 1% de la cantidad total de neumáticos de desecho producido por año (SIGNUS, 2014). Si esta situación cambia, los gastos de tramitación de este material es probable que deje caer debido a una mayor demanda y optimización de procesos.

Teniendo en cuenta las operaciones de puesta en obra, el precio puede variar dependiendo de la Comunidad Autónoma, de la proximidad de canteras homologadas, entre otros factores. Así, por ejemplo, para el proyecto constructivo del Eje Atlántico de Alta Velocidad, tramo Vigo Urzaiz-Soutomaior (2012), el presupuesto contemplaba (AVE-Eje Atlántico, 2012) un precio de 15.51 €/m³ para el subbalasto. Por otra parte, para el proyecto del ferrocarril de Velocidad Alta entre Las Infantas y Jaén (2005), el precio previsto en el presupuesto (AVE Las Infantas-Jaén, 2005) era de 12.11 €/m³, incluyendo material, personal y maquinaria de extendido. Por último, para el proyecto constructivo de la línea de Alta Velocidad Sevilla-Cádiz, tramo Utrera-Jerez (2010), el precio de subbalasto presupuestado (AVE Sevilla-Cádiz, 2010) era de 12.32 €/m³.

De estos ejemplos concretos se puede observar que el precio más habitual para el subbalasto convencional ronda los 10-20 €/m³, si bien como ya se ha dicho este precio puede variar notablemente en función de diversas circunstancias.

Para comparar los precios con otra alternativa de atenuación de vibraciones, como son las mantas elastoméricas, donde los precios se abonan por €/m², es necesario unificar dichas unidades. Para una vía única convencional de 6 m de plataforma, y una capa de subbalasto de 0.30 m, el precio para el subbalasto oscila entre 3-6 €/m². Si añadimos el sobrecoste del 27% al añadir un contenido en partículas de caucho del 5%, el precio final de puesta en obra de una capa de subbalasto mezcla con partículas NFU's oscila entre 4-8 €/m².

2.2.4.3 Costes de adquisición y puesta en obra de mantas elastoméricas

Las mantas elastoméricas son productos desarrollados para su instalación bajo las diferentes tipologías de vía, con el objetivo de amortiguar una parte de las vibraciones generadas por el paso del vehículo y reducir así en cierta medida la transmisión de dichas ondas al entorno.

Puede decirse que como producto manufacturado y patentado que son, sus características y composición son muy variables y dependen de cada fabricante y de los requisitos particulares del cliente, por lo que existe gran variedad de condicionantes y situaciones particulares que influyen en el producto final, tanto en su composición como en su valor de mercado.

En lo que al coste se refiere, ya habiendo citado que las condiciones de cada caso son determinantes para establecer el precio del producto (al igual que con los áridos es muy difícil establecer unas cifras generales), el coste final depende en gran medida del tipo y

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

compuesto concreto de manta a colocar, de la extensión y dimensiones de construcción, la puesta en obra, de los requisitos del cliente, etc.

Pese a las variables descritas anteriormente y que influyen en el precio del producto, a modo de referencia, ADIF establece los costes en el Pliego de Prescripciones Técnicas para la Línea de Alta Velocidad Noroeste (Dirección General de Ferrocarriles (DGF), 2010) (**Tabla 2.4**).

Concepto	Precio/m²
Fabricación, suministro a traza y descarga de metro cuadrado de manta bajo balasto de atenuación estándar (> 12 dB a 63 Hz).	24.69 €
Fabricación, suministro a traza y descarga de metro cuadrado de manta bajo balasto de alta atenuación (> 20 dB a 63 Hz).	35.82 €
Fabricación, suministro a traza y descarga de metro cuadrado de manta bajo losa.	23.21 €

Tabla 2.4. Cuadro de precios de mantas antivibratorias para la Línea de Alta Velocidad Noroeste.
Fuente: (Dirección General de Ferrocarriles (DGF), 2010)

Tomando como referencia la tabla anterior, es posible establecer una horquilla de referencia de precios entre los 23 y 36 €/m², en función del tipo de manta y de su capacidad de atenuación, incluyendo en el precio del producto su fabricación, suministro a traza y descarga.

Desde el punto de vista económico, para contrastar la viabilidad de ambas medidas de atenuación de vibraciones, en concreto entre la mezcla de subbalasto y partículas de NFU respecto a las mantas antivibratorias, se han comparado los precios de puesta en obra de ambos materiales.

En el caso de la construcción de la capa antivibratorias de capa de subbalasto modificada con partículas NFU, el coste de construcción oscila entre 4-8 €/m². En el caso de las mantas elastoméricas, al intercalarse entre la capa de balasto y subbalasto, es necesario abonar la manta más el coste de construcción de la capa de subbalasto. En coste total oscila entre 26-42 €/m², del orden de 5 veces mayor al coste respecto a la mezcla de subbalasto-caucho. Por tanto, desde el punto de vista económico es más viable que las mantas elastoméricas.

2.3 CONCLUSIONES RELATIVAS AL ESTADO DEL ARTE

Las investigaciones consideradas anteriormente muestran el potencial de las mezclas de suelo y caucho procedente de los NFU's como material de construcción en obras civiles, en concreto en la construcción de terraplenes, relleno de zanjas y trasdós de muros. Además, se ha utilizado el caucho en mezclas con material granular con ligante, ya sea con cemento o betún, tanto en la construcción de firmes de carreteras como en su utilización en capas de subbalasto bituminoso en obras ferroviarias.

Dada la baja experiencia de mezclas de material granular tipo subbalasto mezclado con caucho procedente de NFU's, sin ningún tipo de ligante, en comparación con otras alternativas, queda justificada la necesidad de determinar mejor sus propiedades y evaluar su fiabilidad, tanto en obras de carreteras como en obras ferroviarias. En particular, la presente investigación se centra en el estudio de la sustitución parcial del tradicional subbalasto, con mezclas de material granular y partículas de caucho procedentes de NFU's. Esta investigación es de particular interés ya que la mayoría de las experiencias anteriores se han centrado en las obras de carreteras en lugar de ferrocarriles. Estas investigaciones muestran que el uso de caucho procedentes de los NFU's en movimientos de tierras ofrece un método potencial para la eliminación de dicho residuo, y puede mejorar ciertas propiedades del suelo natural. Sin embargo, la escasez de trabajos dedicados a este tema, por lo menos en el contexto de los ferrocarriles, también revela una falta de conocimiento sobre el comportamiento de las mezclas de material granular tipo subbalasto y partículas de caucho sin ningún tipo de ligante y potencia la necesidad de realizar estudios más detallados.

Entre ellos, el más importantes es comprobar que el nuevo geomaterial cumpla con los requisitos técnicos que se le exige a un material tipo subbalasto según las normativas vigentes (PF-7, 2006); (UIC Code 719R, 2008). Además se le debe exigir que la mezcla de subbalasto y partículas de caucho tenga una buena capacidad de soporte, y unas deformaciones compatibles con la plataforma ferroviaria, tanto a corto como a largo plazo. Todos estos parámetros se deberán estimar mediante ensayos de laboratorio, bien siguiendo las normas de ensayo o bien adaptando las mismas a las necesidades del nuevo material. Una vez obtenido los resultados, y realizado un primer análisis de los mismos, el siguiente paso es construir un tramo experimental de pruebas para poder comparar la capacidad de soporte obtenida en campo con los resultados de laboratorio.

Pero hay que tener en cuenta que los ensayos de capacidad de soporte realizados en campo presentan una serie de problemas. Mientras que los ensayos de laboratorio se realizan bajo condiciones cuidadosamente controladas, los ensayos in situ pueden verse afectados por varios factores que comprometen su fiabilidad (Panadero & Sanz, 2010). Según el PF-7 (2006), la capacidad de soporte solo puede ser evaluada con el ensayo de placa de carga estática (BS 1377-9, 1990) una vez extendida y compactada la capa de subbalasto en obra. Como se ha comentado anteriormente, esta prueba in situ suele verse afectada por muchos factores, como puede ser las variaciones en la humedad, que pueden dar lugar a una sobreestimación de la capacidad de soporte de la capa de subbalasto (Santiago et al., 2010).

Por este motivo, la presente investigación se va a centrar, en primer lugar, en el estudio detallado de la capacidad de soporte a corto plazo de las mezclas mediante ensayos de la placa de carga estática en laboratorio (no normalizado “*ad hoc*”), así como ensayos de placa de carga estática realizados a muestras después de aplicar cargas cíclicas a largo plazo, con el objetivo de comprobar la estabilidad estructural del nuevo geomaterial después de simular el paso de un ferrocarril durante la vida útil de la infraestructura, de aproximadamente 20 años. En segundo lugar, esta investigación pretende abordar los inconvenientes (mencionados anteriormente) de las pruebas de campo mediante la realización de pruebas de laboratorio y de campo y el estudio de la relación entre el primero (obtenido en condiciones más controladas) y el segundo (que es la prueba más comúnmente requerida por las regulaciones). Es interesante mencionar que este tipo de correlaciones se han estudiado en el pasado, sobre todo centrándose en las pruebas de campo, tales como la placa de carga dinámica (Light Weight Deflectometer-*LWD*) frente los ensayos de placa carga estática (Seyman, 2003); (Tompai, 2008).

Dada las propiedades resilientes del caucho, otro de los objetivos de la presente investigación es determinar si estas mezclas proporcionan una atenuación de la vibración transmitida y en qué medida y en qué banda de frecuencias. Una amplia gama de ensayos de laboratorio y de campo se llevaron a cabo mediante técnicas no destructivas (NDT), tipo impacto con martillo y ensayos de respuesta a la excitación dinámica continua. El ensayo de impacto con martillo se utiliza para producir un impulso perfecto para una duración infinitamente pequeño, causando así una amplitud constante en el dominio de la frecuencia. La evaluación de las mezclas de subbalasto y caucho se realiza por medio de sus valores de coeficiente de amortiguación (ξ), que se calculan (Chopra, 2012) en el dominio del tiempo (método decremento logarítmico) y el dominio de la frecuencia (método de ancho de banda).

En relación con el coste de las nuevas mezclas, su fabricación y colocación pueden realizarse utilizando los mismos procedimientos y equipos utilizados para los áridos tradicionales sin coste adicional asociado. Por otro lado, el coste de las partículas de caucho puede aumentar el costo total de la mezcla en un 27%.

Como medida antivibratoria, se ha comparado el coste de construcción de una capa de subbalasto modificada con un 5% de partículas de caucho procedentes de NFU con respecto a la colocación de una manta elastomérica, intercalada entre la capa de balasto y subbalasto, y el coste de construcción es 5 veces menor. Además, puede ser compensado por los beneficios medioambientales de la reutilización de grandes cantidades de este residuo y la optimización asociada a una mayor demanda de NFU's procesados. Se requiere una investigación adicional para cuantificar plenamente estas cuestiones.

El objetivo final es determinar el contenido óptimo de adición de partículas de caucho a materiales granulares tipo subbalasto que asegure una capacidad de soporte que cumple

con las regulaciones, garantiza la estabilidad a largo plazo, y además sea un atenuador de vibraciones.

REFERENCIAS

ACCIONA Infraestructuras, IBERINSA, & UPC. (2009). Rellenos de NFU troceados en terraplenes y muros. *Obras Urbanas*.

Aiello, MA, & Leuzzi, F. (2010). Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state. *Waste Management*, 30, 1696-1704.

Almeida Júnior, A., Battistelle, R., Bezerra, B., & de Castro, R. (2012). Use of scrap tire rubber in place of SBS in modified asphalt as an environmentally correct alternative for Brazil. *Journal of Cleaner Production*, 33, 236-238. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.03.039>

Alves Costa P, Caçada R, & Silva Cardoso A. (2012). Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, 137-150. doi: <http://dx.doi.org/10.1243/j.soildyn.2012.06.014>

Alzawi, A., & Hesham El Naggar, M. (2011). Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 306-317. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.08.010>.

ASTM D6270 (1998). Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

Auersch L. (2005). The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines. *Journal of Sound and Vibrations*, 284, 103-132. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2004.06.017>.

AVE Las Infantas-Jaén. (2005). Ferrocarril de Velocidad Alta. Las Infantas-Jaén. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de <http://www.ugr.es/~proyectos/Ferrocarril/inicio.htm>

AVE Sevilla-Cádiz. (2010). Línea de Alta Velocidad Sevilla-Cádiz. Tramo: Utrera-Jerez. Puesto de adelantamiento y estacionamiento de trenes (PAET) y obras auxiliares en Lebrija. Tomo V, Documento nº 4. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de http://www.seitt.es/SEITT/LANG_CASTELLANO/CONTRATACION/LICITACIONES_OBRAS/

AVE-Eje Atlántico (2012). Proyecto Constructivo: Eje Atlántico de Alta Velocidad. Tramo: Vigo Urzaiz-Soutomaior. Superestructura de vía. Documento nº 4. Presupuesto. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de <http://www.fomento.es>.

BS 1377-9 (1990). Methods for Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests: Determination of the Vertical Deformation and Strength Characteristics of Soil by the Plate Loading. British Standards Institution. London (UK).

Buonanno A, & Mele R. (2000). The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways. 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, (págs. 20-22). Barcelona (Spain), September 2000.

Cano H, Estaire J, & Rodríguez R. (2011). Terraplén experimental construido con neumáticos troceados (Experimental embankment built with shredded tyres). Jornada Técnica Sobre Experiencias Recientes en Estructuras de Tierra para Infraestructuras Vías. Madrid (Spain), 10 Feb 2011.

Cano Serrano, E, Cerezo García, L, & Urbina Fraile, M. (2008). Valorización material y energética de neumáticos fuera de uso. Actualización. Madrid: Circulo de Innovación en Materiales, Tecnología Aeroespacial y Nanotecnología. Universidad Carlos III de Madrid & Parque Científico de Leganés. Recuperado el 22 de Febrero de 2013, de http://e-archivo.uc3m.es/bitstream/10016/2196/7/NFUs_Actualizacion.pdf.

CEDEX (2013). Catálogo de residuos utilizables en construcción. Madrid, Spain: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Recuperado el 18 de Octubre de 2016, de <http://www.cedexmateriales.es/2/catalogo-de-residuos/>

Chopra AK. (2012). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall, New Jersey (USA), (2012).

COM/99/0031-CNS 99/0010. (1999). Proyecto de Reglamento (CE) del Consejo relativo a las estadísticas de gestión de residuos. EUR Lex-Diario Oficial n° C 087 de 29/03/1999, 22. Obtenido de <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/?uri=CELEX%3A51999PC0031>.

Commission European. (1999). Directive on the Landfill of Waste 1999/31/EC. Official Journal of the European Union, 182, 1-19.

Commission European. (2008). Waste Framework Directive 2008/98/EC. Official Journal of the European Union, 312, 3-30.

Cordero Alcántara, T, Rodríguez Mirasol, J, & Bedía García-Matamoros, J. (2004). Reciclado y reutilización de neumáticos usados (I). Recuperación de Energía. Ingeniería química, 409, 210-223.

CYPE Ingenieros SA. (23 de Junio de 2016). Generador de precios de la construcción (Construction prices database). Obtenido de <http://www.generadordeprecios.info/>.

D'Andrea, A, Loprencipe, G, & Xhixha, E. (2012). Vibration induced by rail traffic: evaluation of attenuation properties in a bituminous sub-ballast layer. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 53, 245-255.

Department of Environmental Review and Assessment. (1999). Report on the Status of Rubberized Asphalt Traffic Noise Reduction in Sacramento County. Sacramento County, California (EEUU). Recuperado el 08 de Febrero de 2013, de

<http://www.dera.saccounty.net/portals/0/Docs/ProtectedResources/SpecialStudies/Rubberizedasphalt.pdf>.

Di Mino G, & Di Liberto M. (2007). Modelling and experimental survey on ground borne vibration induced by rail traffic. 4th International SIIV Congress, 12-14 September, 2007, Palermo, Italy.

Di Mino G, Di Liberto M, Maggiore C, & Noto S. (2012). A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 366-378. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.09.888>.

Dirección General de Ferrocarriles (DGF). (2010). Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares para la Contratación del Suministro de Manta Antivibratoria destinada a la Línea de Alta Velocidad Noroeste. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

Edinçliler A, Baykal G, & Saygili A. (2010). Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction. *Waste Management*, 30, 1073-1080.

EPA (2 de Noviembre de 2016). Agencia de Protección Ambiental (United States Environmental Protection Agency). Obtenido de <https://www3.epa.gov>.

Feng ZY & Sutter KG. (2000). Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, 23, 338-344. doi: <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ11055J>.

Hataf N, & Rahimi MM. (2006). Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds. *Construction and Building Materials*, 20, 910-916.

Humphrey DN, & Blumenthal M. (2010). The use of tire-derived aggregate in road construction applications. *Green Streets and Highway 2010*, 299-313.

Humphrey DN, Whetten N, Weaver J, & Recker K. (2000). Tire shreds as lightweight fill for construction on weak marine clay. *Proceedings of the International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*. Balkema, Rotterdam (Netherlands), (págs. 611-616).

Jones CJC, Thompson DJ, & Andreu Medina JI. (2011). Initial theoretical study of reducing surface-propagating vibration from trains using earthworks close to the track. *Eighth International Conference on Structural Dynamics EURODYN*, Leuven, Belgium, 2011.

Karlström A, & Boström A. (2007). Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub- or supersonic speeds. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 625-641. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.12.005>.

- Kouroussis G, Verlinden O, & Conti C. (2009). Ground propagation of vibrations from railway vehicles using a finite/infinite-element model of the soil. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F Journal of Rail and Rapid Transit*, 223, 405-413. doi: <http://dx.doi.org/10.1243/09544097JRRT253>.
- Lee, HJ, & Roh, H S. (2007). The use of recycled tire chips to minimize dynamic earth pressure during compaction of backfills. *Construction and Building Materials*, 21, 1016-1026.
- Lei, X, & Rose, JG. (2008). Numerical investigation of vibration reduction of ballast track with asphalt trackbed over soft subgrade. *Journal of Vibration and Control*, 14, 1885-1902.
- Lombaert G, Degrande G, Vanhauwere B, & François S. (2006). The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs. *Journal of Sound and Vibrations*, 297, 946-961. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2006.05.013>.
- Melis M. (2006). Terraplenes y balasto en alta velocidad ferroviaria (primera parte) (Embankment and ballast in high speed railways-part one). *Revista de Obras Públicas* (3464), 7-36. Obtenido de <http://worldcat.org/issn/00348619>.
- Moo-Young, H, Sellasie, K, Zeroka, D, & Sabnis, G. (2003). Physical and chemical properties of recycled tire shreds for use in construction. *Journal of Environmental Engineering*, 129, 921-929.
- Nakhaei A, Marandi SM, Sani Kermani S, & Bagheripour MH. (2012). Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 124-132. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.026>.
- Oertli J. (2000). Cost-benefit analysis in railway noise control. *Journal of Sound and Vibrations*, 231, 505-509. doi: <http://dx.doi.org/10.1006/jsvi.1999.2539>.
- Panadero C, & Sanz JL. (2010). Análisis de las propiedades del sub-balasto: Contradicciones y procesos que afectan a su función (Analysis of sub-ballast properties: Contradictions and processes that affect their performance). *Ingeopres* (196), 14-21.
- PF-7 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast. *Boletín Oficial del Estado*, 103, 16891-16909.
- Ryue J, Thompson DJ, White PR, & Thompson DR. (2008). Wave Propagation in Railway Tracks at High Frequencies. (Schulte-Werning B, Thompson D, Gautier PE, Hanson C, Hemsworth B, Nelson J, de Val P, Edits.) *Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems. Proceedings of the 9th International Workshop on Railway Noise, Munich, Germany, 4 - 8 September 2007*, 440-446. doi: http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-74893-9_62.

- Salgado R, Yoon S, & Siddiki NZ. (2003). Construction of tire shreds test embankment. Joint Transportation Research Program. Technical Report N8: FHWA/IN/JTRP-2002/35. doi: <http://dx.doi.org/10.5703/1288284313165>.
- Santiago E, García JL, & González P. (2010). Comparación de diferentes métodos de control de compactación del subbalasto (Comparison of different sub-ballast compaction control methods). Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Laboratorio de Geotecnia, Madrid, Spain.
- Seyman E. (2003). Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools. MSc Thesis, Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA.
- Sharma VK, Fortuna F, Mincarini M, Berillo M, & Cornacchia G. (2000). Disposal of waste tyres for energy recovery and safe environment. *Applied Energy*, 65, 381-394. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S0306-2619\(99\)00085-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0306-2619(99)00085-9).
- Sheehan PJ, Warmerdam JM, Ogle S, Humphrey DN, & Patenaude SM. (2006). Evaluating the risk to aquatic ecosystems posed by leachate from tire shred fill in roads using toxicity tests, toxicity identification evaluations and groundwater modeling. *Environmental Toxicology and Chemistry*, 25, 400–411.
- SIGNUS. (2011). Referencial para la selección y contratación, mediante subasta, de servicios de valorización de neumáticos fuera de uso, 2011 (References for tender of services related to valorisation of scrap tyres, 2011). Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Usados (SIGNUS). Recuperado el 24 de Junio de 2016, de <http://www.signus.es/es/contenidos/valorizacion>.
- SIGNUS (2012). Informe de actividad 2012. Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Usados (SIGNUS). Recuperado el Julio de 2014, de <http://www.signus.es/>.
- SIGNUS (2013). Empresas de Transformación de NFU. CAP (Red Operacional de SIGNUS). Recuperado el 14 de Marzo de 2013, de <http://www.signus.es/CAP/tabid/249/Default.aspx> (Consultado 14/03/2013).
- SIGNUS (2014). Memoria 2014. (Report 2014). Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Fuera de Uso (SIGNUS). Recuperado el 23 de Junio de 2016, de http://www.signus.es/memoriasignus/signus_memoria2014.pdf.
- Sol-Sanchez M, Thom NH, Moreno F, Rubio MC, & Airey GD. (2015). A study into the use of crumb rubber in railway ballast. *Construction and Building Materials*, 75, 19-24. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.045>.
- Thompson DJ. (2008). *Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of control*. 1st Edition. Elsevier Ed. Oxford, UK.

- Tompai Z. (2008). Conversion between static and dynamic load bearing capacity moduli and introduction of dynamic target values. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 52, 97-102. doi: <http://dx.doi.org/10.3311/pp.ci.2008-2.06>.
- UIC Code 719R. (2008). *Earthworks and Track-Bed Layers for Railway Lines*. International Union of Railways, Paris, France.
- Vipulanandan C, Bilgin Ö, Guezo JA, Vembu K, & Erten MB. (2009). Prediction of embankment settlement over soft soils. Project Report N8 FHWA/TX-09/0-5530-1, Center for Innovative Grouting Materials and Technology (CIGMAT), University of Houston, Texas, USA, 210. Recuperado el 30 de Junio de 2014, de <http://d2dtl5nnlprf0r.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/0-5530-1.pdf>.
- Wang J, & Zeng X. (2004). Numerical simulations of vibration attenuation of high-speed train foundations with varied trackbed underlayment materials. *Journal of Vibration and Control*, 10, 1123-1136. doi: <http://dx.doi.org/10.1177/1077546304043268>.
- Warith, MA, Evgin, E, & Benson, PAS. (2004). Suitability of shredded tires for use in landfill leachate collection systems. *Waste Management*, 24, 967-979.
- Wolfe SL, Humphrey DN, & Wetzel EA. (2004). Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects: Proceedings of Geo-Trans 2004*, 750-759.
- Yoon S, Prezzi M, Siddiki NZ, & Kim B. (2006). Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material. *Waste Management*, 26, 1033-1044. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2005.10.009>.
- Zeng, X, Rose, JG, & Rice, JS. (2001). Stiffness and damping ratio of rubber-modified asphalt mixes: potential vibration attenuation for high-speed railway trackbeds. *Journal of Vibration and Control*, 7, 527-538.
- Zhang W, Dai J, Sun B, & Du Y. (2007). FBG sensor network in Qinghai-Tibet railway. En Rao YJ, Liao Y, & Peng GD (Ed.), *SPIE Proceedings, Advanced Sensor Systems and Applications III*. 6830, págs. 488-495. Peng GD SPIE International Society for Optic and Photonics, Beijing, China.
- Zhao C, Wang P, Yi Q, & Meng D. (2015). Viability analysis of waste tires as material for rail vibration and noise control in modern tram track systems. *Shock and Vibration*, 2015(Article ID 725808), 12 pages. doi: <http://dx.doi.org/10.1155/2015/725808>.
- Zhao C, Wang P, Zhu Y, Zhao W, & Xiao J. (2012). Theoretical analysis and experimental study on vibration damping fastening. *Journal of Vibration and Shock*, 31, 191-196.
- Zhong, XG, Zeng, X, & Rose, JG. (2002). Shear modulus and damping ratio of rubber-modified asphalt mixes and unsaturated subgrade soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14, 496-502.

Zornberg, JG, Cabral, AR, & Viratjandr, C. (2004). Behaviour of tire shred–sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 227-241.

Capítulo 3

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1 MATERIALES

El primer paso para diseñar y probar nuevas mezclas sin ligante fue la selección de los materiales adecuados. El caucho procedente de neumáticos fuera de uso fue proporcionado por la empresa especializada en el tratamiento, y trituración de neumáticos RECUPERACIONES EMRO, sita en La Gineta (Albacete). Esta compañía es miembro de SIGNUS, una organización sin ánimo de lucro constituida por los principales productores de neumáticos en España y dedicada a su gestión y eliminación adecuada. El material fue suministrado en sacos de 20 kg., exento de alambres de acero, y presentaba un bajo porcentaje de fibras textiles y un tamaño de partícula inferior a 20 mm.

El agregado mineral fue proporcionado por la compañía de tratamiento de áridos Cantera de Cantalar, sita en Villena (Alicante), con la condición de que el material entregado cumpliría los requisitos del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (PF-7, 2006) y el Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (PGP-2008, 2008) emitido por el Ministerio de Obras Públicas y ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias).

Una vez que se recibieron ambos materiales y se dieron de registro en el laboratorio, se tomaron submuestras para los diferentes ensayos planificados. La selección se hizo de acuerdo con la normativa vigente (ASTM D75/D75M, 2009). La **Figura 3.1** muestra las diferentes muestras tomadas. La muestra de subbalasto se codifica con “*Sub_Ref*”, y las muestras de caucho con los siguientes códigos: NFU20 se refiere a los fragmentos de neumáticos con un tamaño máximo de 20 mm, NFU2 a 2 mm y NFU1 a 1 mm.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Los materiales se mezclan en términos de peso en lugar de volumen a medida que esta es la manera más práctica y común para controlar las mezclas de agregados in situ. La medición de volúmenes suele ser impreciso e incluso inviable en las obras de construcción. Para la construcción del tramo de pruebas se necesitó la utilización de un material tipo zahorra artificial para la construcción de la capa de forma, que es la base donde se asienta la capa de subbalasto. Dicho material fue proporcionado por la misma cantera que el subbalasto, se tomaron muestras para comprobar que cumpliera las propiedades requeridas para tales materiales en las vías del ferrocarril reales, pero no es el objeto de este estudio.

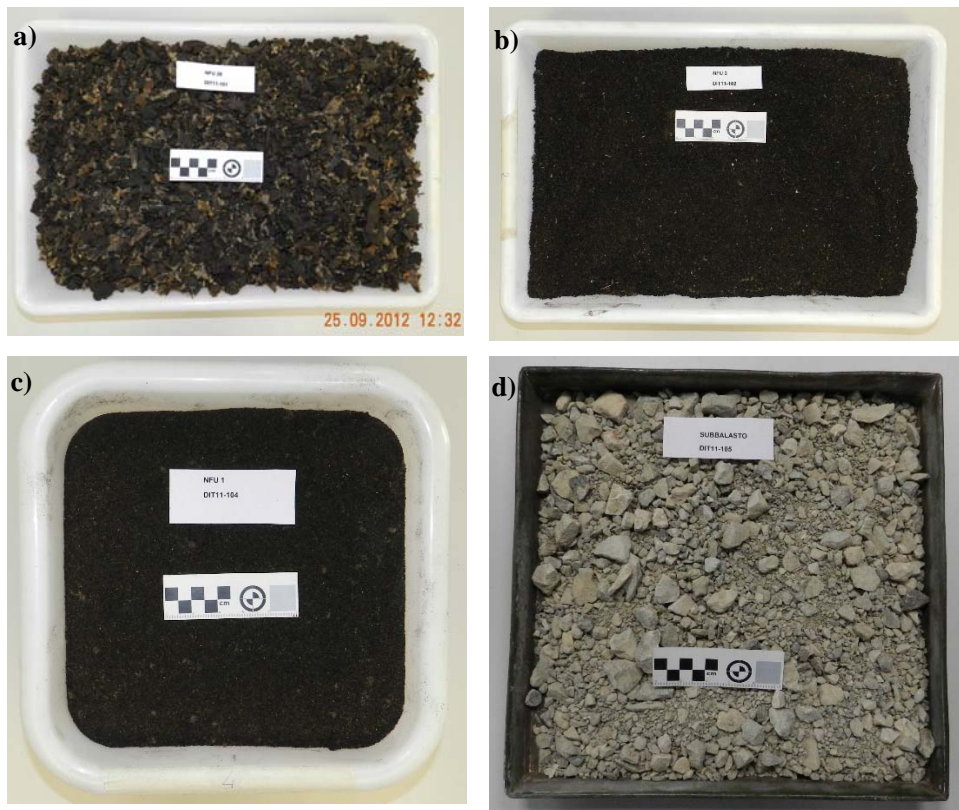


Figura 3.1. Muestra de partículas de caucho y subbalasto. **a)** Caucho NFU 20. **b)** Caucho NFU 2. **c)** Caucho NFU 1. **d)** Subbalasto (Sub_Ref).

3.2 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

3.2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han llevado a cabo varios ensayos de laboratorio con el objetivo de identificar y caracterizar las propiedades tanto del material granular como de las partículas de caucho (*Tabla 3.1*).

Ensayo	Norma	Subbalasto	Caucho	Mezclas
Granulometría	UNE-EN 933-1	X	X	X
Límites de Atterberg	UNE 103103 UNE 103104	X		X
Humedad natural, W	UNE 103300	X	X	X
Densidad rel. partículas, Gs	UNE-EN 1097-3	X	X	
Absorción	UNE-EN 1097-3	X	X	
Equivalente de Arena, SE	UNE-EN 933-8	X		
Desgaste Los Ángeles, LA	UNE-EN 1097-2	X	X	X
Micro-Deval, MD	UNE-EN 1097-1	X	X	X
Caras de Fractura	UNE-EN 933-5	X		
Materia Orgánica	UNE 103204	X		
Proctor Modificado	UNE 103501	X	X	X
Capacidad de Soporte, CBR	UNE 103502	X		X
Ensayo Corte Directo, CD	UNE 103401	X		X
Ensayo Triaxial, TCD	UNE 103402	X		X
Ensayo Triaxial Cíclico	AASHTO T 307	X		X
Coef. de Permeabilidad, K	Anejo 3 PF-7	X	X	X
Placa de Carga Estática de Laboratorio PCE _L (Ø 75 mm)	NLT-358	X		X
Placa de Carga Dinámica de Laboratorio PCD _L (Ø 75 mm)	<i>Ad hoc</i>	X		X

Tabla 3.1. Planificación de ensayos llevados a cabo en laboratorio.

La metodología de investigación se basa en ensayar la muestra de subbalasto, como patrón, y comparar dichas propiedades con las obtenidas con las nuevas mezclas. Se prepararon cuatro mezclas de material granular con partículas de caucho, variando el porcentaje de caucho de 1.0, 2.5, 5.0 y 10.0% (*Tabla 3.2*). Todas las mezclas se dosificaron por peso, ya que es una práctica común en las obras, y se prepararon usando un mezclador planetario de laboratorio. En primer lugar se mezcló el agregado mineral y las partículas de caucho durante 2 minutos, a continuación se añadió agua y se continuó la mezcla durante 1 minuto.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Mezclas	% Subbalasto	% Caucho 20	% Caucho 2	% Caucho 1
Sub_Mix 1.0	99.0	0.4	0.4	0.2
Sub_Mix 2.5	97.5	1.0	1.0	0.5
Sub_Mix 5.0	95.0	2.0	2.0	1.0
Sub_Mix 10.0	90.0	4.0	4.0	2.0

Tabla 3.2. Dosificación de las mezclas.

Es importante reseñar que para la fabricación de las mezclas se utilizó la misma graduación granulométrica del material granular, y sólo variándose el contenido de caucho. Independientemente de la cantidad total de partículas de caucho añadido a cada mezcla, la proporción de cada fracción de caucho fue del 40% NFU 20, 40% NFU 2 y 20% NFU 1. Todas las mezclas se ensayaron y los resultados se compararon con los obtenidos para subbalasto tradicional.

3.2.1.1 Ensayos de resistencia a la fragmentación

Para los ensayos de resistencia, deformación y fragmentación-abrasión, todas las muestras se prepararon con la máxima densidad seca usando la energía del Proctor Modificado (ASTM D1557, 2012); (UNE-EN 1097-2, 1999). Es importante tener en cuenta que la elección de los porcentajes de caucho era relativamente compleja ya que entre todos los documentos revisados no había un claro consenso.

Los investigadores consultados probaron contenidos de caucho diferentes (en términos de peso o volumen) con respecto a los diferentes criterios y objetivos, o incluso de forma arbitraria (Speir & Witczak, 1996).

Como se indica en la **Tabla 3.2**, las muestras se denominaron *SUB_X*, con X igual a *REF* para el caso de subbalasto patrón de referencia, es decir, sin adición de caucho; y *MIX_p* para la mezcla propuesta de subbalasto y caucho, siendo *p* el porcentaje de caucho introducido en peso respecto al agregado mineral.

3.2.1.2 Ensayos de compactación

El primer ensayo que se llevó a cabo en la investigación fue realizar ensayos de compactación para obtener la densidad en seca máxima y el contenido óptimo de humedad para cada mezcla estudiada. Las muestras fueron compactadas en moldes Proctor de 152.4 mm de diámetro, y como energía de compactación dinámica se utilizó una masa de 4.35 kg, dejada caer desde una altura de 457 mm. La muestra se fabricó en cinco capas, a razón de 60 impactos de acuerdo con el método C descrito en la norma (ASTM D1557, 2012); (UNE 103501, 1994).

3.2.1.3 Ensayo de capacidad de soporte

Teniendo esto en cuenta, se llevó a cabo unas primeras pruebas de la capacidad de soporte mediante el ensayo California Bearing Ratio (CBR) (ASTM D1883, 2005); (UNE 103502, 1995) y se observó que con un contenido de caucho por encima del 10% (en peso) dieron resultados de CBR por debajo de 20, y causó problemas de aumento de volumen. Utilizando este resultado como criterio preliminar, se eligió un contenido máximo de caucho de 10%, y las otras tres configuraciones 1.0, 2.5 y 5.0% se seleccionaron para evaluar la influencia del caucho.

3.2.1.4 Ensayo triaxial cíclico. Módulo de Resiliencia

El ensayo triaxial de carga cíclica se utiliza generalmente para el diseño de pavimentos flexibles (Tutumluer & Seyhan, 1999). El objetivo de este ensayo es obtener el módulo resiliente (M_r), que proporciona información sobre las propiedades elásticas de los materiales utilizados en carreteras y vías férreas. Los materiales granulares, una vez compactados a su máxima densidad seca, cuando son sometidos a cargas cíclicas experimentan deformaciones permanentes que tienden a aumentar su densidad. Una vez que el material está post-compactado, todas las deformaciones adicionales son recuperables, es decir, el comportamiento del material es como el de un elástico puro. En la **Figura 3.2** se indica cómo obtener el módulo resiliente a partir del ensayo triaxial cíclico donde, dada una presión de confinamiento constante σ_3 , M_r se calcula a partir de la relación entre el desviador axial σ_d y la deformación axial ϵ_r recuperable o resiliente (Sedd et al., 1955); (Garnica et al., 2001).

Con el fin de obtener estos parámetros se llevaron a cabo ensayos triaxiales cíclicos de acuerdo con la norma AASHTO T307-99 (2003). Para cada una de las mezclas y el subbalasto patrón, se prepararon 4 probetas cilíndricas de diámetro 100 mm y altura 200 mm. Todas las muestras se compactaron por medio de compactación dinámica en 5 capas, con la energía del Proctor Modificado (es decir, una masa de 2.5 kg, 100 golpes por capa desde una altura de 305 mm), añadiendo en todos los casos una humedad correspondiente a la humedad óptima (W_o). Después de la compactación, todas las muestras se protegieron con una membrana de látex a fin de conservar el grado de humedad hasta la ejecución del ensayo. A ambos lados de cada probeta se cubrieron con discos porosos de aglomerado asfáltico con el fin de manejar mejor las muestras (estos discos se retiraron antes del ensayo). Para la realización del ensayo se utilizó una célula triaxial de grandes dimensiones, donde se aplicó una presión de confinamiento a través de aire comprimido, y las cargas cíclicas por medio de una prensa universal servo-neumática (Modelo Cooper NU-14). Tanto la prensa como la célula triaxial estaban situadas en el interior de una cámara climatizada a una temperatura controlada de 25 °C. Las cargas verticales se midieron a través de una célula de fuerza interna de 3KN, mientras que las deformaciones axiales fueron medidas mediante 2 transductores de deformación tipo LVDT de ± 5 mm situados en el exterior de la célula.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

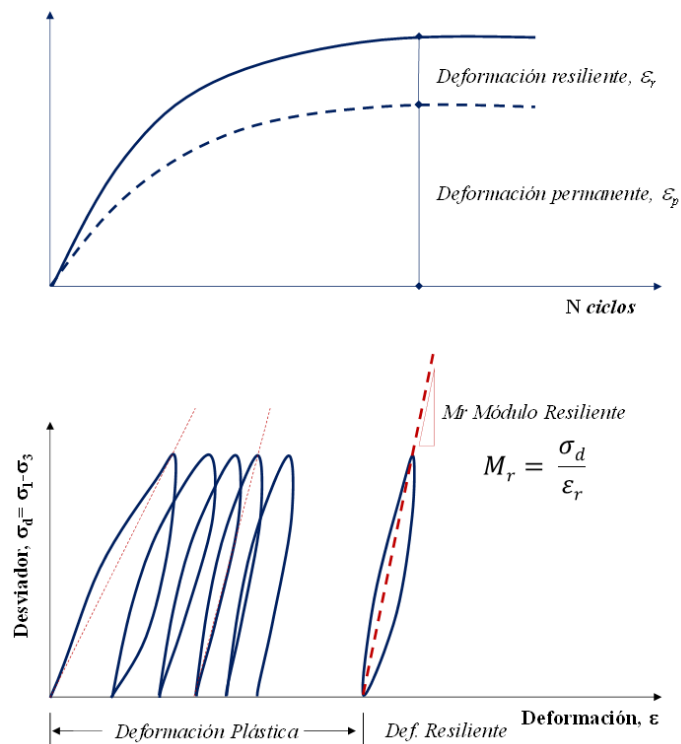


Figura 3.2. Concepto de Resiliencia.

Para obtener el módulo resiliente (M_r), a cada muestra se aplicó una presión de acondicionamiento durante 500 ciclos, con una tensión de confinamiento (σ_3) y un desviador ($\sigma_{d=cyclic}$) de 103.4 kPa, lo que equivale a una tensión axial cíclica de 93.1 kPa con un pulso de carga en forma Haversine de 1 Hz. Después de la fase inicial de acondicionamiento, la cual aseguró un mejor acoplamiento entre todos los elementos del ensayo, se aplicaron una serie de combinaciones diferentes de presión de confinamiento y desviador siguiendo el procedimiento de la norma AASHTO T307-99 (2003) para materiales de base y sub-base (**Tabla 3.3**).

Para el cálculo del módulo resiliente (M_r), tanto del subbalasto patrón como de las mezclas, se obtuvo la tensión media desviadora (σ_d) y la deformación axial media resiliente (ϵ_r) de los últimos cinco ciclos de cada una de las combinaciones de tensiones se utilizaron para obtener. Es decir, M_r no es un valor constante, sino que depende directamente del nivel tensional que se aplique a la muestra. Además también se midió la evolución de la deformación axial permanente (ϵ_p) durante todo el ensayo. Para ver la evolución de

la variación de humedad de la muestra durante el ensayo, se midió el contenido de humedad final (W_f) de cada probeta.

3.2.1.5 Ensayo triaxial cíclico. Ensayos de deformación

La adición de caucho no sólo puede afectar a las propiedades elásticas de la capa de subbalasto, sino que también es interesante y necesario evaluar su impacto en el comportamiento estructural de dicha capa en términos de deformación permanente. De acuerdo con la teoría del "Shakedown" (Werkmeister et al., 2005), cuando un material granular experimenta niveles bajos de cargas cíclicas, las deformaciones permanentes tienden a estabilizarse después de una serie de ciclos, cuya magnitud depende de las condiciones iniciales de densidad. Sin embargo, si las cargas aplicadas son lo suficientemente altas, dichas deformaciones permanentes pueden llegar a aumentar rápidamente hasta el punto de un producir un colapso gradual.

Secuencia	σ_3	σ_{max}	σ_{cyclic}	σ_{min}	Nº Ciclos
No.	kPa	kPa	kPa	kPa	No.
0	103.4	103.4	93.1	10.3	500
1	20.7	20.7	18.6	2.1	100
2	20.7	41.4	37.3	4.1	100
3	20.7	62.1	55.9	6.2	100
4	34.5	34.5	31.0	3.5	100
5	34.5	68.9	62.0	6.9	100
6	34.5	103.4	93.1	10.3	100
7	68.9	68.9	62.0	6.9	100
8	68.9	137.9	124.1	13.8	100
9	68.9	206.8	186.1	20.7	100
10	103.4	68.9	62.0	6.9	100
11	103.4	103.4	93.1	10.3	100
12	103.4	206.8	186.1	20.7	100
13	137.9	103.4	93.1	10.3	100
14	137.9	137.9	124.1	13.8	100
15	137.9	275.8	248.2	27.6	100

Tabla 3.3. Combinación de tensiones del Ensayo Triaxial Cíclico según AASHTO T-307 (1999). Materiales base y subbase.

Por lo tanto, hay un límite de tensión crítica que marca el límite entre las situaciones estables e inestables. Este es el Límite de Fluencia Plástica (LFP), y si las cargas aplicadas están por debajo de este límite, las deformaciones experimentadas por el material

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

caerá dentro de límites aceptables y el colapso sólo se llevará a cabo después de un gran número de ciclos de carga (Cerni et al., 2012) (**Figura 3.3**).

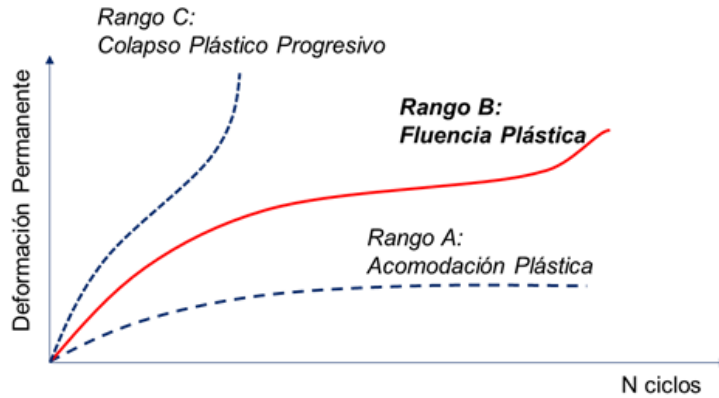


Figura 3.3. Clases de comportamiento de un material granular sometido a cargas cíclicas. Teoría de Shakedown (Werkmeister, 2005).

Con el fin de obtener dicho límite, se siguió la metodología que se encuentra en la norma UNE-EN 13286-7 (2008). Para cada mezcla (incluyendo el patrón), se ensayaron 4 probetas cilíndricas de diámetro 100 mm y altura 200 mm, compactadas al 100% de la energía del Proctor Modificado y con la humedad correspondiente a la humedad óptima Proctor. Inmediatamente después de la operación de desmolde, se protegieron con membranas de látex de espesor 0.6 mm.

El ensayo de deformación permanente se lleva a cabo en una muestra con 4 niveles de tensión de confinamiento diferentes, 20, 50, 70 y 150 kPa (necesitándose una probeta por cada presión de confinamiento). El ensayo se inicia mediante la aplicación del esfuerzo desviador más bajo mostrado en la **Tabla 3.4** (la carga cíclica axial es senoidal de 7 Hz) y luego se va aumentando secuencialmente hasta llegar al colapso global. El LFP se calcula mediante la obtención de la combinación de esfuerzo (σ_1 , σ_3) correspondiente a la situación en la que la diferencia en la deformación permanente entre los ciclos 3000 y 5000 es mayor que 400 microstrain ($\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{p5000} - \varepsilon_{p3000} > 400 \mu\text{strain}$) (ver **Figura 3.4**).

A continuación, se representa gráficamente la tensión axial σ_1 frente a la relación σ_1/σ_3 para todas las muestras analizadas de cada tipo de mezcla. La curva obtenida de este modo se ajusta a la siguiente ecuación (1):

$$\sigma_1 = \alpha \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^\beta \quad (1)$$

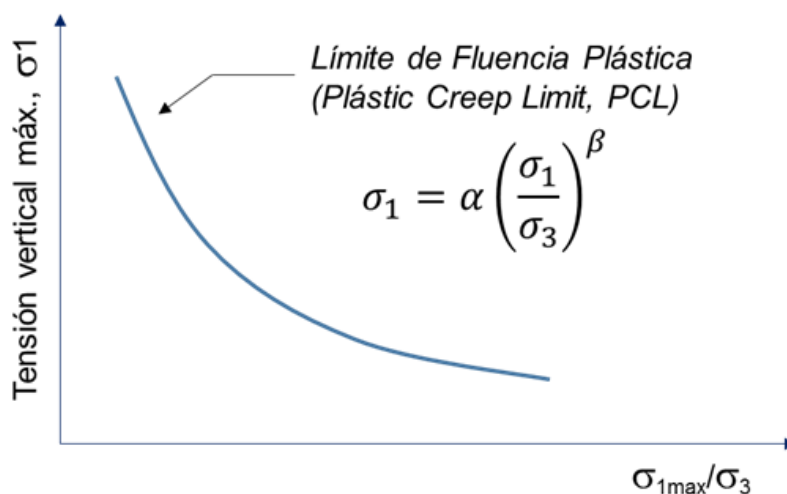


Figura 3.4. Límite de Fluencia Plástica (LFP).

Donde σ_1 es la tensión axial (kPa), σ_3 es la presión de confinamiento (kPa), α y β son coeficientes que dependen del material/mezcla. Con la obtención de esta envolvente LFP se puede predecir el comportamiento de deformación de las mezclas en función de la combinación de tensiones que se transmiten en la capa de subbalasto.

Presión de Conf. σ_3 kPa	Mín. Desviador σ_a kPa	Relación de tensiones σ_a / σ_3			
		Subbalasto	Mezcla 1.0	Mezcla 2.5	Mezcla 5.0
20	5	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20; 21	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8	1; 2; 3; 4; 5; 6
50	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4
70	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4
150	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4

Tabla 3.4. Niveles de tensiones multi-etapa del ensayo triaxial cíclico. UNE EN 13286-7 Anexo C.

Para la realización del ensayo se utilizó un equipo triaxial cíclico (modelo Cooper NU-14) climatizado a 25°C, equipado con una célula de fuerza interna de 3KN, y sensores

de deformación tipo LVDT colocados en el exterior de la célula para medir la deformación axial. Dicho equipo utilizado está situado en el Laboratorio de Caminos adscrito al Departamento de Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes (UPV).

3.2.1.6 Placa de carga estática/dinámica de laboratorio

Una vez obtenida la densidad seca máxima y contenido de humedad óptimo de cada una de las mezclas, se llevaron a cabo ensayos de capacidad de soporte en laboratorio, como una adaptación a los ensayos de campo mayormente utilizados (PF-7 , 2006)); (UIC Code 719R, 2008). Unos de los objetivos más importantes de esta investigación es estudiar la capacidad de soporte de las mezclas y la forma en que se ven afectadas por la adición de partículas de caucho. En primer lugar los ensayos se realizaron en laboratorio a fin de mejorar las condiciones iniciales y comparar los resultados con los a realizar posteriormente in situ.

Para la preparación de las muestras se utilizó un molde de sección cuadrada no normalizado de 300x300x200 mm. Dicho molde se colocó sobre un bloque de hormigón de 600x600x200 mm para asegurar una compactación adecuada. Para cada una de las mezclas, se añadió el agua correspondiente a la humedad óptima Proctor, y se dejaron reposar 24 horas para su correcta homogeneización antes de realizar más pruebas. Mediante una bandeja vibratoria las muestras se compactaron en tres capas hasta que se alcanzó la máxima densidad seca establecida a priori mediante el ensayo de Proctor Modificado. Para realizar el ensayo de placa de carga en laboratorio, se usó una placa de acero circular rígida de diámetro 75 mm. La relación entre el diámetro de la placa y el tamaño de partícula máximo de la muestra era inferior a cuatro, cumpliendo la normativa vigente.

Las cargas se aplicaron de acuerdo con la norma NLT-357 (1998) y BS 1377-9 (1990) en cuatro escalones (todos los valores en MPa):

- (i) 1^{er} Escalón de carga: 0.00, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40, 0.45, 0.50;
- (ii) 1^{er} Escalón de descarga: 0.25, 0.12, 0.00;
- (iii) 2^o Escalón de carga: 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40;
- (iv) 2^o Escalón de descarga: 0.25, 0.12, 0.08 y 0.00.

En la primera etapa de carga se obtuvo el módulo de compresibilidad estática (E_{v1}), y el módulo de compresibilidad estática (E_{v2}) después del segundo escalón de carga. El objetivo específico de este ensayo estático fue evaluar cómo la adición de partículas de caucho afecta a la capacidad de soporte de las mezclas, medido utilizando los módulos de compresibilidad (E_{v1} y E_{v2}) de cada mezcla, así como el material granular patrón (agregado mineral sin mezclar).

Una vez completada la primera etapa de ensayos de placa de carga estática, se realizó la segunda ronda de pruebas, que consistieron en una combinación de pruebas de placa de carga dinámicas y estáticas. El propósito de esta segunda tanda de ensayos fue evaluar

el comportamiento estructural de las mezclas al final de su ciclo de vida, y más precisamente para evaluar si experimentan fluencia a largo plazo. Se prepararon y compactaron 4 nuevas muestras independientes de los utilizados en la primera campaña de pruebas. El ensayo de placa dinámica se realizó a un nivel de tensión controlada de 100 kPa (que es similar a los niveles de tensión medidos en capas subbalasto, según (Melis M , 2006) con una frecuencia de aplicación de carga de 10 Hz y hasta conseguir 2.5 millones de ciclos (**Figura 3.5**). Para la aplicación de las cargas cíclicas se utilizó una prensa de servo-hidráulica modelo Instron 8874 provista de transductor de fuerza y deformación, perteneciente al laboratorio de materiales de la Escuela de Ingeniería Industrial de la UPV. Dicha prueba pretende simular el servicio típico de un tren de alta velocidad, tales como la serie 112 AVE español, cuya configuración habitual consta de 21 juegos de ruedas y 14 servicios diarios (el horario habitual con la línea de alta velocidad Madrid-Valencia). Esta prueba representa aproximadamente 20 años de servicio.

Al final de cada ensayo de placa de carga dinámica, inmediatamente después se volvió a realizar otro ensayo de placa de carga estática. El contenido de humedad se midió para todas las muestras después de cada prueba.



Figura 3.5. Equipo de Placa de Carga Dinámica.

3.2.1.7 Ensayo de permeabilidad

Una de las propiedades fundamentales que se le exige a la capa de subbalasto es que sea un material lo más impermeable posible, para así impedir que las aguas de lluvia filtre a capas inferiores y puedan causar problemas de inestabilidad en el terraplén. Para ver la influencia de la adición de caucho en cuanto a permeabilidad, todas las mezclas se ensayaron mediante el permeámetro de carga variable, llevado a cabo de acuerdo con el procedimiento que se encuentra en el Anexo 3 (PF-7, 2006). Dicho Pliego requiere que la conductividad hidráulica sea inferior a $1E-6$ m/s, valor muy difícil de alcanzar debido a que la muestra de subbalasto tiene un equivalente de arena (SE) de 45 y un contenido en finos inferior a 9%.

La **Figura 3.6** muestra el diseño de la prueba. Todas las muestras se compactaron en un molde modificado CBR hasta 100% de la energía Proctor Modificado.

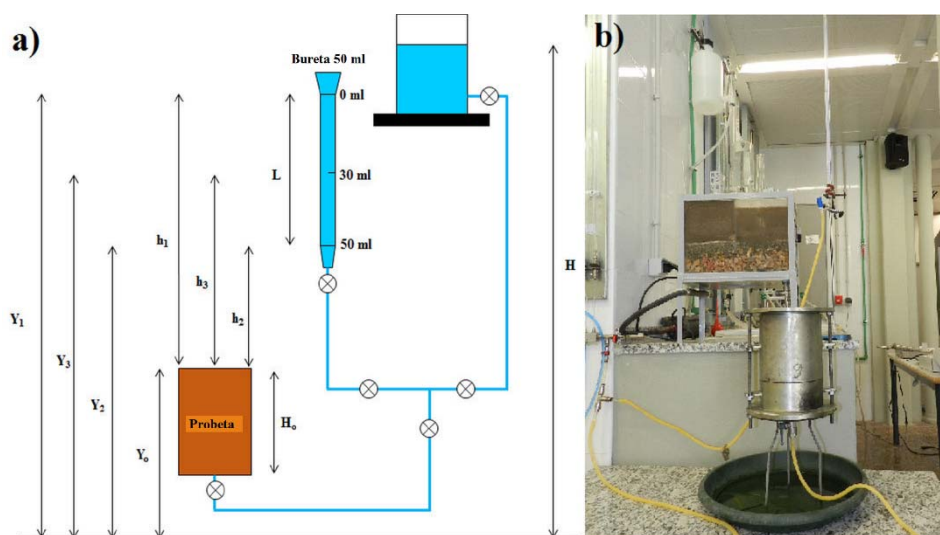


Figura 3.6. Ensayo de permeabilidad a carga variable: a) configuración b) permeámetro.

3.2.2 ENSAYOS DE CAMPO

Además de las pruebas de laboratorio, se construyó una plataforma de tren experimental con el fin de comprobar la compactibilidad de las nuevas mezclas y su comportamiento tenso-deformacional. Esta plataforma consistió en un área de 10x10 m ubicada en una parcela de la Universitat Politècnica de València, destinada a zona de acopios de material de diferentes obras. En primer lugar se realizaron las operaciones de preparación del cimiento. Se excavaron los primeros 35 cm del terreno natural, y se retiró el material en

una parcela colindante. Esta excavación se llenó completamente con una zahorra artificial. Previamente al extendido y compactación se realizaron los ensayos de identificación y caracterización de este material, y cumplió todos los requisitos de PF-7 (2006). Esta capa representa la plataforma del ferrocarril, denominada “capa de forma”, que sirve de base a la capa de subbalasto. Sobre esta base se coloca una segunda capa de 30 cm de espesor, lo que representa el subbalasto. Esta capa superior se divide en cuatro secciones, cada una con un material diferente, como se muestra en la **Figura 3.7**. Los diferentes materiales utilizados son los mismos que los utilizados en los ensayos de laboratorio.

La sección 1 (capa de subbalasto patrón) se compactó con material granular tipo subbalasto tradicional, que sirviera de patrón para la comparación entre las restantes secciones. Las otras tres secciones 2, 3 y 4 se compactaron con mezclas de material granular y caucho con porcentajes de 1.0, 2.5 y 5.0%, respectivamente. Las mezclas se prepararon siguiendo el mismo procedimiento descrito para los ensayos de laboratorio, aunque con volúmenes de material más grandes y utilizando equipos típicos del sector de la construcción. Para preparar las mezclas se utilizó una balanza de 50 kg con una precisión de 5 g, y para el mezclado se eligió un mezclador portátil de 500 l de capacidad tipo basculante. Para asegurar la homogeneidad cada operación de mezclado duró al menos 5 minutos.

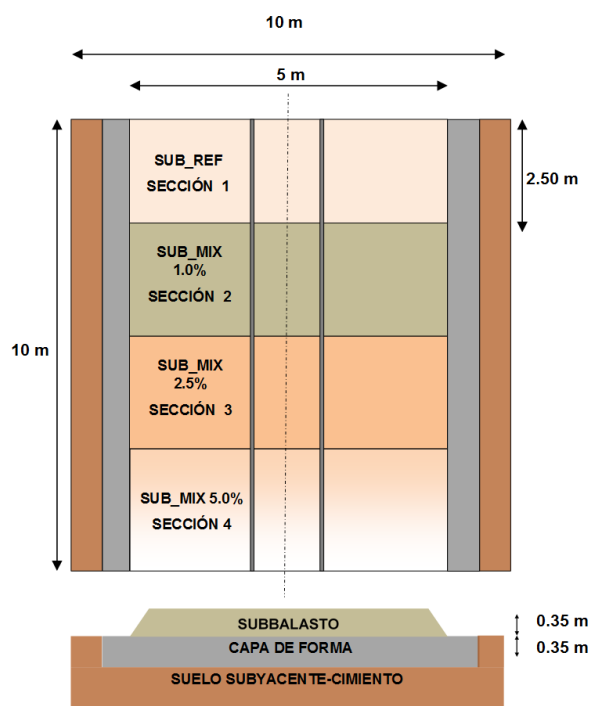


Figura 3.7. Croquis del tramo de prueba experimental de plataforma ferroviaria.

Las dimensiones de cada una de las cuatro secciones de la plataforma fueron de 10 m de ancho y 2.5 m de largo. Estas dimensiones se eligieron de acuerdo con las especificaciones de los fabricantes de los dispositivos de placa de carga estática y placa dinámica o deflectómetro ligero de impactos (LFD), así como las recomendaciones de la norma alemana ZTVE-StB 94 (1994) y UNE 103807-2 (2008). Existen ciertas recomendaciones para la construcción de tramos de prueba, como las dadas por el Servicio d' Études sur les Transports, les Rutas et leurs Aménagements descrita detalladamente en su Nota Técnica 114 (SETRA, 2005), donde proponen dimensiones más grandes para poder realizar ensayos de placa de carga, pero en toda fase inicial de una investigación debe haber un equilibrio entre los requisitos técnicos y las limitaciones económicas que se necesitaban. Por lo tanto se tomó la decisión de elegir las dimensiones especificadas de 10x10 m como un acuerdo razonable, teniendo en cuenta también que se trata de una primera aproximación a la caracterización de este tipo de mezclas. Debido a los problemas de aumento de volumen de la mezcla 10% se decidió no construir una sección con dicho contenido de mezcla.

El propósito de esta plataforma experimental fue doble: Por un lado, se puso a prueba la extensión y compactación de material por medios convencionales con el fin de comprobar si las nuevas mezclas presentaban alguna dificultad durante el proceso de construcción con medios convencionales. Por otro lado, se midió la densidad y capacidad de soporte en las cuatro secciones con el fin de evaluar las diferencias entre el material de patrón y las nuevas mezclas, y verificar si eran del mismo orden que las obtenidas en las pruebas de laboratorio.

El proceso de construcción comprende los siguientes pasos (**Figura 3.8**):

- Limpieza y desbroce del área y el perímetro, incluyendo las vías de acceso.
- Excavación del cimiento de 35 cm de profundidad y posterior compactación de dicha superficie al 95% Proctor Modificado por medio de compactador de rodillo vibrante de 3 toneladas. Se tomaron muestras del suelo natural cercano para identificar la densidad máxima en el laboratorio. La densidad In-situ se comprobó por medio de isótopos radiactivos con equipo Troxler.
- Extensión y compactación de la capa de forma al 98% Proctor Modificado. Esta capa fue colocada en dos sub-capas de 20 cm, cada una convenientemente compactada y humidificada. La densidad situ se comprueba después de la compactación.
- Replanteo y separación mediante tablonés de madera las cuatro sub-secciones de capa de subbalasto.
- Extensión y compactación al 98% Proctor Modificado de las diferentes sub-secciones de subbalasto, y medida de la densidad y humedad situ mediante isótopos radiactivos.



Figura 3.8. Proceso de construcción del tramo experimental. **a)** Fase de excavación del cimiento. **b)** Fase de extendido capa de forma. **c)** Compactación de la capa de forma. **d)** Replanteo de la secciones de la capa de subbalasto y mezclas. **e)** Extensión del material subbalasto en la Sección 1. **f)** Compactación de la Sección 1: Subbalasto Sub_Ref.

La planificación de ensayos a realizar en el tramo de pruebas se adjunta en la **Tabla 3.5**, cuyo objetivo es obtener las densidades secas y humedades de compactación para establecer el grado de compactación, y además evaluar la capacidad de soporte mediante ensayos de placa de carga estática y dinámica.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Ensayo	Norma	Cimiento	Capa de Forma	Subbalasto
Densidad "in situ" (Isótopos radiactivos)	ASTM D3017 ASTM D2922	X	X	X
Placa de Carga Estática (Ø 300 mm)	BS 1377-9 NLT-357		X	X
Placa de Carga Dinámica LFWD (Ø300 mm)	ASTM D4694/ UNE 103807-2		X	X

Tabla 3.5. Planificación de ensayos llevados a cabo en el tramo de pruebas.

3.2.2.1 Ensayos de capacidad de soporte. Placa de carga estática

Tanto los ensayos de placa de carga estática y dinámica se realizaron en paralelo con placas circulares de 300 mm de diámetro (**Figura 3.9**). Este tamaño de la placa se seleccionó para que el bulbo de tensiones estuviera contenido entre la capa de forma y el subbalasto. De esta manera el terreno natural no influirá en los resultados obtenidos. La prueba de la placa de carga estática consistió en las siguientes etapas de carga (todos los valores en MPa), siguiendo el procedimiento de ensayo de la norma NLT-357 (1998) y BS 1377-9 (1990):

- 1ª Etapa de carga: 0.00, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40, 0.45, 0.5;
- 1ª Etapa de descarga: 0.25, 0.12, 0.00;
- 2ª Etapa de carga: 0,08, 0,16, 0,24, 0,32, 0,40;
- 2ª Etapa de descarga: 0.25, 0.12, 0.08, 0.00.

Como equipo de reacción utilizado para la prueba de placa de carga estática fue una retroexcavadora de 8.9 toneladas. Con el fin de aumentar el peso de la misma, la retroexcavadora estaba equipada con un dispositivo de martillo de 1 tonelada y la cuchara frontal, la cual se cargó con 2 toneladas de material granular, por lo tanto, produciendo un aumento de peso total de 11.9 toneladas.

Es importante indicar que la prueba de carga estática es la única prueba requerida por el Administrador de los Ferrocarriles Españoles (PF-7, 2006); (PGP-2008, 2008) para controlar la colocación y compactación de la capa de subbalasto durante la construcción. En dicho ensayo de campo se obtiene un módulo de compresibilidad, tanto del primer ciclo de carga (E_{v1}) como del segundo (E_{v2}). Solo se aceptará la capa de subbalasto si este último valor es $E_{v2} \geq 120$ MPa, y la relación entre módulos del segundo y primer ciclo $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$.



Figura 3.9. Ensayos de campo. **a)** Placa de Carga Estática. **b)** Placa de Carga Dinámica (LFWD). **c)** Tramo de pruebas experimental en la UPV.

3.2.2.2 Ensayos de capacidad de soporte. Placa de carga dinámica (LFWD)

Adicionalmente, se realizaron ensayos de placa de carga dinámica con el deflectómetro ligero de impactos (LFWD) de acuerdo con la norma ASTM E2835 (2011) y UNE 103807-2 (2008). Dicho ensayo se llevó a cabo con una masa que cae libremente sobre la placa de carga, transmitiendo una fuerza de impacto de 7.07 ± 0.07 KN durante un tiempo de 17 ± 1.5 ms. A diferencia del ensayo estático, en este ensayo se obtiene un módulo de compresibilidad dinámico complementario (E_{vd}).

El propósito de llevar a cabo también el ensayo de placa de carga dinámica es comparar ambos módulos y observar la relación entre los dos, ya que esto no está bien establecida en la literatura. Los resultados de estas pruebas también se comparan con los resultados

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

obtenidos en laboratorio. La configuración para ambas pruebas se muestra en la **Figura 3.10**.

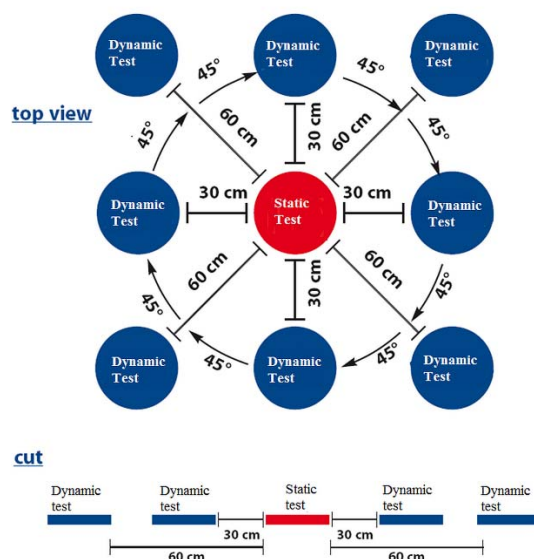


Figura 3.10. Diseño experimental para calibración ensayos de placa estática y dinámica LFD. Fuente: Manual del equipo Terratest 3000 GPS.

3.3 ENSAYOS DE ATENUACIÓN DE VIBRACIONES

Para evaluar la atenuación potencial de las nuevas mezclas de caucho y material granular, varias pruebas de laboratorio y de campo se llevaron a cabo. Estas pruebas se describen a continuación.

3.3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO. PRIMERA CAMPAÑA

No existe una prueba específica para medir el comportamiento frente a vibraciones de mezclas granulares tales como los estudiados en este trabajo. Por lo tanto, los nuevos ensayos *ad hoc* de laboratorio fueron diseñados siguiendo los procedimientos estándar y con trabajos publicados anteriormente: UNE-EN 29052-1 (1994); ASTM C215 (2002); y el 'Free-Free Resonance Testing of In Situ Deep Mixed Soils' desarrollado por Guimond-Barrett et al. (2013) en el laboratorio IFFSTAR (The French Institute of Science and Technology for Transport, Development and Networks). En estos trabajos se han tenido en cuenta como base para definir las pruebas que se describen en este documento, con variaciones debido a las características específicas de las mezclas. Vale la pena señalar que para determinar los protocolos de ensayos de una manera precisa, se hicieron

varios intentos para evaluar la influencia de factores tales como la fuerza de impacto, el tamaño de la muestra, y la frecuencia de muestreo. Los procedimientos descritos son el producto de estas pruebas preliminares.

Se ensayaron tres mezclas diferentes con porcentajes de caucho que van desde 1% a 2.5% y 5.0%, respectivamente (en peso). Las muestras de ensayo consistieron en probetas cilíndricas compactadas con el mismo tamaño y forma utilizando el molde del ensayo Proctor Normal, aunque se hicieron algunas variaciones dependiendo del tipo de ensayo utilizado. Todas las muestras se compactaron al menos al 99% de la densidad máxima seca y óptima humedad Proctor Modificado. Es importante tener en cuenta que la adición de partículas de caucho en los porcentajes considerados tiene muy poca influencia de la humedad óptima (Singh & Vinot, 2011).

En laboratorio se llegaron a realizar dos tipos de ensayos de para la obtención de los parámetros de atenuación de vibraciones. El primero fue el ensayo longitudinal, diseñado para evaluar la frecuencia de resonancia (f_0) de la muestra cuando es excitado en una dirección paralela al eje axial de la probeta cilíndrica. El segundo ensayo, llamado flexional, determina la frecuencia de resonancia de la muestra cuando es excitado en una dirección perpendicular a dicho eje.

3.3.1.1 Ensayo longitudinal

En los ensayos preliminares se observó que la mejor relación altura-diámetro para las probetas de ensayo fue de aproximadamente 0.45. Para la realización del ensayo, la probeta se colocó sobre una lámina elástica (*Figura 3.11a*). En el centro geométrico de una de las caras se golpeó con una bola metálica (diámetro 9.97 mm y 4.10 g de peso) desde una altura fija de 100 mm. Como se muestra en la imagen, se añadió una pieza metálica en la parte superior de la probeta para evitar un daño excesivo, debido a que la mezcla caucho-agregado mineral no presenta cohesión). Los resultados obtenidos característicos de todas las mezclas analizadas se detallan en la *Tabla 3.6*.

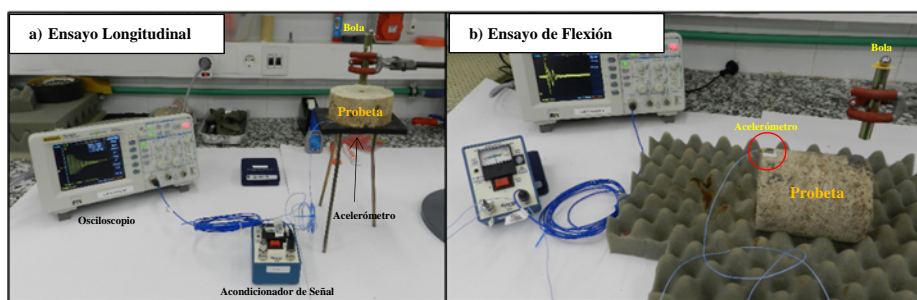


Figura 3.11. a) Diseño del ensayo longitudinal. b) Diseño del ensayo de flexión.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Para la medición de las vibraciones en la muestra se utilizó un acelerómetro piezoeléctrico (modelo PCO 352A21) pegado a la parte inferior de la muestra, en el centro geométrico, alienado con el punto de golpeo. Los datos se registraron con un amplificador (modelo PCO 480C02) y un osciloscopio (modelo Rigol DS1062), y luego se almacenaron los datos en un ordenador para el procesamiento posterior.

Ensayo Longitudinal

Muestra	% Caucho	Ø (mm)	H(mm)	Densidad seca (g/cm ³)
Sub_Ref	0	101.91	43.45	2.347
Sub_Mix 1.0	1	102.69	45.00	2.280
Sub_Mix 2.5	2.5	103.50	45.66	2.231
Sub_Mix 5.0	5	102.00	49.33	2.152

Ensayo de Flexión

Muestra	% Caucho	Ø (mm)	H(mm)	Densidad seca (g/cm ³)
Sub_Ref	0	101.52	132.00	2.338
Sub_Mix 1.0	1	102.05	129.06	2.278
Sub_Mix 2.5	2.5	101.91	126.80	2.243
Sub_Mix 5.0	5	102.76	140.56	2.149

Tabla 3.6. Ensayo Longitudinal y de Flexión. Características de las probetas.

3.3.1.2 Ensayo de flexión

Las probetas para el ensayo de flexión fueron similares a las del ensayo longitudinal, a excepción de la altura del cilindro, que produjo una relación de altura a diámetro de 1.29 (en este caso, sin la modificación de la dimensión del modelo estándar Proctor). En la **Tabla 3.6** se detalla las características de las probetas de las diferentes mezclas.

Para la realización del ensayo a flexión se utilizó el mismo equipo del ensayo anterior. Sólo se modificó la posición relativa de los elementos con respecto al ensayo longitudinal, como se muestra en la **Figura 3.11b**. La probeta se colocó horizontalmente sobre un colchón elástico, con el acelerómetro situado en un lado de la muestra y el punto de impacto (una vez más reforzada con una pieza metálica) en el otro lado.

3.3.2 ENSAYOS DE CAMPO. PRIMERA CAMPAÑA

Mientras que las pruebas de laboratorio fueron diseñados para evaluar ciertas características de las nuevas mezclas, como es el factor de amortiguamiento (ξ), las pruebas de campo tuvo como objetivo evaluar el comportamiento de las mezclas de acuerdo con las circunstancias más parecidas a las de una vía férrea real. Todos los ensayos realizados,

que se detallan a continuación, están orientados a estudiar la propagación de ondas de las diferentes mezclas para distintas fuentes de vibraciones. Con este fin, se construyó una plataforma ferroviaria experimental, cuyos detalles se han descrito en los apartados anteriores.

3.3.2.1 Ensayo de ondas superficiales (CSWS)

Con el objetivo de caracterizar la respuesta de las diferentes mezclas de subbalasto y caucho, se decidió hacer el ensayo de transmisión de ondas superficiales mediante el equipo CSWS (Continuous Surface Wave System) (**Figura 3.12**), ya que es una prueba común y bien conocida para medir la velocidad de propagación de la onda de superficie transmitidas, y proporciona un módulo de rigidez (G_{max}) en función de la profundidad.

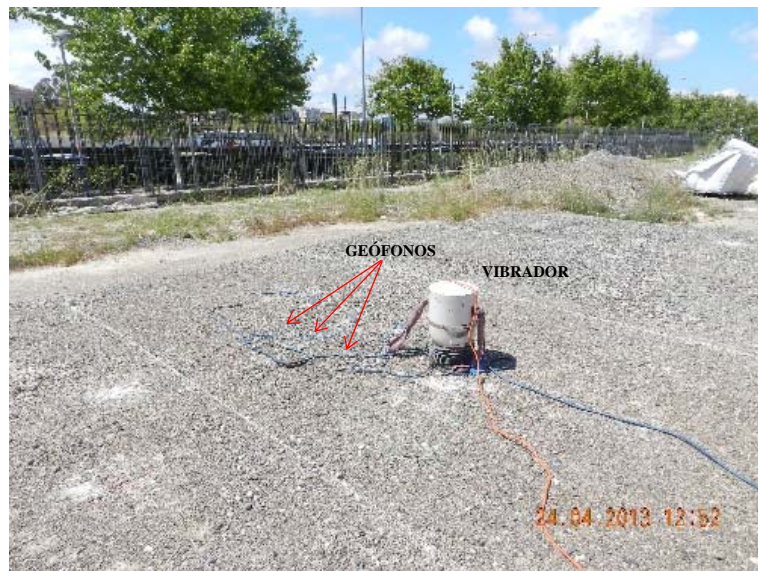


Figura 3.12. Equipo de ensayo CSWS.

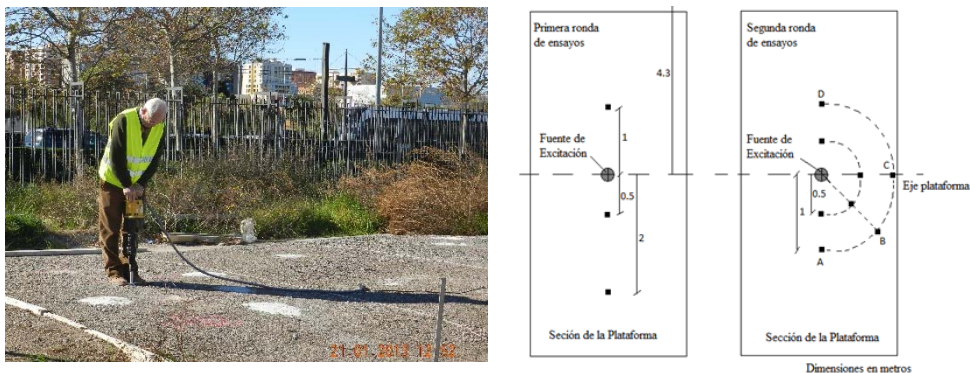
Además, se diseñó un protocolo de un nuevo ensayo *ad hoc* de excitación continua con la finalidad de poder comparar las propiedades de atenuación de vibraciones de las mezclas comparadas con la muestra granular patrón, y poder evaluar el efecto de la herogeneidad de la mezcla.

Para esta prueba de campo se utilizó acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales (modelo MMF KS 76C-100) pegados en los extremos de picas de acero parcialmente enterradas en cada sección de la capa de subbalasto. Los datos se registraron usando un acondicionador de señal con una amplificación de diez veces de los niveles de aceleración registrados. La fuente de excitación consistió en un martillo neumático (modelo KANGO 900

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Series) que ejerció una energía de impacto de 16.4 J, con una frecuencia de aproximadamente 33 Hz (**Figura 3.13a**). Esta fue la intención de representar una excitación armónica repetitiva similar a la causada por el paso de un tren. Es evidente que un tren que pasa a través de una vía de ferrocarril excita una amplia banda de frecuencias dependiendo de varios factores tales como la velocidad y la estructura de la vía (Thompson, 2008). Sin embargo, la frecuencia aplicada por el martillo neumático (33 Hz) se encuentra dentro de la banda de frecuencia usual medido en estudios previos (Martínez et al., 2013).

Las medidas de las aceleraciones se llevaron a cabo en dos fases separadas. Durante la primera fase, el martillo neumático se hizo funcionar en el centro de cada sección y se midió la aceleración resultante a una distancia de 0.5, 1.2 y 4.3 metros, este último se encuentra más allá del límite de la plataforma experimental, situado en el terreno natural colindante. Analizados los datos recogidos en esta primera fase inicial, y visto que fueron insuficientes para obtener conclusiones claras, se realizó una segunda campaña específicamente en la sección subbalasto patrón y la sección del 5%. Los sensores se colocaron a 0.5 y 1 metro en cuatro direcciones (A, B, C y D) que irradian desde el centro de la sección a fin de tener en cuenta la heterogeneidad potencial de los materiales (**Figura 3.13b**). Para cada una de las cuatro configuraciones de sensores se realizaron 3 pruebas para obtener valores medios representativos.



3.3.3 TRATAMIENTOS DE LOS DATOS

3.3.3.1 Ensayos de laboratorio

En los ensayos de laboratorio se registraron las aceleraciones de las diferentes pruebas a una frecuencia de muestreo de 108 Hz en ficheros (*.txt), y dichos datos con los espectros de vibración se analizaron con el software MATLAB (The MathWorks, Inc., Natick, MA, EE.UU.) con el fin de identificar la frecuencia de resonancia utilizando la transformada rápida de Fourier (FFT). Además, de la curva exponencial de la señal frente al tiempo se obtuvo, mediante la transformada de Hilbert, el factor de amortiguamiento

(ξ). Dicho factor se calculó a partir de la curva de regresión de la envolvente (ver **Figura 3.14**), por el método de decaimiento libre, según la ecuación (2):

$$\xi = \frac{|K|}{2\pi f_0} \quad (2)$$

donde f_0 es la frecuencia de resonancia del material y K es el coeficiente de la regresión lineal tipo exponencial.

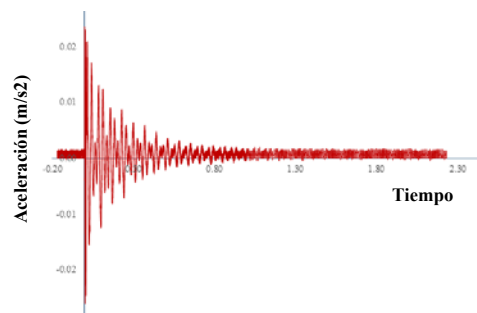


Figura 3.14. Registro de una señal. Método de decaimiento libre

3.3.3.2 Ensayos de campo

Los datos de las pruebas de campo se midieron con una frecuencia de muestreo de 2500 Hz y se exportaron al software MATHEMATICA (Wolfram Research Inc , 2008), para analizar los espectros de vibración. Se tuvo que aplicar un filtro de paso alto (0.5 Hz) para eliminar el ruido de baja frecuencia. También se obtuvieron espectros de 1/3 de octava, ya que proporcionan una mejor comprensión de la distribución de la señal en las bandas de frecuencia que la mayoría afecta a los humanos (ISO 2631-2, 2003).

En los ensayos realizados en el tramo experimental no se pudo estimar el coeficiente de amortiguamiento ya que las mediciones fueron mucho más heterogénea y afectada por muchos factores no controlados (tales como irregularidades en la aplicación de la carga de ruido y la señal) que los obtenidos de ensayos de laboratorio cuidadosamente controladas. Para cuantificar las variaciones en cuanto a atenuación de vibraciones entre las diferentes mezclas y el patrón, se calculó un índice, como se define a continuación en la ecuación 3:

$$CI = \frac{a_m}{a_p} \times 100 \quad (3)$$

donde CI (Índice de Continuidad) es el índice antes mencionado, a_m es la media de los picos de aceleración medidos en cada una de las mezclas granulado de caucho y material granular, y a_p es el pico medio de la aceleración medida en el material subbalasto patrón (Sub_Ref). De esta manera, el pico medio de la aceleración registrada

en cada posición se normaliza con respecto a la aceleración máxima equivalente del material de patrón.

3.3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO. SEGUNDA CAMPAÑA

En esta segunda campaña de ensayos, se evalúa el potencial de atenuación de vibraciones utilizando probetas de tamaños superiores, con el objetivo de comprobar si afecta el tamaño de las muestras en los resultados de atenuación de vibraciones. Se ha sometido a ensayos no destructivos (NDT) tipo impacto con martillo a mezclas con un contenido de caucho entre 1% y 10% en peso, con el objetivo de estudiar su respuesta a la excitación dinámica. El ensayo de impacto con martillo se utiliza para producir un impulso perfecto para una duración infinitamente pequeño, causando así una amplitud constante en el dominio de la frecuencia. La evaluación de las mezclas de subbalasto se realiza por medio de sus valores de coeficiente de amortiguación, que se calculan (Chopra, 2012) en el dominio del tiempo (método decremento logarítmico) y el dominio de la frecuencia (método de ancho de banda).

3.3.4.1 Características de las probetas

Las probetas sometidas a ensayo consistieron en muestras compactadas de mezclas de materiales granulares con partículas de caucho en el interior de tubos huecos de PVC transparentes con un diámetro externo de 110 mm, 2.2 mm de espesor, y una longitud de 1120 mm. Se estudiaron 4 contenidos de caucho mezclados con el material granular: 1%, 2.5%, 5.0% y 10.0%, en peso. Para la elección de las dimensiones seleccionadas de las probetas tuvieron en cuenta diversos factores, entre ellos: la heterogeneidad de las muestras; tamaño máximo de partícula del suelo granular y caucho (diámetro del tubo se fijó en más de cinco veces el tamaño máximo del suelo); condiciones de trabajabilidad; y la necesidad de garantizar suficiente delgadez para facilitar el comportamiento de flexión de las muestras con el fin de obtener valores representativos de amortiguación de las vibraciones. De acuerdo con el proveedor de la material, los tubos de PVC tenían una densidad de 1.36 g/cm³ y una absorción de agua del orden de 0.5%, con un módulo de elasticidad de 3040 MPa. Con estas características se aseguró que los tubos seleccionados no tienen una influencia significativa en la respuesta dinámica de las muestras, y eran lo suficientemente rígido para soportar la energía de compactación durante la preparación.

Con la finalidad de eliminar cualquier contenido de agua residual, los materiales granulares obtenidos de la cantera se secaron en estufa una vez recepcionados en laboratorio. Para la fabricación de cada probeta se necesitó más de 20 kg. de subbalasto, y para garantizar la homogeneidad se prepararon 15 submuestras. Por cada una de las submuestras, el material granular se mezcló con partículas de caucho en seco mediante máquina mezcladora, y a partir de entonces, se añadió el contenido de agua óptimo necesaria para la compactación. Cada submuestra se almacenó independiente y adecuadamente en el laboratorio para que la humedad se homogeneizara. Previa a la compactación, de cada

mezcla, se realizó el ensayo de compactación Proctor Modificado para obtener la densidad seca máxima y la humedad óptima (ASTM D1557, 2012); (UNE 103501, 1994).

La compactación de las probetas en el interior del tubo de PVC se llevó a cabo mediante el uso de un martillo de compactación vibratorio (modelo Kango 900 Series), equipado con un pisón de compactación circular de 100 mm de diámetro, capaz de transmitir una energía de compactación de 16.4 J, con una frecuencia de 33 Hz. El peso total de este equipo era cercano a 35 kg. Aunque se esperaba que el espesor del tubo de PVC fuera capaz de soportar las tensiones de compactación, se colocaron abrazaderas de nylon en el exterior del tubo durante la compactación de las muestras para mejorar el rendimiento mecánico durante este proceso. La operación de compactación se llevó a cabo en 15 capas, a razón de 10 s de vibración por capa. Este procedimiento, que se determinó después de llevar a cabo una serie de pruebas de ensayo y error preliminares, se aseguró de que se alcanzó el 100% de la densidad máxima seca Proctor Modificado.

Una vez terminada la compactación, los extremos del tubo se sellaron mediante placas de poliuretano y cinta adhesiva para evitar cualquier pérdida de material durante la manipulación y el ensayo de los especímenes. Las muestras se almacenaron en una cámara húmeda con una temperatura constante y humedad relativa de 20 °C y 95%, respectivamente. El proceso de preparación de la muestra se resume en la **Figura 3.15**.

En la **Tabla 3.7** se muestran los valores medios de densidad seca y la humedad óptima de compactación en cada una de las muestras sometidas a ensayo. Se puede observar que la densidad seca máxima disminuye de manera significativa con la cantidad de caucho introducido en el subbalasto. Del mismo modo, se observa una ligera disminución de la humedad óptima. Además, la reducción tanto de la densidad seca máxima y humedad óptima es aproximadamente proporcional al contenido de caucho.

Nomenclatura	Contenido de caucho (% en peso)	Densidad seca máx. (g/cm ³)	Grado de Compactación (%)	Humedad (%)
Sub_Ref	0.0	2.36	100.0	6.1
Sub_Mix 1	1.0	2.30	100.0	6.2
Sub_Mix 2.5	2.5	2.21	97.8	6.1
Sub_Mix 5.0	5.0	2.11	97.7	6.0
Sub_Mix 10.0	10.0	2.01	98.0	6.0

Tabla 3.7. Mezclas ensayadas. Segunda campaña de ensayos de vibraciones en laboratorio.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

3.3.4.2 Metodología de ensayo

Para estudiar la capacidad de atenuación de vibraciones de las mezclas propuestas anteriormente, las muestras fueron sometidas a unos ensayos de excitación por impacto con martillo de acuerdo con la norma UNE-EN 14146 (2004). Las pruebas se llevaron a cabo en el Laboratorio de Geotecnia de la Universitat Politècnica de València.

Las muestras compactadas en el interior del tubo porta-muestras se colocaron horizontalmente y se sometieron a dos configuraciones estructurales, como se muestra en las **Figuras 3.16 y 3.17**: (i) simplemente apoyada sobre rodillos de acero (de aquí en adelante se denominará como configuración en 'S'); y (ii) apoyado de manera uniforme sobre una espuma de poliuretano (PU) de gran amortiguación (denominada configuración en "U").



Figura 3.15. Preparación de las probetas: a) Mezcla de la submuestra subbalasto-caucho; b) Equipo de compactación utilizado.

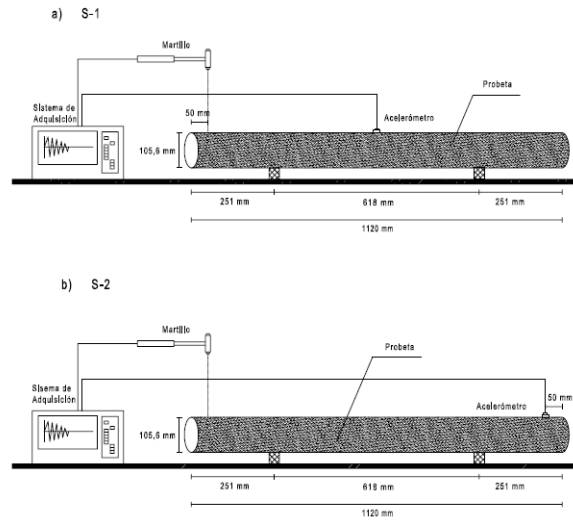


Figura 3.16. Configuración de ensayo de impacto con martillo biapoyado ('S'): **a)** Acelerómetro situado en la posición central; **b)** Acelerómetro situado en el extremo opuesto al punto de impacto.

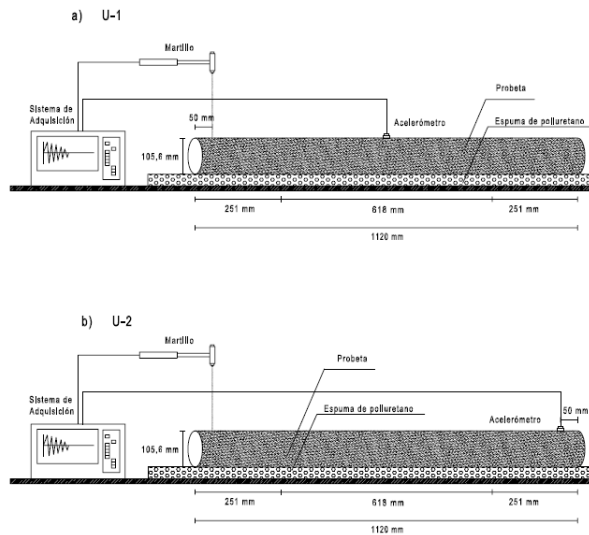


Figura 3.17. Configuración de ensayo de impacto con martillo apoyado uniformemente sobre espuma ('U'): **a)** Acelerómetro situado en la posición central; **b)** Acelerómetro situado en el extremo opuesto al punto de impacto.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

La excitación por impacto con martillo se aplica a una distancia de 50 mm a partir de uno de los extremos de la muestra mediante un martillo de impulsos provisto de un sensor de fuerza de sensibilidad 445 N (modelo PCB 086C01). Para registrar las vibraciones inducidas por el martillo de impactos se utilizó un acelerómetro piezoeléctrico (modelo MEF KS76C100) con una sensibilidad de 100 mV/g, con un rango de frecuencias entre 0.13 Hz a 24 kHz, y un rango de aceleración hasta 6 g. Para la toma de datos se utilizó un acondicionador de señal (modelo MEF M32) con una frecuencia de muestreo de 200 Hz, con señal de salida IEPE para mejorar la señal recibida por el sistema de adquisición de datos.

Para cada configuración estructural mencionado anteriormente (S y U), se llevaron a cabo 2 pruebas mediante la colocación alternativa del acelerómetro en dos posiciones (ver **Figuras 3.16 y 3.17**): (1) en la sección central de la probeta; y (2) a una distancia de 50 mm desde el extremo opuesto a donde se aplicó el impacto. Un diagrama de flujo de la preparación de la muestra y la prueba se puede ver en la **Figura 3.18**.

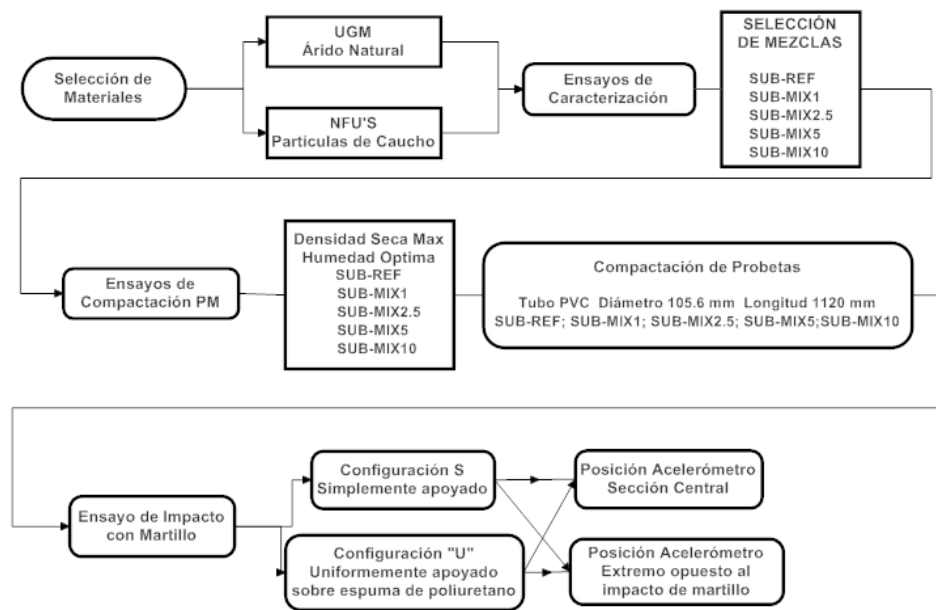


Figura 3.18. Diagrama de Flujo para la preparación y ensayo de las muestras.

3.4 ENSAYOS DE SUELO-CAUCHO

3.4.1 MINERALOGÍA Y COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LAS ARCILLAS

El equipo empleado para la obtención de los datos de Difracción de Rayos X fue un difractómetro Bruker modelo D8 ADVANCE. Los diagramas de difracción de polvo desorientado para caracterizar la mineralogía de la muestra total fueron obtenidos en un intervalo angular de 2 a 65°.

Los análisis para la caracterización de la mineralogía de arcillas se llevaron a cabo utilizando los siguientes métodos de trabajo:

1. Decarbonatación de la muestra y extracción de la fracción <math><2\mu\text{m}</math> en una suspensión preparada con agua desionizada y dispersada con ultrasonidos.
2. Preparación de agregados orientados: se obtuvieron pipeteando 1 cm³ de la suspensión sobre placas de vidrio adaptadas al portamuestras del difractómetro. Se prepararon 3 agregados (AO) por cada muestra.
3. Obtención de los perfiles de difracción de los AO: se obtuvieron diagramas sobre los AO secados al aire (AOST), los AO tratados durante 48 horas con atmósfera de etilenglicol a 60° C (AOEG) y los AO tratados térmicamente mediante calentamiento a 550°C durante al menos dos horas (AOTT). Los difractogramas de AO se han rodado en un intervalo angular de 2 a 35°, un tamaño de paso de 0.02 ° y un tiempo por paso de 1 s.

El análisis mineralógico y la determinación de las proporciones relativas de cada fase (análisis semicuantitativo) se realizó siguiendo el método de (Chung, 1974) y utilizando el software EVA de Bruker.

La identificación de los minerales de la arcilla se ha resuelto de acuerdo a los criterios de Srodoń (1984) y Moore & Reynolds (1989). Esta identificación se hizo de acuerdo a la posición de la serie armónica (00l) de reflexiones basales en los difractogramas sin tratamiento (AOST), solvatados con etilenglicol (AOEG) y calentados a 550°C (AOTT). Para la estimación semicuantitativa de cada fase arcillosa presente se utilizó el método de los poderes reflectantes de Barahona (1974) aplicados sobre las áreas medidas en reflexiones características de cada mineral.

El análisis químico semicuantitativo por Fluorescencia de Rayos X se llevó a cabo mediante pastilla en un equipo Bruker S2Ranger con detector de energías dispersivas. Para la caracterización morfológica y química de las muestras se ha empleado la microscopia electrónica de barrido (MEB). El estudio se ha realizado con un microscopio Jeol JSM-820 operando a 20kV y equipado con análisis EDX de Oxford. Las muestras se han recubierto con Au (metalizadora Cressington 108 auto) para asegurar una buena conductividad ante el haz de electrones.

El análisis de carbono orgánico total se llevó a cabo en un equipo SHIMADZU TOC-V (CSH) con módulo de muestras sólidas SSM-5000A.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

3.4.2 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN DEL SUELO Y CAUCHO

Varios ensayos geotécnicos se realizaron tanto en la muestra de suelo como en las partículas de caucho procedentes de la trituración de los NFU's para caracterizar completamente estos materiales. Estas pruebas se llevaron a cabo según las normas ASTM e incluyeron granulometría, límites de Atterberg, densidad relativa de las partículas y absorción de agua (**Tabla 3.8**).

Parámetros	Norma	Suelo	Caucho
Granulometría	ASTM D6913	X	X
Gran. por Sedimentación	ASTM D7928	X	-
Límites de Atterberg	ASTM D4318/ASTM D427		
Límite Líquido, W_L		X	-
Límite plástico, W_P		X	-
Índice Plasticidad, IP		X	-
Límite de Retracción (W_s)		X	-
Clasificación, USCS	ASTM D2487	X	-
Den. Rel. Partículas, G_s	ASTM D854	X	X
Absorción de Agua	ASTM C127	-	X
Contenido en Sales Solubles	ASTM D4542	X	-
Contenido en Carbonatos	ASTM D4373	X	-
Contenido en Materia Orgánica	ASTM D2974	X	-

Tabla 3.8. Ensayos de identificación del suelo y caucho.

3.4.3 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Los ensayos de compactación se realizaron tanto en el suelo natural como en las mezclas suelo-caucho para obtener su máxima densidad seca y el contenido de humedad óptimo. Se llevaron a cabo sobre cada muestra, un ensayo Proctor Normal (ASTM D698, 2012) y un ensayo Proctor Modificado (ASTM D1557, 2012), haciendo posteriormente un análisis de los dos diferentes niveles de energía de compactación. A partir de estos ensayos, los valores de densidad seca máxima y la humedad óptima obtenida se utilizaron como referencia para preparar las probetas para todos ensayos posteriores.

3.4.4 ENSAYO DE HINCHAMIENTO LIBRE

Se llevó a cabo tanto en el suelo natural (una marga arcillosa) como en las diferentes mezclas de suelo-caucho un ensayo de hinchamiento libre (ASTM D4546, 2014) en edómetro con anillo de 70 mm de diámetro y 20 mm de altura. Las probetas se compactaron hasta conseguir el 100% de la energía del ensayo Proctor Normal y con un contenido de humedad la óptima Proctor correspondiente. El hinchamiento libre se evaluó bajo una pequeña carga constante de 10 kPa y rellenando la célula edométrica con agua una vez que se estabilizaron las deformaciones iniciales. A continuación, se midió la evolución de la deformación vertical cada 10 segundos hasta su estabilización (mínimo 72 horas).

3.4.5 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

Una prueba de consolidación unidimensional en condiciones edométricas se llevó a cabo tanto en el suelo natural y las mezclas de suelo de caucho siguiendo la norma ASTM D2435/D2435M (2011). Se utilizó el mismo equipo edométrico descrito para el ensayo de hinchamiento libre. Se establecieron para la rama de carga los siguientes escalones 5, 10, 20, 40, 80, 150, 300, 600 y 1000 kPa, mientras que para la rama de descarga se establecieron 600, 300, 80, 20 y 5 kPa. El dispositivo estaba equipado con sensores de deformación capaz de medir hasta a una deformación 10 mm con una precisión de 0.001 mm.

3.4.6 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Las muestras de suelo y las mezclas suelo-caucho fueron sometidas a ensayos de corte directo, consolidado y drenado (CD), de acuerdo con la norma ASTM D3080/D3080M (2011). Se utilizó un equipo de corte directo con las cajas de corte circulares de 50 mm de diámetro y 25 mm de altura. Para el suelo natural y cada mezcla estudiado, tres muestras se ensayaron con diferentes tensiones verticales normales: 100, 200 y 300 kPa. Todas las muestras se saturaron durante 24 horas antes de la prueba. Después de la saturación, las muestras fueron consolidadas durante un tiempo mínimo de 24 horas. Por último, se aplicó un desplazamiento relativo entre las cajas de corte a una velocidad de 0,03 mm/min hasta alcanzar un desplazamiento horizontal de 8 mm (desplazamiento máximo del equipo). Si durante la fase de rotura no se presenta pico, la máxima resistencia a corte se considera la tensión de corte correspondiente al 15% de deformación (Cetin et al., 2006).

3.4.7 ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE

Las muestras de suelo y las mezclas suelo-caucho fueron sometidas a ensayos de compresión simple, de acuerdo con la norma ASTM D2166/D2166M(2013). Se utilizó una prensa universal electromecánica con sensores de deformación axial y célula de fuerza. Se preparó una probeta cilíndrica para cada mezcla (diámetro 38.1 mm; altura 76.2 mm), así como para el suelo natural. Se compactaron a 100% de la energía Proctor Modificado, y a continuación, se cubrieron por una bolsa de plástico y se almacenaron durante 24

horas en una cámara húmeda (%RH > 95-100 y T °C = 20-25) para homogeneizar la humedad antes del ensayo. Las muestras se ensayaron a deformación controlada, a una velocidad de 0.76 mm/min hasta alcanzar un valor máximo de fuerza, o bien se alcanzó el 15% de la deformación axial.

3.5 TRAMO EXPERIMENTAL REAL

3.5.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Dentro del Proyecto de Investigación COMPOVÍA, como fase final de la investigación se planificó construir un tramo experimental de vía ferroviaria, para poder comprobar la viabilidad de puesta en obra de este nuevo material en cuanto a compactibilidad con maquinaria real, y también observar su comportamiento, a escala real, y ver su respuesta al paso del tráfico.

Además durante la construcción del mismo, se colocaron unos sensores en diferentes puntos de la plataforma para medir la evolución de los parámetros de humedad-temperatura, deformaciones de la capa de subbalasto y las aceleraciones durante el paso del tráfico ferroviario, con el objetivo de, una vez analizado los datos de campo, identificar que mezcla es la óptima desde el punto de vista de estabilidad tenso-deformacional y de atenuación de vibraciones.

3.5.2 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO

En el tramo de la Estación San Roque Mercancías se proyecta una variante por el lado derecho del actual, de tal forma que, las vías generales quedan situadas al Oeste de las actuales y las tres nuevas vías de apartado a montar, quedan situadas entre las nuevas vías generales y las vías actuales de la Estación de San Roque Mercancías.

En cuanto a la actuación de San Roque Mercancías, se proyecta la construcción de tres vías de expedición-recepción en paralelo a la variante generada. Estas vías disponen de longitudes útiles superiores a 750 m y pendiente inferior al 2%. Sus rasantes se ubican a la misma cota que la de la nueva variante generada. Así mismo su disposición permite la operación independiente del resto de la estación.

Asociado a estas nuevas vías surge el desplazamiento de las vías 14 y 16 actuales que se ubican en paralelo al nuevo terraplén, quedando acortada su longitud útil pero manteniéndose funcionales.

El tramo de pruebas se construyó en la playa de vías de la Estación de Mercancías de San Roque (Algeciras) (ver **Figura 3.19**), aprovechando las obras del “*Proyecto Constructivo para la renovación del trayecto, de la Línea Bobadilla-Algeciras, Subtramo pk 3+100 a pk 6+800. San Roque Mercancías*”, asignada a la empresa constructora AZVI, S.A.



Figura 3.19. Ubicación del Tramo Experimental. Estación Férrea San Roque (Algeciras). Fuente: Google Maps (Consultado el 08/11/2016).

Durante el año 2015 se construyó el tramo experimental en la Vía 14 de Estación San Roque Mercancías, entre los pk 5+179 y 5+330, subdividido a su vez en tres subtramos (ver *Figura 3.20* y *Figura 3.21*):

- De Pk 5+235 a 5+265: Tramo Subbalasto (Sub_Ref), sin adición de NFU (30 m).
- De Pk 5+265 a 5+295: Tramo SUB_Mix 2.5% de NFU (30 m).
- De Pk 5+295 a 5+325: Tramo SUB_Mix 5.0% de NFU (30m).

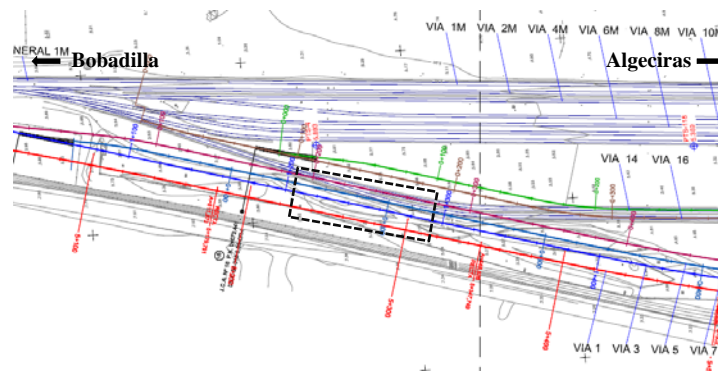


Figura 3.20. Situación del Tramo Experimental, dentro de la Estación San Roque.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

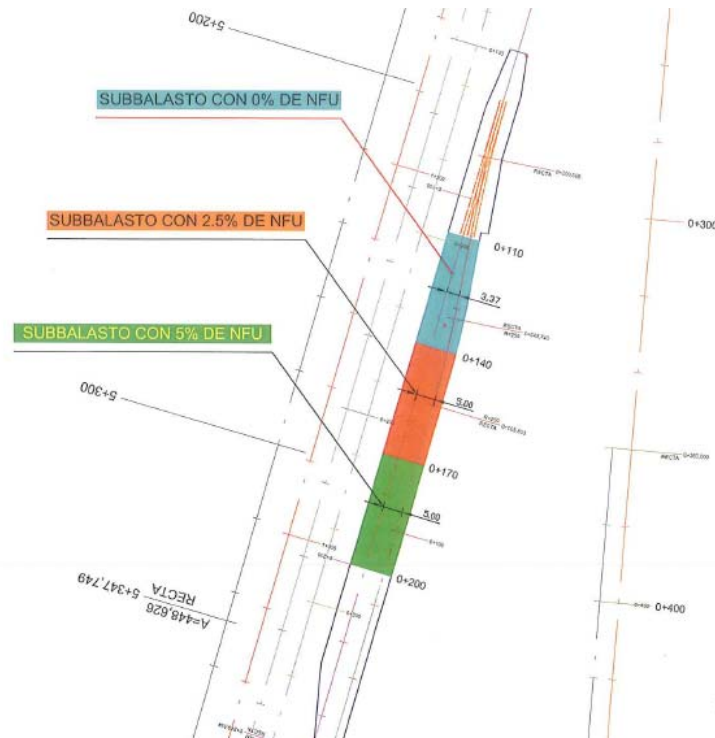


Figura 3.21. Croquis de los tramos.

Se optó por definir un ancho de plataforma de 9 metros, con doble vía, de ancho 1668 mm, con traviesas de madera dispuestas cada 60 cm, con capa de asiento constituida por 20 cm de subbalasto y 25 cm de balasto, que son valores más acordes con las nuevas líneas de altas prestaciones que se están construyendo actualmente. Las capas de asiento se apoyaron sobre una capa de forma de 60 cm de espesor, dada la mala calidad del suelo existente.

La sección transversal de la Vía 14 es la mostrada en la **Figura 3.22**:

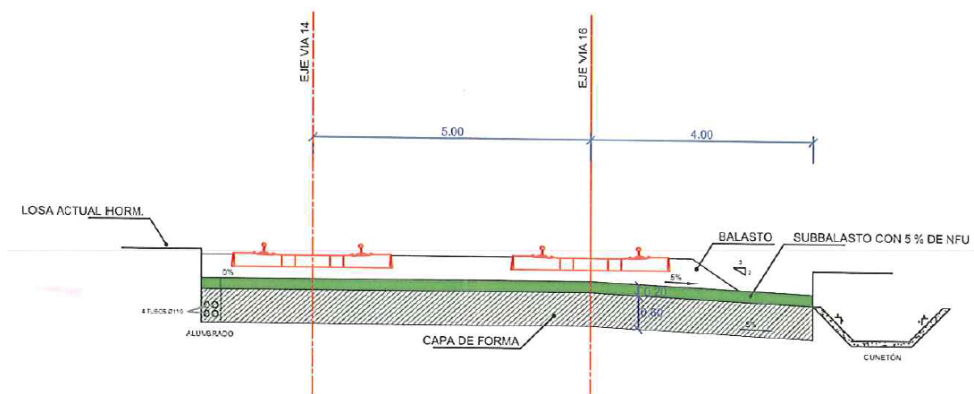


Figura 3.22. Sección transversal de la Vía 14 y 16. Fuente: Proyecto Constructivo para la renovación del trayecto, de la Línea Bobadilla-Algeciras, Subtramo pk 3+100 a pk 6+800. San Roque Mercancías.

En la **Figura 3.23** se muestra el tramo experimental una vez finalizadas las obras.

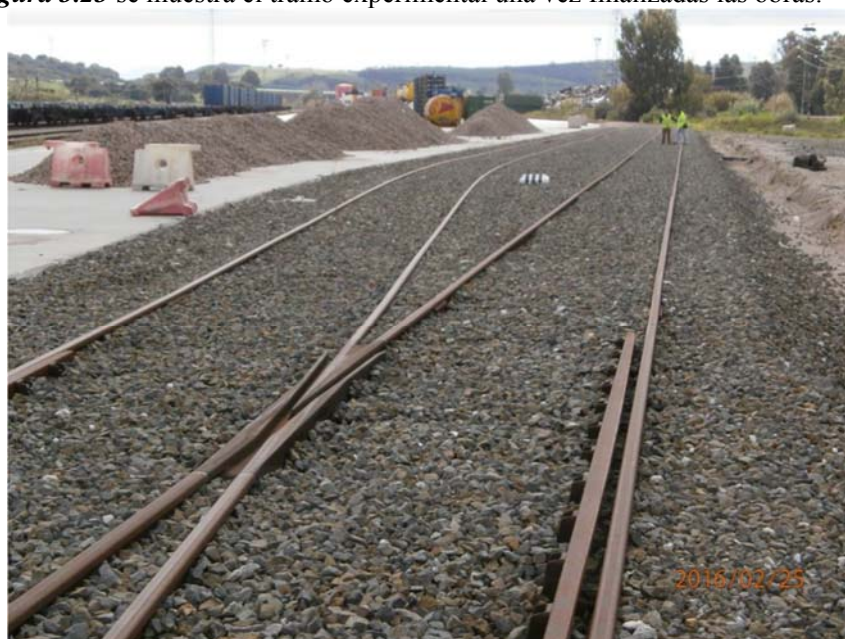


Figura 3.23. Tramos de Prueba con NFU. Vista desde PK 5+235 hacia PK 5+325.

3.5.3 METODOLOGÍA E INSTRUMENTACIÓN

3.5.3.1 Procedimiento de construcción

El procedimiento para fabricar y poner en obra el nuevo material se ha diseñado buscando la mayor simplicidad posible, con maquinaria habitual de movimiento de tierras y sin requerir ningún equipamiento adicional que pueda incrementar el coste o dificultar el uso generalizado de la mezcla en obras ferroviarias.

En primer lugar, previo a la extensión de la plataforma se llevó a cabo ensayos sobre el terreno natural para identificarlo y obtener su capacidad de soporte (CBR) y módulo de compresibilidad (E_{v2}), así como su densidad Próctor Modificado y humedad óptima. En caso de que la densidad del suelo sea inferior al 95% PM, se compactó hasta alcanzar dicho umbral. En la **Figura 3.24** se observa la fase de excavación para la preparación del cimiento de la plataforma.

Los materiales constituyentes (zahorra y partículas NFU) fueron previamente ensayados según lo expuesto en apartados precedentes y se acopiaron en obra una vez aceptados (**Figura 3.25**). Dichos materiales procedieron de la Cantera de Manilva (Málaga), y de la planta de reciclaje de neumáticos R.M.D de Aznalcollar (Sevilla), respectivamente.

A continuación se extendió y compactó la capa de forma (**Figura 3.27a**), en dos capas, con los correspondientes ensayos que permitan evaluar el grado de compactación y capacidad de soporte (**Figura 3.27b**). Todo ello se realizó con los medios y maquinaria habituales utilizados para movimiento de tierras.



Figura 3.24. Preparación del cimiento de la plataforma ferroviaria del tramo de pruebas.



Figura 3.25. Acopios de los materiales en tramo el tramo experimental.
a) Big bags de partículas de caucho (NFU's). **b)** Acopio de subbalasto.

La mezcla de áridos y caucho para conformar la nueva capa de subbalasto se realizó en obra mediante mezcladora autocargante (**Figura 3.26**). Para evitar segregaciones durante la fabricación, el orden de amasado será el siguiente:

- Pre-mezcla de subbalasto y partículas NFU en mezcladora hasta conseguir una masa homogénea, en seco.
- Adición de agua hasta alcanzar la humedad óptima. Para ello será imprescindible la colocación de un caudalímetro, o bien por volumen mediante una tara. Previa a la mezcla, se deberá tener en cuenta la humedad higroscópica tanto del subbalasto como de las partículas de caucho.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

- Mezclado hasta lograr una mezcla homogénea. El tiempo de mezclado dependerá del tipo y volumen de la mezcladora.
- La mezcla será vertida directamente sobre la capa de forma, y a continuación se procederá al extendido mediante motoniveladora. (**Figura 3.27c**).



Figura 3.26. Fase de mezclado subbalasto-caucho en el tramo experimental.

Una vez finalizado el extendido, se compactó mediante equipo compactador provisto de rodillo liso con dispositivo de vibración. Después de 24 horas se determinará la densidad in situ mediante isótopos radiactivos, debiéndose superar el valor medio el 98% del PM. Además se determinó el módulo de compresibilidad mediante placa de carga estática de diámetro 300 mm, debiéndose superar los 120 MPa en el segundo ciclo (E_{v2}).



Figura 3.27. a) Capa de forma, en proceso de compactación. b) Ensayo de Placa de Carga en la capa de forma. c) Fase de extendido de la capa de subbalasto, mezcla de árido-caucho con motoniveladora.

3.5.3.2 Instrumentación del tramo experimental

En el tramo de pruebas se monitorizó para tomar datos de las vibraciones y deformaciones, así como de la humedad y temperatura, para cada uno de los tres tramos considerados. El objetivo fundamental de la prueba fue comprobar el comportamiento del nuevo material formado por mezcla de áridos y partículas de caucho triturado, a escala real, y ver su respuesta al paso del tráfico, en términos de deformación y atenuación de vibraciones.

La Universidad de Sevilla, como colaboradora en el *Proyecto Compovía*, se encargó de la instalación de los sensores y toma de datos de la auscultación del tramo experimental. Se instalaron dos líneas de sensores por cada subtramo, enterradas en el subbalasto, y con sondas cocas de cable accesibles desde superficie, desde la Plataforma de Operaciones (Andén junto la Vía 14). Por cada línea de sensores se ha instalado un sensor de deformación tipo LVDT, un acelerómetro y un sensor de temperatura-humedad.

Es importante destacar que en la construcción del tramo de pruebas algunos sensores quedarán instalados en el terreno, mientras que los equipos de adquisición podrán ser instalados y desinstalados cada vez que se inicie una jornada de medidas, permitiendo de esta forma realizar las mediciones oportunas.

Según los parámetros de instalación de los sensores, se han escogido aquellos que presenten la menor dificultad posible a la hora de su instalación. Si bien tenemos sensores que se instalarán sobre la superficie y otros que serán instalados en las capas inferiores de toda la infraestructura que soportará el paso de los trenes, se ha prestado especial atención a estos últimos por ser los que presentan mayores dificultades de mantenimiento.

Para el caso de los sensores instalados en la superficie, como son los de vibración, se ha escogido un sensor basado en la tecnología MEMS (traspaso térmico) al que se le ha diseñado una etapa de adaptación específica, incluyendo todo el conjunto en el interior de una envolvente metálica con un grado de estanqueidad IP67 apto para su instalación y funcionamiento en exteriores.

En cuanto a los sensores instalados bajo la superficie del terreno, se han escogido sensores robustos con cuerpo de aluminio capaces de resistir la presión existente a la profundidad a la que tendrán que desempeñar su función. Por esto mismo, y para prevenir el tener que desenterrarlos por problemas de comunicación o alimentación, se han escogido sensores con los que podemos comunicarnos y suministrarles alimentación a través de un cable que los comunicará con el exterior.

De esta manera los sensores quedarán instalados en el terreno, mientras que los equipos de adquisición podrán ser instalados y desinstalados cada vez que se inicie una jornada de medidas.

Sensores de Vibración

Para las medidas de vibración se ha escogido un acelerómetro tipo MEMS desarrollado por el fabricante ST Electronics. Concretamente el sensor escogido es el modelo LIS3DH, el cual consiste en un circuito integrado que cumple con las siguientes características:

- Rango de alimentación desde 1.71V a 3.6V.
- Modo de funcionamiento de ultra bajo consumo, por debajo de 2 μ A.
- Rango de escala seleccionable dinámicamente: $\pm 2g/\pm 4g/\pm 8g/\pm 16g$.
- Interfaz de salida digital de datos I2C o SPI.
- 16 bit de salida de datos.
- 2 interrupciones independientes programables.
- Detección de caída libre y movimiento.
- Almacenamiento interno (FIFO) de 96 niveles de 16bits
- Soporta vibraciones de hasta 10000g.

El sistema de medición de vibraciones estará compuesto por 12 acelerómetros, colocando 4 de ellos en cada una de las tres secciones de las que consta el demostrador. Dichos acelerómetros estarán repartidos en cada sección según las siguientes consideraciones:

- 2 unidades en terreno natural, a distancias de 5 y 10 m respecto al límite de la plataforma. Sujeción mediante piqueta hincada en el terreno.
- 1 unidad en Capa de Forma. Sujeción mediante piqueta hincada en el terreno.
- 1 unidad en Capa de Subbalasto. Sujeción mediante piqueta hincada en el terreno. 1 unidad sobre Travesía, provisto de disco imantado.

Los acelerómetros serán instalados sobre la superficie del terreno con lo que para facilitar su sujeción se colocarán en el interior de una envolvente metálica provista de accesorios de sujeción y con un grado de estanqueidad suficiente para su uso en exteriores (**Figura 3.28**).



Figura 3.28. Detalle de colocación de sensor dentro de la envolvente.

Sensores de Deformación

Para la medición de la deformación vertical del suelo durante el paso del tren sobre la vía, se ha escogido una sonda de deformación de tipo LVDT del fabricante RDP.

En este caso es importante que tener en cuenta que para una rigidez "normal" de vía, el descenso que experimenta la rueda es entorno 1 - 1.5 mm, y esta deformación, en condiciones normales, se distribuye en un 50% en el balasto y demás capas y un 50% la sujeción; lo más conveniente es seleccionar aquel modelo de LVDT que disponga de un rango de medida lo más pequeño posible, para de esta manera maximizar la precisión de la medida. Atendiendo a estos factores se ha escogido el modelo DCTH100AGRA que presenta un rango de medida de ± 2.5 mm.

A parte de las características propias de las sondas LVDT comentadas en el entregable correspondiente a la selección de los sensores del proyecto, el modelo escogido dispone de una especie de soporte o cojinetes para facilitar el guiado de la sonda por el interior del cuerpo del sensor y de un muelle que empuja a la sonda hasta su posición de máxima extensión.

Este muelle hace que este sensor de desplazamiento pueda ser usado en la aplicación objetivo del proyecto donde no es posible "fijar" la sonda a la porción de terreno que debe ser medida. Además la salida lateral del cable permite una mayor estabilidad del sensor a la hora de colocarlo de manera en posición vertical.

En cuanto a las señales de salida, el sensor dispone de una interfaz analógica cableada con salida 0-10V, a través de ella podremos capturar con nuestro dispositivo de adquisición de datos las diferentes medidas tomadas. De esta manera, el sensor pondrá a su salida un valor de 0V (cero voltios) cuando esté totalmente comprimido y de 10V cuando se encuentre totalmente extendido.

El uso de este tipo de sondas, tiene como objetivo la medición de la deformación vertical sufrida por todos los materiales que forman cada una de las capas que componen el sustento de una vía de ferrocarril durante el paso del tren. Para ello será necesario colocar un sensor en cada una de las capas (capa de forma y subbalasto) de las que queremos conocer la deformación para así obtener una estimación de la deformación total producida. Todos los sensores se colocarán embebidos a mitad de capa.

La instalación de los sensores de deformación constituye un proceso delicado, debido a que a pesar de estar enterrados en el interior de las capas que componen la base de la vía férrea, para que su funcionamiento sea correcto debe ser posible que la sonda retráctil del sensor sea capaz de moverse junto con las capas superiores para medir su deformación. Por este motivo es necesario dotar al sensor de una serie de accesorios que permitan su montaje de manera vertical y que además, el material del que se encuentra rodeado no afecte en el funcionamiento su funcionamiento normal. Además para poder colocar el sensor de manera adecuada en cada una de las capas, el proceso de instalación debe

hacerse de manera secuencial empezando por la capa inferior tal y como se indica en la figura siguiente.

Debido a las particulares condiciones de instalación en el interior del terreno que sostendrá la vía de férrea, será necesario añadirle una serie de accesorios para garantizar una correcta colocación y orientación, además de servirle de protección.

Básicamente estos accesorios constarán, por un lado, de un soporte donde se encajará el sensor de manera vertical y que permitirá que éste se mantenga en posición vertical, además será necesario que este soporte tenga una abertura lateral que permita la salida del cable de datos hacia el exterior.

Por otro lado el segundo accesorio será una placa lisa que se colocará sobre la sonda móvil del sensor de manera que se mueva junto con la capa de terreno inmediatamente superior.

En **Figura 3.29** se muestra unas fotos del LVDT en el interior del accesorio.

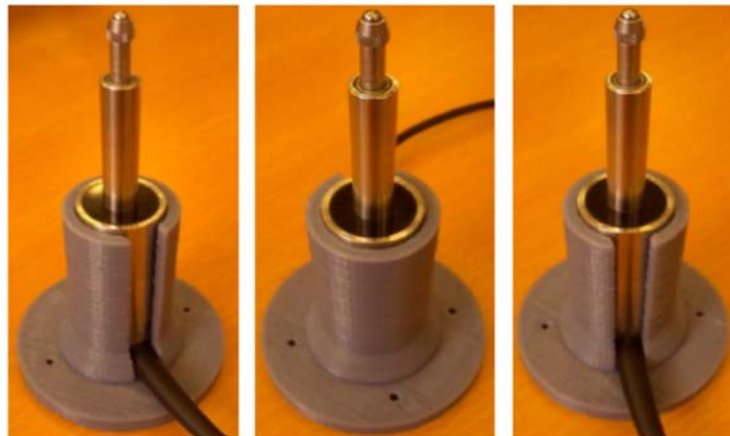


Figura 3.29. Detalle de colocación de sensor dentro del accesorio vertical.
Fuente: Proyecto Compovía.

De esta manera, conseguimos un soporte adecuado para la colocación vertical del sensor que no afectará al funcionamiento de éste. Debido a su colocación vertical, se ha escogido una versión de la sonda que dispone de salida lateral del cable, esto trae como consecuencia que el accesorio debe tener una abertura lateral que también permita la salida del cable hacia el exterior.

En el momento de la instalación se colocará un segundo accesorio en la parte superior de la sonda para captar más adecuadamente las deformaciones de las capas superiores del terreno, que consiste en una chapa delgada de diámetro superior al agujero donde se instale el accesorio vertical (**Figura 3.30**).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.



Figura 3.30. Colocación del Sensor LVDT en el interior del accesorio de posicionamiento vertical en la capa de subbalasto.

Sensores de temperatura y humedad del suelo

Para la medida de la temperatura y la humedad del suelo, se ha escogido un sensor tipo sonda que facilite su colocación bajo el terreno. Dicha sonda es capaz de medir tanto humedad como temperatura, dependiendo de la petición que se realice a través del equipo de adquisición de datos. Concretamente se ha optado por una sonda industrial del fabricante VAISALA, modelo HMP110.

El sensor contenido en la sonda es un sensor capacitivo de polímero de película delgada que consiste en un sustrato sobre el cual yace una delgada película de polímero entre dos electrodos conductivos. La superficie sensible está recubierta con un electrodo de metal poroso para protegerla de la contaminación y de la exposición a la condensación.

El sustrato es generalmente de vidrio o cerámica. El polímero de película delgada absorbe o libera vapor de agua según aumenta o disminuye la humedad relativa del ambiente. Las propiedades dieléctricas de la película de polímero dependen de la cantidad de agua absorbida.

Cuando cambia la humedad relativa alrededor del sensor, cambian las propiedades dieléctricas de la película de polímero y también la capacitancia del sensor. La electrónica del instrumento mide la capacitancia del sensor y la convierte en una lectura de humedad.

Entre las características principales de la sonda, destaca la alta precisión obtenida en las medidas, tanto para el caso de la humedad como de la temperatura, y facilidad de instalación. La sonda HMP110 es un transmisor de humedad estable y con muy alta precisión,

adecuado para aplicaciones de bajo consumo gracias a su reducido consumo energético y rapidez de arranque.

El rango de medición de la humedad es de 0 a 100%, y el de temperatura de -40 a +80 °C, con una precisión de 0.2 °C.

El uso de sensores de humedad y temperatura tiene como objetivo la monitorización de estos parámetros en el interior del material que conforma la estructura que soportará el paso de los trenes, y se colocarán 3 sensores de temperatura y humedad en cada una de las tres secciones que compondrán el tramo de vía experimental, distribuidos de manera similar a la distribución seleccionada para los sensores de deformación vertical de tipo LVDT.

Las sondas irán embebidas en las diferentes capas del terreno, debido a que una vez colocadas el acceso a ellas y su mantenimiento será extremadamente complicado. Se desaconseja la colocación de interfaces inalámbricas en el interior del terreno, por esto es recomendable que la lectura de las medidas de las sondas se realice de manera cableada hacia el exterior y, una vez allí, se conecten con uno de los dispositivos de adquisición inalámbricos.

De esta manera la instalación de las sondas debe hacerse a la vez que se construye el tramo de vía desde las capas interiores hacia las superiores, para así permitir la correcta salida de los cables hacia el exterior. Para facilitar las labores de instalación y conexión de los sensores con los equipos inalámbricos de adquisición de datos, las sondas de temperatura y humedad escogida incorporan un cable de 3 metros de longitud (**Figura 31**).



Figura 3.31. Sonda de temperatura y humedad.

Drivers de adquisición de datos

Para la gestión de dispositivos sensores analógicos, las interfaces de adquisición de datos hacen uso de un módulo hardware especial que incorpora el microprocesador que gestiona toda la comunicación con el sensor al que esté directamente conectado. Todos los

datos medidos son transmitidos a tiempo real, vía Ethernet, a un equipo de adquisición de datos ubicado en las instalaciones de la US (**Figura 3.34d**).

3.5.4 CAMPAÑA DE TOMA DE DATOS DE VIBRACIONES

El 19 de mayo de 2016 el autor de la presente Tesis Doctoral junto a un equipo de técnicos adscritos al Departamento de Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes de la UPV, y técnicos de la Universidad de Sevilla (US) se desplazaron hasta el tramo de pruebas para realizar una campaña de auscultación de vibraciones, deformaciones y medida de temperatura y humedad. A parte de la instrumentación descrita en la sección anterior, los técnicos de la UPV colocaron acelerómetros en diferentes puntos de los elementos de la vía y en la capa de subbalasto, en la sección central de cada uno de los cuatro tramos (**Figura 3.32**):

- Tramo 1: Subbalasto Patrón, cercano al desvío vía 14-16, sentido Bobadilla.
- Tramo 2: Sub_Mix 2.5%.
- Tramo 3: Sub_Mix 5.0%.
- Tramo 4: Subbalasto Patrón 2, sentido Algeciras.

Las secciones se monitorearon usando acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales para registrar la vibración vertical generada por el paso de la locomotora diésel-eléctrica de la serie Renfe 310 (**Figura 3.34e**) de 79 t en vacío, que transmite 19.8 t por eje. Por cada sección auscultada, se acopló un acelerómetro (S0) a la superficie de uno de los raíles (el más cercano al andén), otro en la traviesa (S1), y otros dos acoplados mediante un imán en la parte superior de una pica de acero hincada en la capa de balasto (S2: balasto junto andén; S3: balasto entrevías). En la **Figura 3.33** se muestra la situación de cada uno de los sensores.

En toda la auscultación solo se tuvieron problemas en la instalación del S3 del tramo 4, del cual no se pudieron tomar datos. Del resto de sensores y tramos se obtuvieron datos satisfactorios.

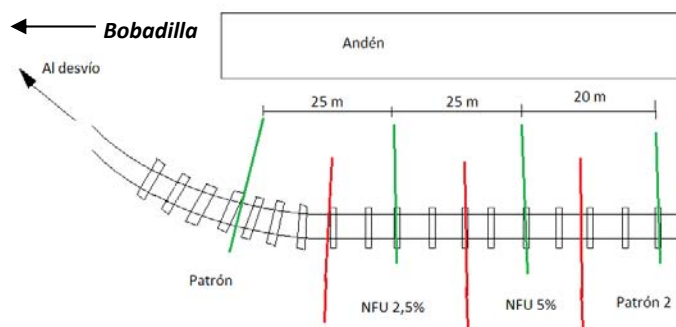


Figura 3.32. Tramos de auscultación de medición de vibraciones mediante acelerómetros.

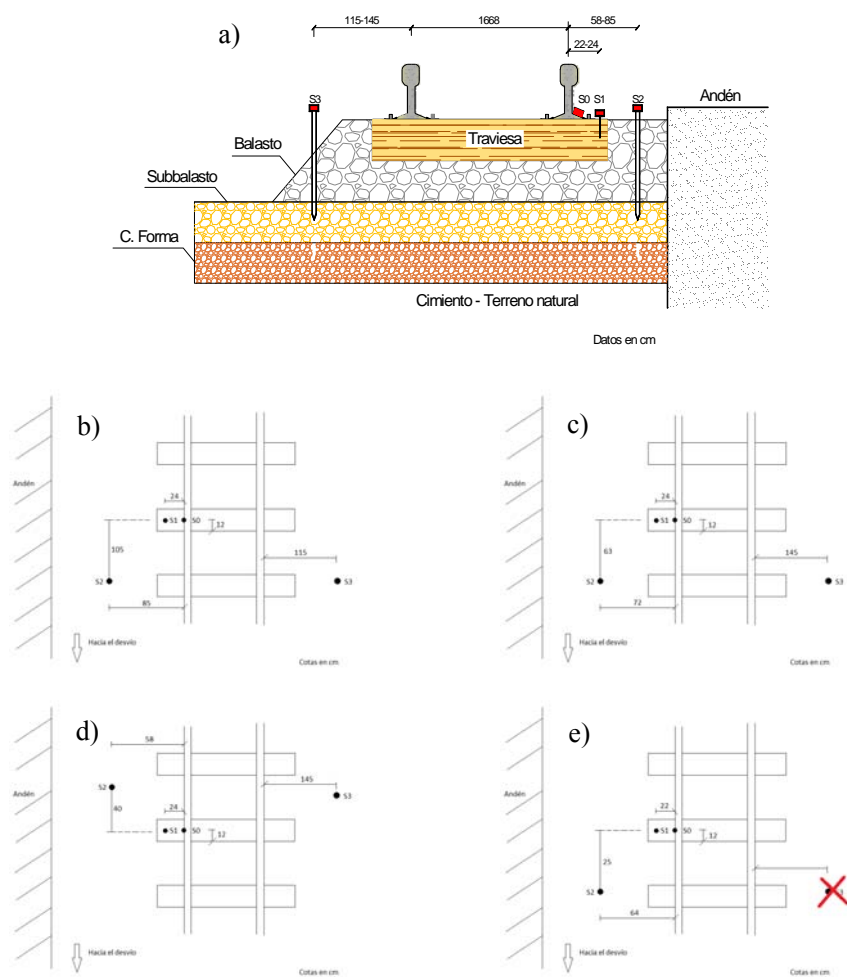


Figura 3.33. a) Esquema de colocación de los acelerómetros; b) Tramo1: Subbalasto; c) Tramo2: Sub_Mix 2.5%; c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0%; d) Tramo 4: Subbalasto.

Las características de los acelerómetros piezoeléctricos (*Figura 3.34a-b*) utilizados por parte de la UPV se muestran en la **Tabla 3.9**:

Sensor	Modelo	Serie	Rango (g)	Sensibilidad (mV/g)
S0	MMF	KS76C-100	± 60	98.85
S1	MMF	KS76C-100	± 60	98.76
S2	MMF	KS76C-100	± 60	99.54
S3	PCB	352B-1000	± 5	990.00

Tabla 3.9. Características de los acelerómetros.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

En cada sección, una vez instalados los acelerómetros, estos se conectaron mediante cables a un equipo de adquisición de datos modelo National Instruments cDAQ-9133 (**Figura 3.34c**). Las mediciones se realizaron a una frecuencia de 1652 Hz.



Figura 3.34. a) Ubicación Acelerómetros S0 (Carril) y S1 (Traviesa); b) Ubicación Sensor S2 (Balasto); c) Datalogger UPV; d) Datalogger US; e) Detalle locomotora; f) Vista general del tramo experimental durante la realización de la auscultación.

Por cada sección, se tomaron medidas de las aceleraciones al paso de una locomotora a diferentes velocidades: 10, 20 y 30 Km/h, teniendo en cuenta que la velocidad máxima permitida en ese tramo era de 40 km/h. Para cada una de las velocidades, se tomaron cuatro lecturas, dos en la ida (sentido Algeciras) y otras 2 en la vuelta de la locomotora (sentido Bobadilla). En la **Tabla 3.10** se adjunta el listado de lecturas realizadas.

Una vez terminó la campaña de toma de datos, el equipo técnico de cada universidad realizó el análisis de sus propios datos.

En la presente Tesis Doctoral, en el Capítulo 4, solo se van a mostrar el análisis de resultados de los datos de aceleraciones tomadas por los técnicos de la UPV.

Hora	Tramo	Sentido PK	Velocidad (km/h)
11:00	1	Ascendente	10
11:02	1	Descendente	10
11:03	1	Ascendente	10
11:05	1	Descendente	10
11:06	1	Ascendente	20
11:07	1	Descendente	20
11:09	1	Ascendente	20
11:10	1	Descendente	20
11:11	1	Ascendente	30
11:12	1	Descendente	30
11:14	1	Ascendente	30
11:15	1	Descendente	30
11:44	2	Ascendente	10
11:45	2	Descendente	10
11:46	2	Ascendente	10
11:47	2	Descendente	10
11:49	2	Ascendente	20
11:50	2	Descendente	20
11:51	2	Descendente	20
11:53	2	Ascendente	20
11:55	2	Descendente	20
11:56	2	Ascendente	30
11:57	2	Descendente	30
11:58	2	Ascendente	30
11:59	2	Descendente	30
12:21	3	Ascendente	10
12:23	3	Descendente	10
12:24	3	Ascendente	10
12:26	3	Descendente	10
12:27	3	Ascendente	20
12:28	3	Descendente	20
12:29	3	Ascendente	20
12:31	3	Descendente	20
12:33	3	Ascendente	30
12:35	3	Descendente	30
12:37	3	Ascendente	30
12:38	3	Descendente	30
12:57	4	Ascendente	10
12:58	4	Descendente	20
12:59	4	Ascendente	30
13:00	4	Descendente	30

Tabla 3.10. Estadillo de mediciones en la estación de San Roque, Algeciras.

REFERENCIAS

AASHTO T307-99 (2003). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ASTM C127 (2012). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C131 (2006). Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C215 (2002). Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C702 (2003). Historical Standard: Practice Regulations to Reduce Aggregate Samples to Trial Size. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1241 (2007). Standard Specification For Materials For Soil-Aggregate Sub-base, Base, And Surface Courses. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1557 (2012). Standard Test Methods For Laboratory Compaction Characteristics Of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³

ASTM D1883 (2005). Standard Test Method For CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2419 (2009). Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2435/D2435M (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2487 (2011). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2922 (2001). Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2974 (2013). Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and other Organic Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3017 (2001). Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3080/D3080M (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D427 (2004). Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4318 (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4373 (2014). Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4542 (2007). Standard Test Method for Pore Water Extraction and Determination of the Soluble Salt Content of Soils by Refractometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4546 (2014). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4694 (2009). Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4959 (2007). Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Direct Heating. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5084 (2010). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Method B and C. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5821 (2006). Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6270 (1998). Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6913 (2009). Standard Test Methods for Particle Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6928 (2010). Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D698 (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7181 (2011). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D75/D75M (2009). Standard Practice for Sampling Aggregates. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7760 (2012). Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Tire Derived Aggregates Using a Rigid Wall Permeameter. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM D7928 (2016). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D854 (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM E2835 (2011). Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTMD2166/D2166M (2013). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

Barahona E. (1974). Bricked clays in the province of Granada: evaluation of some raw materials tests. PhD Thesis, University of Granada (Spain).

BS 1377-5 (1990). Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Compressibility, Permeability and Durability Tests. British Standards Institution. London (UK).

BS 1377-9 (1990). Methods for Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests: Determination of the Vertical Deformation and Strength Characteristics of Soil by the Plate Loading. British Standards Institution. London (UK).

Cerni G, Cardone F, Virgili A, & Camilli S. (2012). Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Construction and Building Materials*, 28, 79-87.
doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.066>

Cetin H, Fener M, & Gunaydin O. (2006). Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Engineering Geology*, 88, 110-120. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.002>

Chopra AK. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey (USA), (2012).

Chung, F. (1974). Quantitative interpretation of X-ray diffraction patterns of mixtures: II. Adiabatic principles of X-ray diffraction analysis of mixtures. *Journal of Applied Crystallography*, 7, 526-531.

Garnica PA, Pérez GN, & Gomes LA. (2001). Módulo de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. *Publicación Técnica 142*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI). Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

Guimond-Barrett A, Nauleau E, Le Kouby A, & Pantet A. (2013). Free-free resonance testing of in situ deep mixed soils. *Geotechnical Testing Journal*, 36, 1-9. doi:10.1520/GTJ20120058

ISO 2631-2 (2003). *Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Vibration in buildings (1 to 80 Hz)*. International Organization for Standardization (ISO), Vernier, Geneva, Switzerland.

Martínez P, Villalba I, & Insa R. (2013). Monitoring and analysis of vibration transmission for various track typologies. A case study. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* (24), 98-109.

Melis M. (2006). Terraplenes y balasto en alta velocidad ferroviaria (primera parte) (Embankment and ballast in high speed railways-part one). *Revista de Obras Públicas* (3464), 7-36. Obtenido de <http://worldcat.org/issn/00348619>.

Moore DM, & Reynolds RC Jr. (1989). *X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*. Oxford University Press, New York (USA).

PF-7 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast. Boletín Oficial del Estado, 103, 16891-16909.

PGP-2008 (2008). Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008). (Ministerio de Fomento. Gobierno de España, Ed.) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).

Sedd HB, Chan CK, & Monismith CL. (1955). Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay. HRB Proceedings, 34, 541-558.

SETRA (2005). Informative Note 114. Éléments techniques pour la conception et la réalisation de planches d'essais de compactage dans les chantiers de terrassements (Technical elements for the conception and construction of compaction test boards on earthwork sites). Bagnaux Cedex, France: Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). Obtenido de <http://dtrf.setra.fr/pdf/pj/Dtrf/0004/Dtrf-0004013/DT4013.pdf>

Singh B, & Vinot V. (2011). Influence of waste tire chips on strength characteristics of soils. Journal of Civil Engineering and Architecture, 5, 819-827.

Speir RH, & Witczak MW. (1996). Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers. Transportation Research Record, 1547, 96-106. doi: <http://dx.doi.org/10.3141/1547-14>.

Środoń J. (1984). X-ray powder diffraction identification of illitic materials. Clays and Clay Minerals, 32, 337-349.

Thompson DJ. (2008). Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of control. 1st Edition. Elsevier Ed. Oxford, UK.

Tutumluer E, & Seyhan U. (1999). Laboratory determination of anisotropic aggregate resilient moduli using a new innovative test device. 78th Annual meeting of the transportation research board, Specialty session on determination of resilient modulus for pavement design. Washington D.C., USA.

UIC Code 719R. (2008). Earthworks and Track-Bed Layers for Railway Lines. International Union of Railways, Paris, France.

UNE 103103. (1994). Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (Determination of the liquid limit of a soil by the Casagrande apparatus method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103104. (1993). Determinación del límite plástico de un suelo (Test for plastic limit of a soil). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103204 (1993). Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (Organic matter content of a soil by the potassium permanganate method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103501 (1994). Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado (Geotechnical compaction test. Modified Proctor). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103807-2 (2008). Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa dinámica. Parte 2: Placa rígida, diámetro $2r=300$ mm, Método 2 (Plate loading test of soils by means of dynamic plate. Part 2: Rigid plate, diameter $2r=300$ mm, Method 2) . Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-1 (1997). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 1: Determinación de la resistencia al desgaste (Micro-Deval). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-2 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-3 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 3: Determinación de la densidad aparente y la porosidad. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 13286-7 (2008). Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 7: Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 14146 (2004). Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del módulo de elasticidad dinámico (con la medida de la frecuencia de resonancia fundamental). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 29052-1 (1994). Acústica. Determinación de la rigidez dinámica. Parte 1: materiales utilizados bajo suelos flotantes en viviendas. (ISO 9052-1.1989). (Versión oficial EN 29052-1:1992). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 933-1 (1998). Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 933-5 (1999). Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 5: Determinación del porcentaje de caras de fractura de las partículas de árido grueso. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 933-8 (2000). Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 8: Evaluación de los finos. Ensayo del equivalente de arena. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103300 (1993). Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103302 (1994). Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103401 (1998). Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en la caja de corte directo. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103402 (1998). Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103500 (1994). Geotécnia. Ensayo de compactación. Proctor normal. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103502 (1995). Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103807-2 (2008). Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa dinámica. Parte 2: Placa rígida, diámetro 300 mm. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, Spain.

Werkmeister S, Dawson AR, & Wellner F (2005). Permanent deformation behaviour of granular materials. *Road Materials and Pavement Design*, 6, 31-51. doi: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2005.9689998>.

Wolfram Research Inc. (2008). *Mathematica* [Software], version 7.0. Champaign, USA.

ZTVE-StB 94 (1994). Supplementary technical terms and conditions of contract and guidelines for earthworks in road construction. Earthworks and Foundation Engineering Task Force (FGSV). Germany.

Capítulo 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

4.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1.1.1 PARTÍCULAS DE GRANULADO DE CAUCHO (NFU's)

El presente trabajo de investigación no se ha centrado en obtener todas las propiedades básicas de las partículas de caucho procedentes de los NFU's. En esta investigación, más bien se han realizado aquellos ensayos que permitan obtener las propiedades físicas desde el punto de vista de la elaboración de las mezclas material granular y partículas de caucho. Estos ensayos básicos son la granulometría, el peso específico de las partículas, la densidad y la capacidad de absorción.

El resto de ensayos de las partículas troceadas procedentes de NFU, tanto físicos como químicos han sido ampliamente estudiados por laboratorios públicos (CEDEX, 2013); (San Martín, 2009).

Ensayos de Identificación

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de las partículas de caucho se detallan en la **Tabla 4.1**.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Parámetro	Resultados
Coefficiente de Uniformidad, C_u	1.4
Coefficiente de Curvatura, C_c	0.9
Coefficiente de Permeabilidad, K (m/s)	2.1E-5
Densidad Relativa de las Partículas, G_s	1.136
Absorción (%)	5.00
Densidad Seca Máxima-Proctor Modificado (g/cm^3)	0.567

Tabla 4.1. Resultados de ensayos de identificación de las partículas de caucho.

Las partículas de NFU, tanto por sus propiedades químicas como por contener partículas de fibra adheridas, tienen un poder de absorción muy alto, siete veces superior a la de una muestra granular.

Por otra parte, la densidad seca máxima del material se evaluó mediante el ensayo Proctor Modificado, obteniendo un valor de $0.567 \text{ g}/\text{cm}^3$, cuatro veces más ligero que el material granular. En cuanto al peso específico relativo de las partículas es de 1.136, dos veces y media más ligero que el material granular.

Granulometría

Para establecer una correcta dosificación de las fórmulas de trabajo de las diferentes mezclas, se realizó el análisis granulométrico de las diferentes fracciones de partículas de caucho, que consiste en separar las partículas y agruparlas por tamaños, en función de su porcentaje en peso. La granulometría de las fracciones ensayadas se muestra en la **Figura 4.1**.

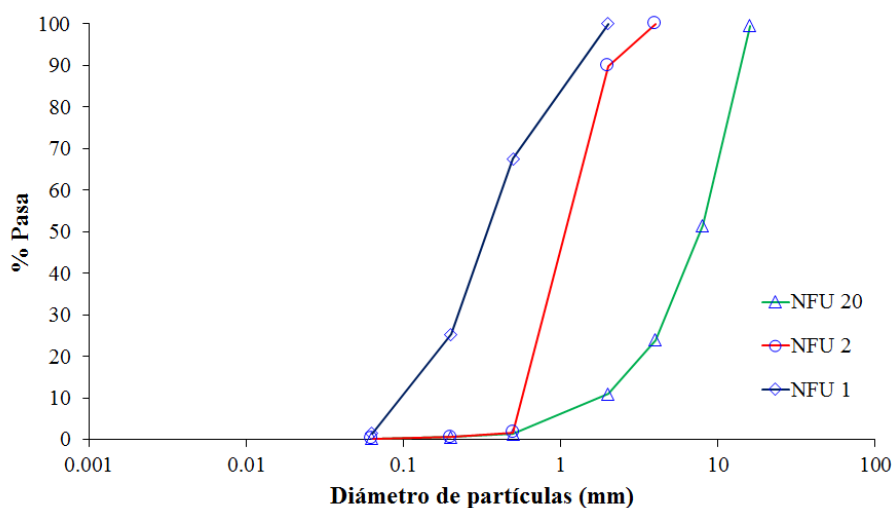


Figura 4.1. Curva granulométrica de las fracciones de partículas de caucho.

Se puede observar que las fracciones más finas son más uniformes, como lo demuestran los valores de coeficiente de uniformidad C_u entre 2.1 y 3.1, casi el doble que la fracción más gruesa NFU 20.

4.1.1.2 MATERIAL GRANULAR. SUBBALASTO

Ensayos de Identificación

Los resultados obtenidos de los ensayos de identificación para el material granular tipo subbalasto de la Cantera de Villena (Alicante) se detallan en la **Tabla 4.2**.

Parámetro	Resultados	PF-7
<i>Material granular</i>		
Coficiente de Uniformidad, C_u	80	$C_u \geq 14$
Coficiente de Curvatura, C_c	1.4	$1 \leq C_c \leq 3$
Equivalente de Arena, SE	47	$SE > 45$
Límites de Atterberg	NP	NP
Desgaste Los Ángeles, LA	25	$LA < 28$
Micro-Deval, MDH	10.5	$MDH < 22$
Coficiente de Permeabilidad, K (m/s)	3.05E-7	$K < 1E-6$
Densidad Relativa de las Partículas, G_s	2.773	–
Absorción (%)	0.71	–
Densidad Seca Máxima-Proctor Modificado, γ_d (g/cm ³)	2.360	–
Humedad Óptima-Proctor Modificado, W_{opt} (%)	6.2	–
Materia Orgánica (%)	0.09	Exento

Tabla 4.2. Resultados de ensayos de identificación. Cantera de Villena (Alicante).

Granulometría

El ensayo granulométrico confirma que la muestra granular es una grava bien graduada con limos (GW-GM), de naturaleza dolomítica, cuya curva granulométrica presenta una graduación granulométrica dentro del huso granulométrico requerido por las regulaciones (PF-7, 2006) (**Figura 4.2**). El coeficiente de uniformidad (C_u) es 80.0, y mucho más alta que la demandada ($C_u \geq 14$).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

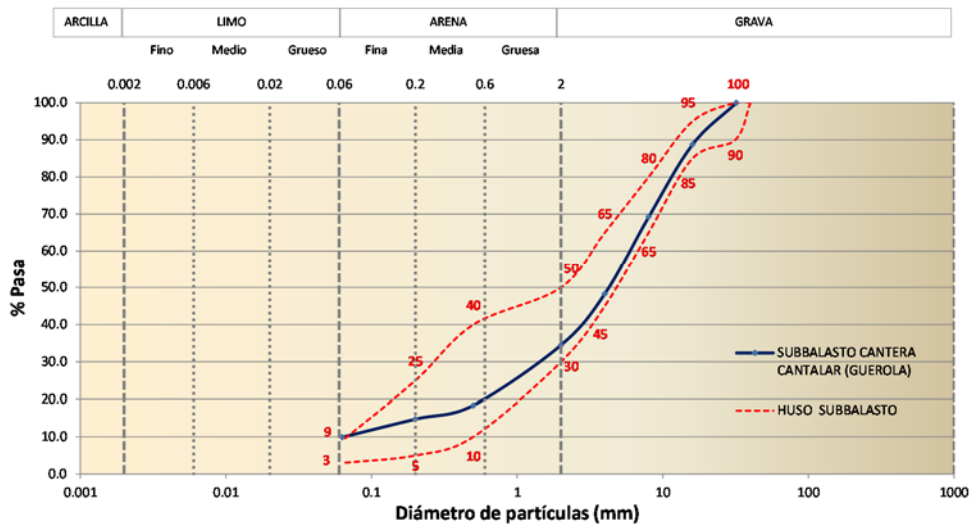


Figura 4.2. Curva granulométrica del subbalasto patrón.

Hasta este punto, las características del material granular son lo suficientemente buenas para que pueda ser utilizado como subbalasto. Además, la resistencia a la fragmentación (LA) es 25, que es menor que la requerida ($LA < 28$). La prueba de Micro-Deval da un resultado de 10.5, de nuevo inferior al valor de umbral ($MD_H < 22$). Por lo tanto, este material granular cumple todos los requisitos esperados para una capa de subbalasto. Este buen resultado es bastante raro para los materiales de origen calcáreo, que son los más abundantes en las regiones del este de España. La razón es el alto contenido de dolomita, que proporciona una mayor resistencia a la fragmentación.

4.1.1.3 MEZCLAS DE SUBBALASTO-GRANULADO DE CAUCHO (NFU)

Granulometría de las mezclas

Todas las mezclas fueron diseñadas para asegurar un bajo contenido en huecos con el objetivo de conseguir una buena capacidad de soporte y una baja deformación. La **Figura 4.3** muestra las curvas granulométricas para todas las mezclas, así como para el subbalasto patrón sin mezclar. Se desprende de la figura que la gradación de todas las mezclas es muy similar a la del material patrón, y todas las mezclas están dentro del huso granulométrico requerido por el PF-7 (2006).

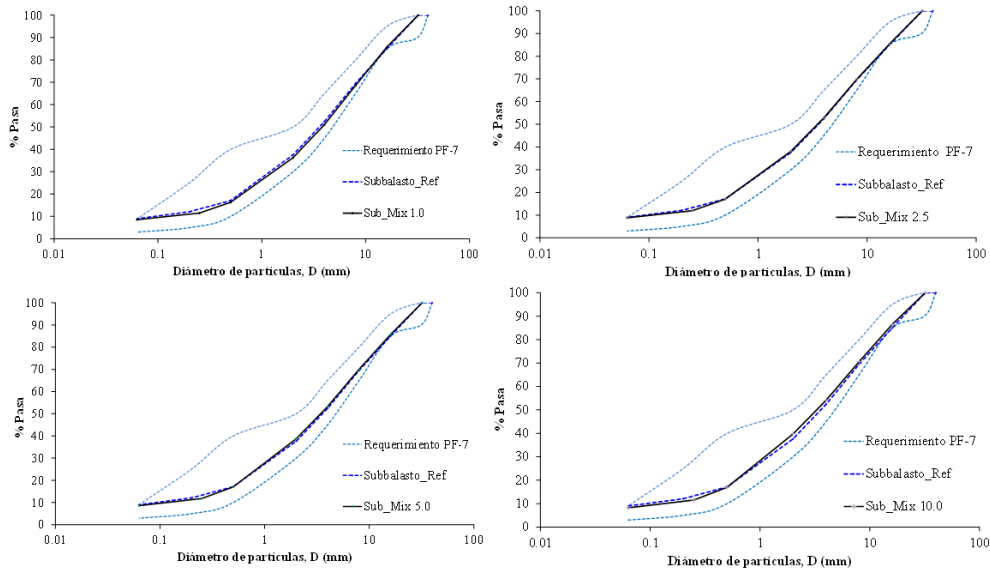


Figura 4.3. Granulometrías de las mezclas comparadas con el subbalasto patrón.

Ensayos de resistencia a la fragmentación

Centrándose en la degradación, todas las mezclas presentan un mejor comportamiento en comparación con el material granular, debido a la adición de un material elástico, tal como caucho, reduce el desgaste de la mezcla. La **Figura 4.4** muestra los resultados de los ensayo de Los Ángeles (LA) y de Micro-Deval vía húmeda (MD_H). Ambas gráficas muestran una clara tendencia a la reducción de la degradación con un incremento del contenido de caucho. Con la adición de un 10% de caucho, LA muestra una reducción del 20% (de 25 a 20) y la MD_H se reduce desde 10.5 hasta 8.4 (20%), un resultado que mejora los requisitos antes mencionados. Por lo tanto, una mínima adición de caucho a un agregado mineral tipo calcáreo, que por lo general no alcanza los umbrales de degradación requeridos, puede convertir un material no válido para subbalasto en otro más adecuado, según el pliego PF-7 (2006).

Se podría argumentar que las pruebas de Los Ángeles y Micro-Deval pueden no ser completamente apropiadas para evaluar la degradación de las mezclas de agregado mineral-caucho, ya que fueron concebidos para medir la abrasión de los agregados comunes, sin mezclar con otros materiales. Sin embargo, no es el objetivo de este estudio reconocer la fiabilidad de estas pruebas (que requeriría un documento sobre su propio), pero si evaluar la idoneidad de las mezclas árido-caucho bajo los parámetros y ensayos requeridos por la normativa española. Estas regulaciones, que son bastante similares a la práctica común en el sector de los ferrocarriles en toda Europa, se basan en procedimientos existentes estándar, como es el ensayo Los Ángeles y Micro-Deval, y por lo tanto las mezclas estudiadas en este trabajo fueron evaluados de acuerdo con dichas normas.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Sin embargo, su aptitud es una cuestión bastante importante que requiere más investigación y discusión.

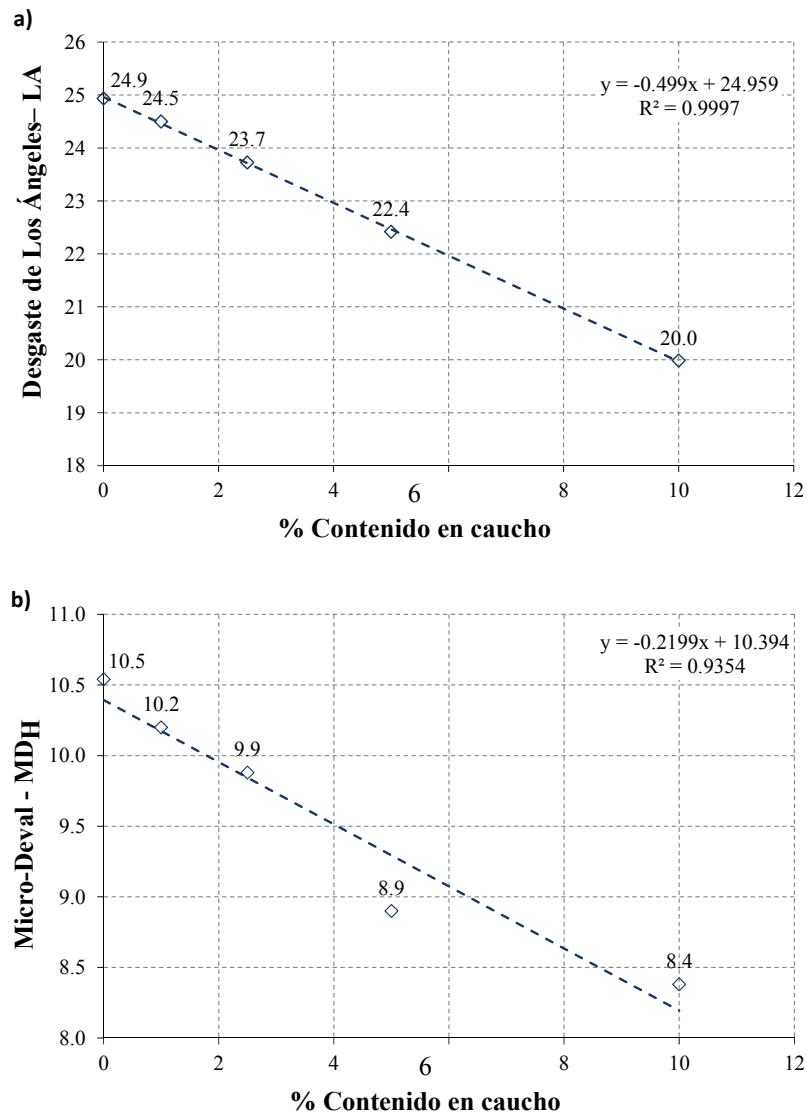


Figura 4.4. a) Coeficiente de Los Ángeles vs. Contenido en caucho **b)** Coeficiente Micro-Deval húmedo vs. Contenido en caucho.

Hasta este punto las características del material son lo suficientemente buenas para que pueda ser utilizado como subbalasto. Además, la resistencia a la fragmentación (LA) es

25, que es menor que la requerida ($LA < 28$). La prueba de Micro-Deval produce un resultado de 10.5, de nuevo a continuación para el valor de umbral ($MD_H < 22$). Por lo tanto, este material agregado hace cumplir todos los requisitos esperados para una capa de subbalasto. Este buen resultado es bastante raro que los suelos calcáreos, que son los más abundantes en las regiones del este de España. La razón es el alto contenido de dolomita en el suelo escogido, que proporciona una mayor resistencia a la fragmentación. Por lo general, cuando las nuevas pistas se construyen en el este de España, el suelo calcáreo excavada en el sitio debe ser desechado y sustituido por un material más competente, en consecuencia, aumentar el impacto del coste y del medio ambiente de la construcción.

Ensayos de compactación

La **Figura 4.5** muestra los resultados obtenidos del ensayo de compactación, que tiene como objetivo determinar la densidad máxima seca y contenido de humedad óptimo para las cuatro mezclas, así como el subbalasto usado como material de patrón. Se observa que la densidad seca se reduce a medida que aumenta el contenido de caucho. Por el contrario, el contenido óptimo de humedad se mantiene casi constante debido a las diferentes tasas de absorción de las dos fracciones minerales (es decir, fino y grueso). A corto plazo, el agua añadida es absorbida por la fracción más fina agregada a pesar del contenido de caucho (Speir & Witzak, 1996).

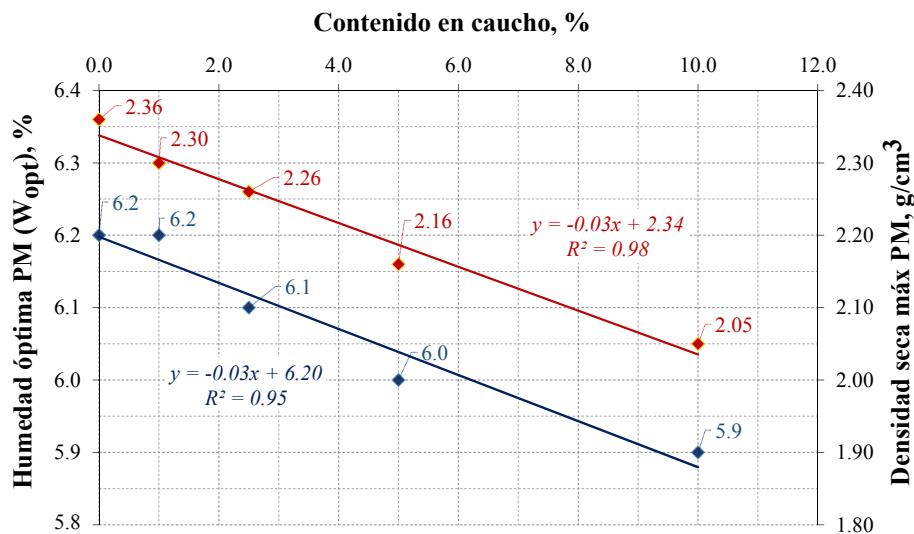


Figura 4.5. Densidad seca máxima y humedad óptima vs. Contenido en caucho %.

Teniendo en cuenta las pequeñas diferencias en el contenido de humedad óptimo de todas las mezclas, para la realización de los ensayos de laboratorio se compactaron con el

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

mismo contenido de humedad de 6.2%. En la **Tabla 4.3** se muestran los resultados de densidad seca y humedad óptima de las muestras destinadas a placas de carga estática y dinámica de laboratorio.

Placa de Carga Estática PCE_L	Sub_Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0	Sub_Mix 10.0
Densidad seca máx., γ_d (g/cm ³)	2.35	2.28	2.24	2.18	2.01
Humedad inicial (%)	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
Humedad final (%)	5.20	5.30	4.90	4.90	4.90
Placa de Carga Dinámica PCD_L + Placa de Carga Estática PCE_L	Sub-Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0	Sub_Mix 10.0
Densidad seca máx., γ_d (g/cm ³)	2.36	2.28	2.24	2.19	2.01
Humedad inicial (%)	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
Humedad final (%)	4.90	4.90	4.80	4.70	4.70

Tabla 4.3. Densidad seca máxima y humedad (antes y después) de los ensayos de Placa de Carga en Laboratorio.

A la vista de los resultados, se observa que las mezclas con alto contenido en caucho muestran un menor contenido de humedad al finalizar los ensayos, debido a su mayor compresibilidad y alta porosidad, la cual facilita el drenaje. Aunque la porosidad es independiente del tamaño de partícula (Santamarina et al., 2001), esta es modificada (aumentó en este caso) por el cambio en el empaquetamiento debido a la adición de las partículas caucho. Otro resultado notable es que la pérdida de agua fue ligeramente más alta después de las pruebas dinámicas y estáticas debido a que estos ensayos necesitaron más tiempo respecto al ensayo de placa de carga estática independiente.

Ensayo de capacidad de soporte

Considerando ahora la capacidad de soporte, la adición de caucho tiende a reducir el índice CBR. Una adición de 2.5% (en peso) produce una reducción de tres veces en comparación con el material de patrón (**Figura 4.6**). Investigaciones realizadas anteriormente con mezclas arena y caucho, cubriendo una amplia gama de contenido de caucho (de 10 a 50% en términos de volumen) se obtuvieron resultados completamente diferentes (Hataf & Rahimi, 2006). Esto se debe a partículas de caucho son de mayor tamaño que las partículas de arena y proporciona cierto grado de trabazón cuando estos materiales se mezclan, por lo tanto, se consigue un aumento tanto de la capacidad de soporte como de la resistencia al corte respecto de la arena patrón. Este no es el caso en las mezclas estudiadas para esta investigación, donde las partículas de caucho son igual o más pequeñas que las de los agregados utilizados para subbalasto.

Sin embargo, a pesar de la clara tendencia de la reducción de la capacidad de soporte con el contenido en caucho, en todas las mezclas estudiadas se obtuvieron índices CBR lo suficientemente altos como para ser utilizados en plataformas de ferrocarril, excepto la mezcla de 10% (CBR requerido ≥ 20). Sin embargo, a estas mezclas con contenidos en caucho del 10% se pueden utilizar para las capas inferiores de la plataforma bajo la capa de subbalasto en líneas de ferrocarril con tráfico diario promedio bajo. Por lo tanto, la adición de caucho proporciona dos efectos principales. Por una parte, se mejora el comportamiento elástico y la resistencia a la degradación. Por otro lado, la capacidad de soporte se reduce, pero con valores de CBR dentro de los valores habituales para un material subbalasto. Esto es particularmente notable porque las regulaciones ferroviarias españolas no tienen en cuenta la CBR como una medida de la capacidad de soporte de subbalasto, confiando en su lugar en la prueba de placa de carga estática llevado a cabo in situ, una vez se haya extendido y compactado la capa de subbalasto en obra.

Teniendo en cuenta todos estos resultados anteriores, con una adición de partículas de caucho mezclado con material granular hasta aproximadamente 7.5% (en peso), dará lugar a un nuevo geomaterial más resiliente y con una mayor resistencia a la degradación, garantizando al mismo tiempo una capacidad de soporte lo suficientemente alta. Asimismo, con la incorporación de un residuo a materiales granulares contribuye una mejora medioambiental, y en el suroeste de España además se resuelve el problema de no poder utilizar áridos calcáreos por su alta degradación y fragmentación.

Ensayo triaxial cíclico: Módulo de Resiliencia

Con respecto al ensayo triaxial de carga cíclica, **Figura 4.7a**, el módulo resiliente (M_r) disminuye con la adición de granulado de caucho procedente de NFU's. Esto era de esperar ya que la densidad se reduce cuando se añade caucho a una material granular, y esta parámetro afecta directamente al módulo resiliente. El módulo utilizado para comparar entre las diferentes mezclas y la muestra patrón corresponde a una presión de confinamiento (σ_3) de 34.5 kPa y un esfuerzo desviador (σ_d) de 103.4 kPa (National Cooperative Highway Research Program, 2004). Los resultados promedio se detallan en la **Tabla 4.4**, incluido el contenido de humedad y niveles de deformación. Por lo general, en plataformas ferroviarias se requiere que los materiales utilizados como capas de base tengan un módulo resiliente >100 MPa (Brown & Pappin, 1985). Por tanto, la adición de caucho en mezclas con subbalasto se debería limitar al 5%, en peso. Sin embargo, el módulo resiliente (M_r) depende del nivel de tensiones. En la **Figura 4.7b** el M_r se compara con Θ , que es la suma de tensiones principales, según la ecuación (1):

$$\Theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 \quad (1)$$

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

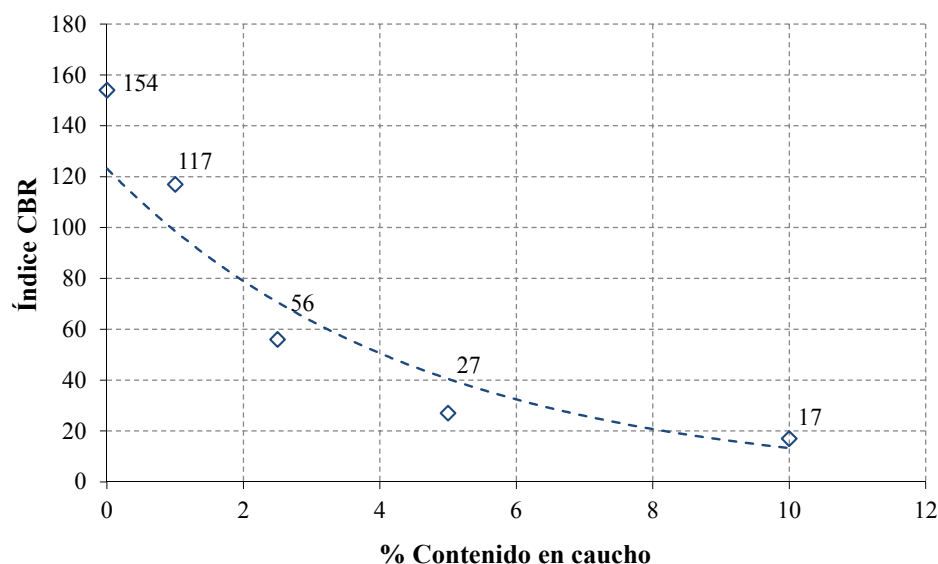


Figura 4.6. Valores de índice CBR vs. Contenido de caucho.

Las líneas de tendencia dibujadas en la **Figura 4.7b** para cada mezcla, así como para el material de patrón, se corresponden con el modelo no lineal “*Bulk Stress Model*” (Modelo de Tensiones Principales) (Araya et al., 2012) que generalmente se usa para estudiar la deformación elástica de los materiales granulares sin ligante, tales como las consideradas en este estudio. Este modelo está representado por la ecuación (2):

$$Mr = k_1 \theta^{k_2} \quad (2)$$

donde k_1 y k_2 son parámetros no lineales, que dependerá del material estudiado (Mohammad et al., 1999).

Es evidente que, a niveles de tensión inferiores, la diferencia en el módulo resiliente debido a la adición de caucho es mucho más alta que en los niveles de tensiones más altos. Sin embargo, es destacable que para todas las muestras el módulo resiliente aumenta con el nivel de tensiones; por lo tanto, la adición de caucho no altera el comportamiento típico de un material agregado (Gudishala, 2004).

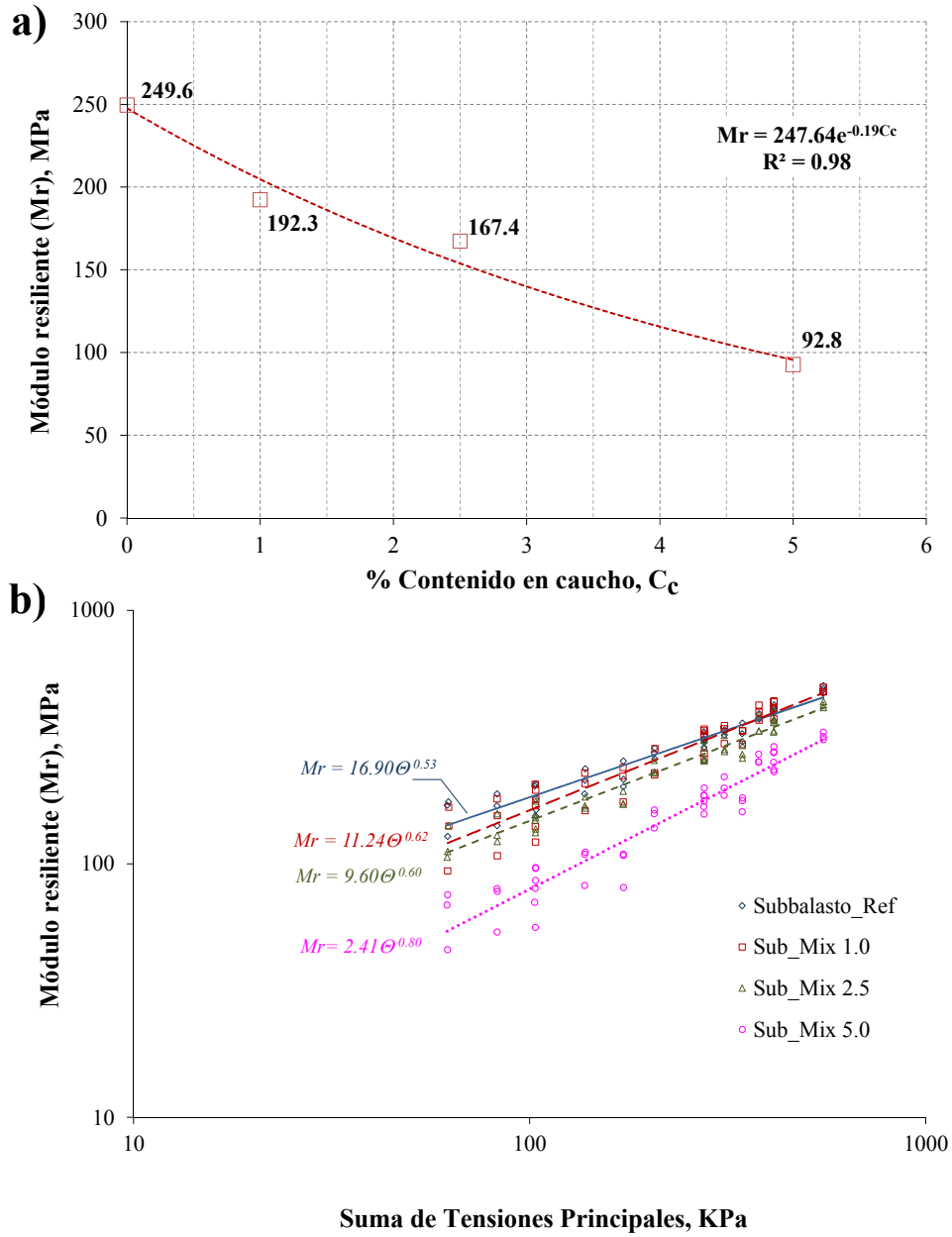


Figura 4.7 a) Módulo de resiliencia Mr vs. Contenido en caucho.

b) Módulo de resiliencia Mr vs. Suma de las tensiones principales Θ .

Todas las mezclas excepto la de contenido de 5.0%, los parámetros K_1 y K_2 son similares a los de un material granular sin ligante de acuerdo con varios estudios previos (Rada & Witczak, 1981); (Araya et al., 2012); (Fortunato et al., 2012).

Otro resultado interesante se muestra en la **Figura 4.8**, que compara la deformación resiliente (**Figura 4.8a**) y la deformación permanente (**Figura 4.8b**) con el número de ciclos para cada mezcla estudiada. Ambas deformaciones aumentan con el número de ciclos y el con el contenido de caucho. Para la mezcla del 5%, la deformación resiliente máxima después de 2,000 ciclos es 0.08 %, mientras que la deformación permanente está por encima del 1.2%.

Parámetro	Sub_Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0
Densidad seca máx., γ_d (g/cm ³)	2.32	2.30	2.25	2.17
Módulo resiliente, M_r (MPa)	249.6	192.3	167.4	92.8
Deformación permanente ϵ_p (%)	0.233	0.275	0.400	0.750
Deformación resiliente ϵ_r (%)	0.042	0.051	0.057	0.103
Humedad inicial, W_o (%)	6.2	6.2	6.2	6.2
Humedad final, W_f (%)	4.8	4.5	5.1	5.1

Tabla 4.4. Resultados medios obtenidos en el ensayo triaxial cíclico.

Ensayo de resistencia al corte

Los ensayos de resistencia a corte realizados en la caja de corte y célula triaxial mostraron que todas las mezclas se comportan de manera similar al material de patrón. Los parámetros resistentes obtenidos fueron cohesión efectiva nula y ángulo rozamiento efectiva de 47° para todas las mezclas. La única diferencia observada fue que con el aumento del contenido de caucho aumentó la deformación necesaria para llegar a la misma tensión de corte. Por lo tanto, la adición de caucho dentro de la gama considerada en este estudio (es decir, inferior o igual al 10% en peso) no altera la resistencia al corte del suelo.

Por último, tanto en el ensayo CBR como en los ensayos triaxiales de carga cíclica se ha observado que las mezclas con un mayor contenido de caucho retienen más la humedad al final del ensayo. Esto es probablemente debido a su gran resiliencia y mayor compresibilidad de las mezclas respecto a la muestra granular.

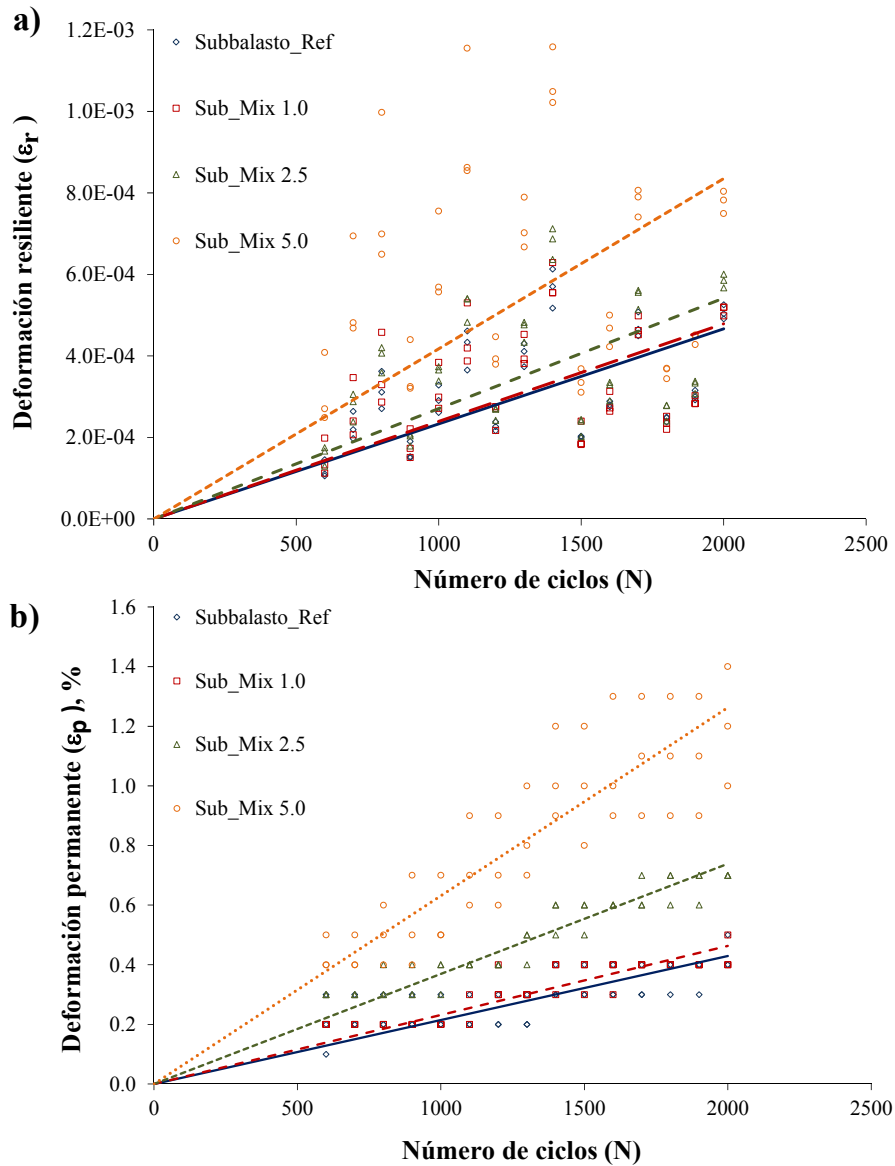


Figura 4.8. a) Deformación resiliente vs. Número de ciclos N. b) Deformación permanente vs. Número de ciclos N.

Ensayo triaxial cíclico. Ensayos de deformación

El propósito del ensayo triaxial cíclico fue investigar el comportamiento de deformación de las mezclas a largo plazo. La **Figura 4.9** muestra los resultados obtenidos para cada

mezcla, donde cada curva define el límite de fluencia de plástico (LFP) tanto del material patrón como de las mezclas agregado-caucho.

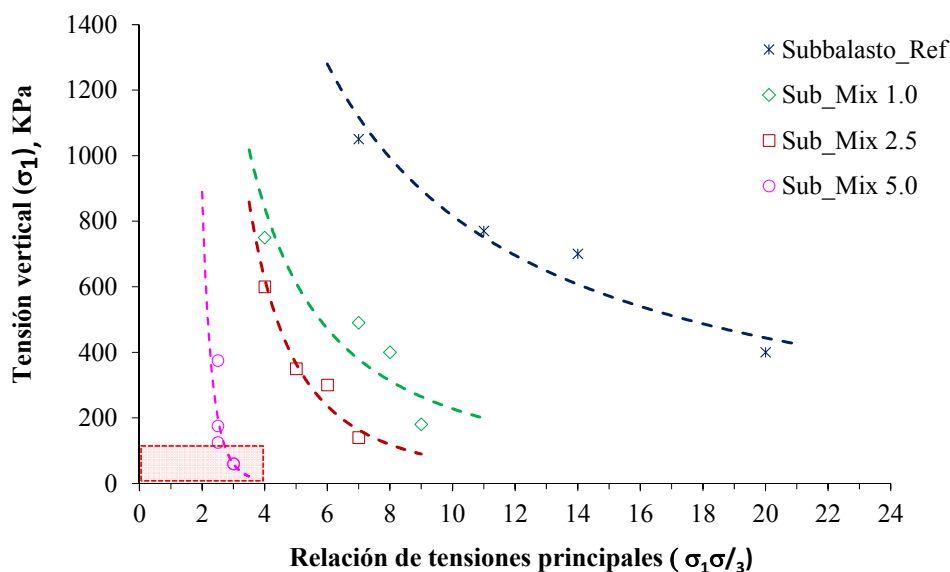


Figura 4.9. Límites de fluencia de plástica (LFP) para cada mezcla. El cuadro rojo muestra los valores de tensión habituales en una capa de subbalasto.

Como muestra la **Figura 4.9**, la adición de caucho modifica de manera significativa el Límite de Fluencia Plástica (LFP), y las mezclas con contenido de caucho más alta experimentan fluencia plástica con niveles bajos de relación de tensiones σ_1/σ_3 . Por lo general, los niveles de tensiones que se transmiten a la capa de subbalasto en vías ferroviarias están por debajo de 100 kPa (Peña, 2003), con una relación σ_1/σ_3 entre 3 y 4 (como lo indica el cuadro rojo en la **Figura 4.9**). Teniendo en cuenta estos niveles, es evidente que una adición de caucho por encima de 2.5% (en peso) no es deseable ya que la mezcla resultante puede experimentar una combinación de tensión por encima del Límite de Fluencia de Plástica, donde la capa de subbalasto sería más propensa a sufrir un fallo por colapso a niveles bajos de cargas cíclicas.

Como se muestra en la **Figura 4.10**, la deformación resiliente (deformación recuperable bajo cargas repetidas) también tiende a aumentar con el contenido de caucho. Para el mismo nivel de tensión, todas las mezclas sufren una importante deformación tras la compactación antes de los primeros 100,000 ciclos (después de lo cual la tensión permanente tiende a estabilizarse). La tendencia común para todas las mezclas es que la recuperación elástica aumenta junto con contenido de caucho, lo que resulta en una disminución en el módulo elástico cuando se añaden más partículas de caucho.

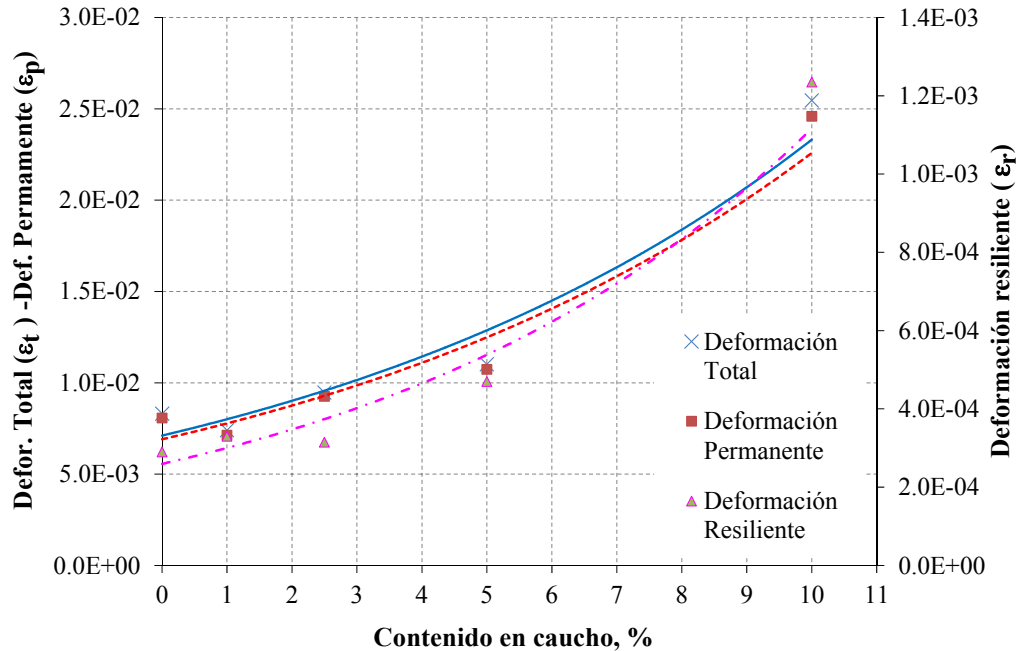


Figura 4.10. Deformación permanente y resiliente vs. Contenido en caucho.

Vale la pena señalar que en la mezcla con contenido de 10% de caucho, tanto las deformaciones permanentes como resilientes son de aproximadamente 3.5 a 4 veces mayor que los del patrón (comparativamente, la proporción de crecimiento en la mezcla de 5% es de aproximadamente 1.5). Esto significa que dicha mezcla una vez colocada y compactada en una vía ferroviaria, después del paso de los primeros trenes, sufrirán una mayor deformación permanente comparada con la capa de subbalasto tradicional. Sin embargo, una vez estabilizados dichas deformaciones, estas mezclas también presentarán una mayor recuperación elástica que el subbalasto patrón, con la consiguiente ventaja en ahorro de operaciones de mantenimiento de vía.

Los materiales granulares sin ligante pueden clasificarse a través de la deformación permanente bajo cargas cíclicas (UNE-EN 13286-7, 2008) (Anexo C.4). Como se muestra en la **Figura 4.11a**, teniendo en cuenta una combinación de tensiones típicas que pueda recibir la capa de subbalasto, la deformación permanente presenta tres comportamientos diferentes en función del contenido de caucho. El material granular patrón, así como la mezcla del 1.0% muestra un comportamiento de deformación estable - Rango A: Acomodación Plástica. La mezcla 2.5% experimenta una fluencia plástica después de un elevado número de ciclos de carga - Rango B: Fluencia Plástica. Por último, con un contenido del 5.0 % la mezcla llega al fallo por colapso después de un bajo número de ciclos de carga - Rango C: Colapso Plástico Progresivo.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

La **Figura 4.11b** muestra la deformación permanente máxima experimentada por cada mezcla con una combinación de tensiones σ_3 50 kPa y σ_d 100 kPa. La adición de partículas de caucho aumenta la deformación permanente de la mezcla debido a la menor rigidez del caucho frente al árido.

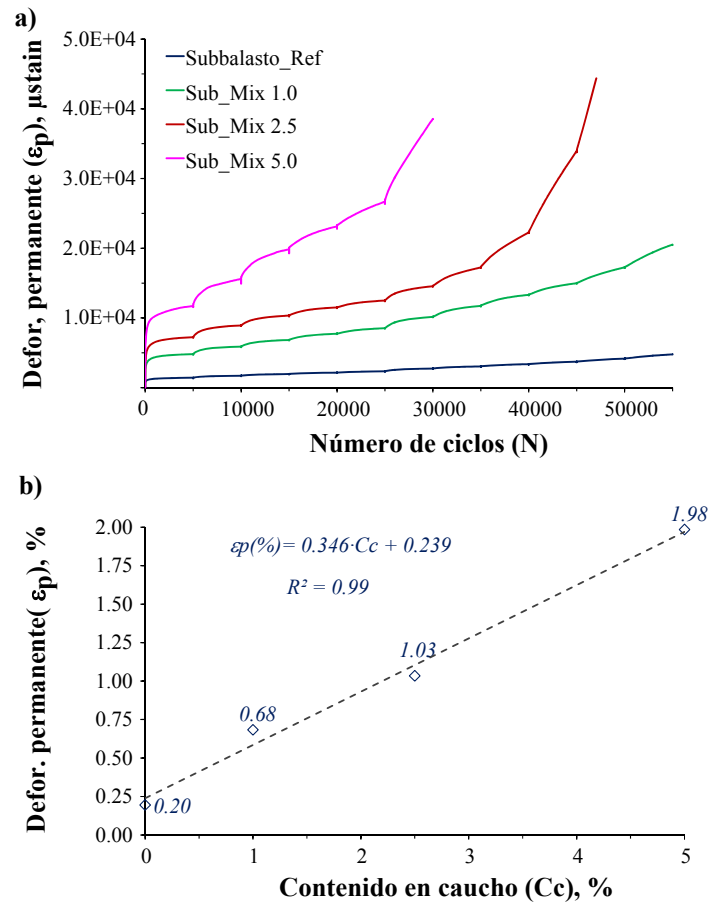


Figura 4.11. a) Deformación Permanente vs. Número de Ciclos con una presión σ_3 50 kPa. b) Deformación Permanente vs. Contenido en Caucho % con una presión σ_3 50 kPa y σ_d 100 kPa.

La tendencia es aproximadamente lineal y puede ser definido por la ecuación (3):

$$\text{Deformación permanente} = a \cdot Cc + b \quad (3)$$

Donde tanto la deformación permanente como el contenido en porcentaje, y a y b son los coeficientes de la ecuación. Se puede observar en la **Figura 4.11 (b)** que los valores

de a y b son 0.346 y 0.239, respectivamente, con un coeficiente de correlación R^2 mayor de 90%.

Placa de carga estática/dinámica de laboratorio

En la **Tabla 4.5** se muestran los resultados obtenidos de los ensayos de la placa de carga independiente y la combinación de ensayo dinámico y estático.

Placa de Carga Estática PCE_L	Sub_Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0	Sub_Mix 10.0
E_{v1} (MPa)	29	30	31	14	6
E_{v2} (MPa)	225	180	129	75	20
$K = E_{v2}/E_{v1}$	7.76	6.00	4.16	5.36	3.33
Placa de Carga Dinámica PCD_L + Placa de Carga Estática PCE_L	Sub_Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0	Sub_Mix 10.0
E_{v1} (MPa)	101	98	83	47	37
E_{v2} (MPa)	209	176	153	116	68
$K = E_{v2}/E_{v1}$	2.07	1.80	1.84	2.47	1.84

Tabla 4.5. Resultados de Módulos de Compresibilidad. Ensayos de Laboratorio.

Los resultados muestran que tanto los módulos de compresibilidad (E_{v1}) y (E_{v2}) disminuyen con la adición de partículas de caucho. Sin embargo, después de la prueba dinámica (2.5 millones de ciclos) el parámetro (E_{v1}) aumenta claramente cuando se compara con las mezclas ensayadas sin aplicación de cargas cíclicas previas. La misma tendencia se observó para el parámetro (E_{v2}), especialmente cuando el contenido de caucho es superior a 2.5%. Este crecimiento de la capacidad de soporte se debe a que las mezclas muestran deformaciones permanentes superiores que el subbalasto patrón, y también la densidad aumentan después de la carga cíclica (post-compactación), con el consiguiente aumento de la capacidad de soporte. Este resultado muestra que la carga dinámica modifica el empaquetamiento entre las partículas granulares y de caucho, como se explicó anteriormente.

Esto mismo se observa en la relación de los módulos estáticos (E_{v2}/E_{v1}), que se requiere estar por debajo de 2.2 (PF-7, 2006). Aunque la adición de caucho tiende a reducir la relación E_{v2}/E_{v1} , el requisito sólo se cumple cuando las mezclas han sido previamente compactadas de forma dinámica. Las muestras ensayadas solamente bajo la prueba de la placa de carga estática están muy lejos del umbral. Esto es en parte debido a que la relación de E_{v2}/E_{v1} es muy sensible a las condiciones de compactación de la capa superior, por lo que el primer módulo de compresibilidad tiende a ser menor de lo esperado. Esta es una de las principales críticas hechas en relación con la prueba de placa de carga estándar como se ha explicado por Santiago et al. (2010).

La **Figura 4.12** muestra la deformación obtenida durante el ensayo dinámico, que representa aproximadamente 20 años de servicio. Reseñar que la mezcla de 2.5% fue ensayada

sólo en 1.6 millones de ciclos debido a fallo de suministro de energía durante la prueba, pero la tendencia para todas las mezclas después de 100,000 ciclos es muy similar, y por lo tanto no esperamos que la mezcla de 2.5% a comportarse de manera diferente en esos niveles.

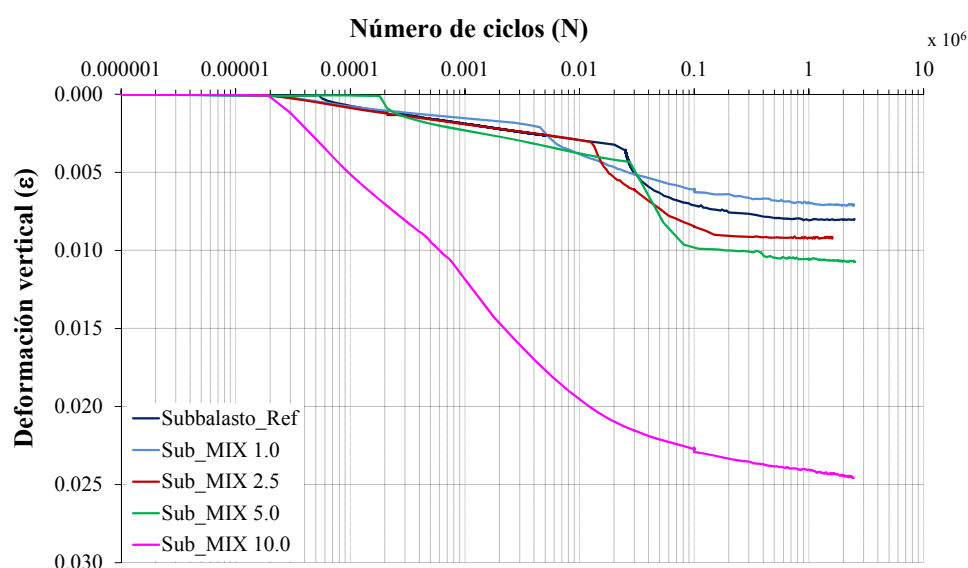


Figura 4.12. Deformación vertical permanente obtenida en el ensayo de la placa de carga dinámica.

Como se muestra en la **Figura 4.12**, la deformación permanente tiende a estabilizarse después de 100,000 ciclos para todas las mezclas sometidas a ensayo. Este resultado es similar a la observada por Werkmeister et al. (2005) para los materiales granulares sin ligante. La mezcla de 10% experimenta una deformación mucho más alta ($\epsilon_p \approx 2.5\%$) que las otras mezclas, especialmente en comparación con el material de patrón ($\epsilon_p \approx 0.7\%$), mientras que las otras mezclas están dentro del mismo orden de magnitud (ϵ_p entre 0.8% y 1.1%). Por lo tanto, la mezcla de 10% no parece una mezcla adecuada para utilizarse como capa de subbalasto debido a su alta deformación, lo que está muy por encima de los valores normalmente observados en las vías del ferrocarril (Peña, 2003). Además se observa en todas las muestras ensayadas un pequeño colapso progresivo entre 4,000 y 20,000 ciclos, aumentando en magnitud a medida que aumenta el contenido de caucho. Sin embargo, la deformación permanente alcanza un nivel estable en todos los casos después de 100,000 ciclos. Vale la pena señalar que ninguna de las mezclas ensayadas presenta fluencia plástica.

La **Figura 4.13** muestra las curvas de tensión-deformación obtenidos de los ensayos de placa de carga (con y sin cargas dinámicas anteriores), de la mezcla Sub_Mix 5%.

demuestra que la carga cíclica reduce significativamente el asentamiento, con el correspondiente aumento de los módulos de compresibilidad así como de la reducción de la relación de módulos por debajo del umbral requerido 2.2. Además, es evidente que en ambos casos la recuperación elástica después de la segunda etapa de carga es mayor que la de la primera etapa. Esto es debido a que el comportamiento de la muestra después de la primera etapa es casi totalmente resiliente.

En las **Figuras 4.14 y 4.15** se muestra la evolución de módulos de compresibilidad E_{v1} y E_{v2} con el contenido de caucho. Es de destacar que la adición de partículas de caucho tiende a reducir la capacidad de soporte, particularmente durante la segunda etapa de carga: la mezcla 10% presenta una reducción del 20% en el valor de E_{v1} y aproximadamente 40% en E_{v2} en comparación con el material de patrón. Teniendo esto en cuenta que las normativas vigentes (PF-7, 2006) (UIC Code 719R, 2008) requieren un $E_{v2} > 120$ MPa, el contenido apropiado de caucho en las mezclas sería de alrededor de 2.5% en peso. Sin embargo, después de aplicar cargas cíclicas equivalente a 20 años de servicio, con un contenido de 5% sería también cumplir con los requisitos. Este aspecto requiere más investigación, por ejemplo mediante la medición de la capacidad de soporte con el aumento de los niveles de deformación plástica (por ejemplo, 25%, 50%, 75%, hasta llegar a 100% en aproximadamente 100,000 ciclos como se muestra en la **Figura 4.12**.

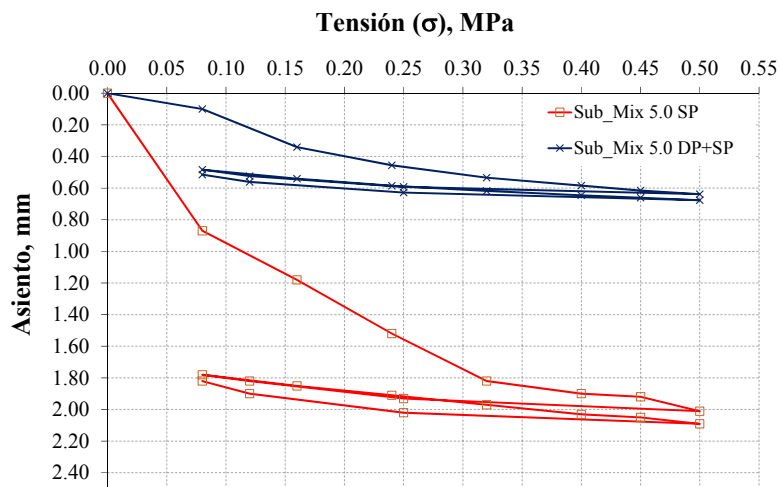


Figura 4.13. Curvas tensión-deformación del ensayo placa de carga independiente (SP) y la combinación de prueba de la placa de carga estática y dinámica (DP + SP). Mezcla Sub_Mix 5.0.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

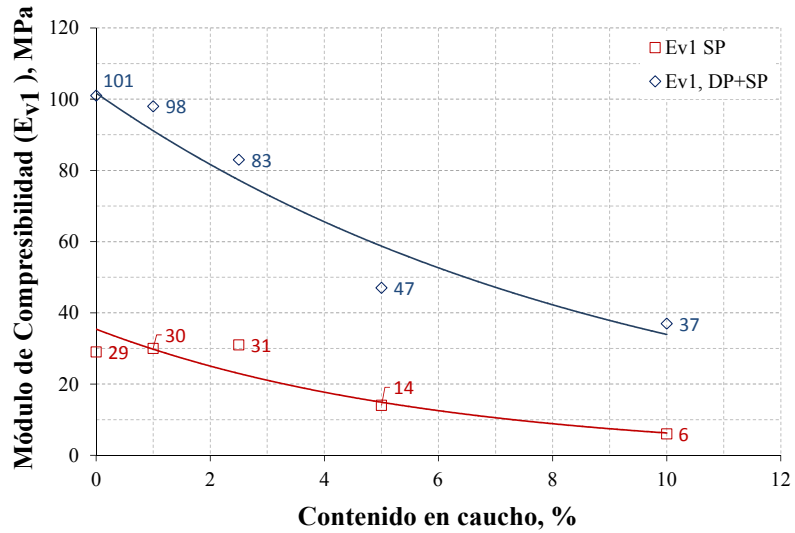


Figura 4.14. Resultados de E_{v1} vs. Contenido de caucho después del ensayo de placa de carga estática (SP) y después de la combinación de ensayo estático y dinámico (DP + SP).

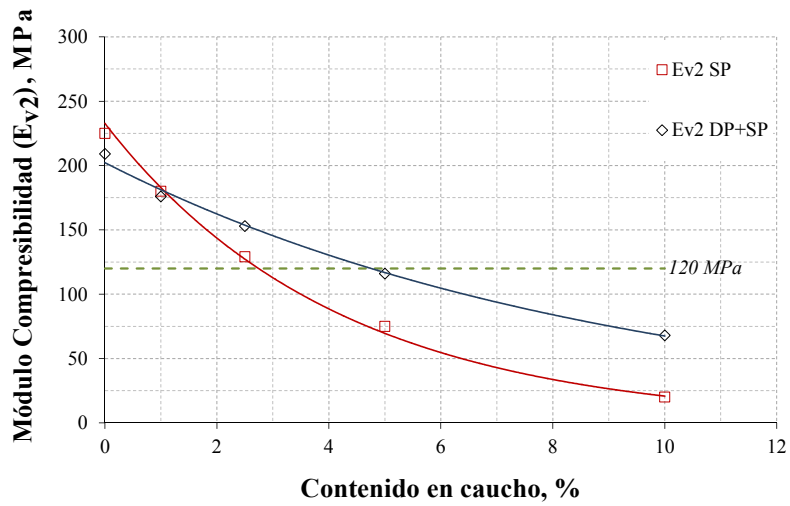


Figura 4.15. Resultados de E_{v2} vs. Contenido de caucho, después del ensayo de placa de carga estática (SP) y después de la combinación de ensayo estático y dinámico (DP + SP).

Ensayo de permeabilidad

En la **Tabla 4.6** se muestran los resultados de coeficiente de permeabilidad K obtenidos mediante los ensayos de permeabilidad de carga variable llevadas a cabo de acuerdo con el Anexo 3 del (PF-7, 2006). Todas las mezclas dan valores dentro del mismo orden de magnitud que el subbalasto patrón, es decir, $K \approx 2.50E-5$ m/s, valores típicos de gravas uniformes con arenas (Cecich et al., 1996).

Muestra	Permeabilidad, K (m/s)
Sub_Ref	1.03E-5
Sub_Mix 1.0	2.30E-5
Sub_Mix 2.5	3.53E-5
Sub_Mix 5.0	6.26E-5
Sub_Mix 10.0	2.68E-4

Tabla 4.6. Valores de permeabilidad (K) vs. Contenido en Caucho

Los resultados obtenidos muestran que la adición de caucho no mejora la conductividad hidráulica debido al bulking inducido en la mezcla. Por lo tanto, se debería limitar el contenido de caucho a un 5% del peso total siempre que el agregado presente un coeficiente de permeabilidad $< 1E-5$ m/s.

4.1.2 ENSAYOS DE CAMPO

4.1.2.1 Ensayos de compactación In Situ

Los resultados de los ensayos llevados a cabo en la plataforma experimental se muestran en las **Tablas 4.7** y **4.8**.

Muestra	Densidad "In situ" (g/cm^3)	Humedad "In situ" (%)	Densidad PM (g/cm^3)	Humedad W_{opt} PM (%)	% Compactación	Módulo dinámico E_{vd} (MPa)
Sub_Ref	2.185	6.5	2.280	6.6	95.8	89.3
Sub_Mix 1.0	2.185	6.9			95.8	
Sub_Mix 2.5	2.241	6.7			98.3	
Sub_Mix 5.0	2.234	6.2			98.0	

Tabla 4.7. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en la capa de forma.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Muestra	Densidad "In situ" (g/cm ³)	W "In situ" (%)	Densidad PM (g/cm ³)	W _{opt} PM (%)	% Comp.	Módulo E _{v2} (MPa)	Mó- dulo E _{vd} (MPa)
Sub_Ref	2.262	6.4	2.360	6.2	95.8	232	147
Sub_Mix 1.0	2.240	7.5	2.300	6.2	97.4	195	118
Sub_Mix 2.5	2.197	6.7	2.260	6.2	97.2	160	75
Sub_Mix 5.0	2.120	6.9	2.160	6.2	98.1	84	47

Tabla 4.8. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en las 4 secciones de la capa de subbalasto.

Los ensayos de compactación mediante isótopos radiactivos llevados a cabo en el cimiento (terreno natural debajo de la capa de forma) se obtuvo unos valores promedios de humedad in situ de 6.8% y una densidad seca de 1.95 g/cm³. El grado de compactación respecto al Proctor Modificado fue superior al 98%.

En cuanto al grado de compactación de las diferentes mezclas de subbalasto-caucho, a partir de la **Tabla 4.8**, es evidente que, cuando aumenta el contenido de caucho, el porcentaje de compactación alcanzado aumenta también, teniendo en cuenta que la densidad seca de referencia Proctor Modificado también se reduce debido a la adición de caucho.

4.1.2.2 Ensayos de capacidad de soporte. Placa de carga estática y dinámica

La **Tabla 4.9** muestra los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el tramo de pruebas de Placa de Carga Estática y Placa Dinámica (Deflectómetro de Impactos Ligero - LFWD).

Parámetros	Sub_Ref	Sub_Mix 1.0	Sub_Mix 2.5	Sub_Mix 5.0
E _{v1} (MPa)	53	53	51	14
E _{v2} (MPa)	232	195	160	75
K= E _{v2} /E _{v1}	4.41	3.71	3.11	5.36
E _{vd} (MPa)	147	118	75	47
Relación s/v	1.85	1.78	1.93	2.79

Tabla 4.9. Resultados de Capacidad de Soporte realizados en el tramo experimental.

Al igual que ocurrió en los ensayos de laboratorio, los módulos de compresibilidad tienden a disminuir a medida que aumenta el contenido de caucho, y los valores de E_{v2}/E_{v1} son superiores a la condición exigida por el PF-7 (2006). Hay que tener en cuenta que a

pesar de las condiciones de laboratorio son más controlados y las muestras son compactadas más cuidadosamente compactada (Seyman, 2003), en ninguno de los casos se pudieron acercar a los valores exigidos de $K < 2.2$.

En los ensayos dinámicos realizados con el deflectómetro de impactos (LFWD) se utiliza un criterio análogo, que es la relación s/v (la relación entre el desplazamiento máximo medido 's' bajo la placa y la velocidad máxima 'v' de impacto de la maza en la caída libre). Esta relación se utiliza a menudo para analizar los resultados de la LFWD y se basa en muchos años de experiencia en el centro de Europa donde se desarrolló la prueba (Weingart, 1993). Por lo general, valores de $s/v > 3.5$ milisegundos (ms) corresponden con capas mal compactadas.

En la **Tabla 4.9** se observa que todas las muestras presentan una relación s/v por debajo de 3.5 ms, lo que sugiere que el suelo está adecuadamente compactado pero puede alcanzar una mayor compactación (como los valores de K previamente obtuvieron del laboratorio de pruebas también muestran). Si la relación s/v fuera superior 3.5, las mezclas no serían aptas, y si después de una posterior compactación no bajara de dicho índice, el material debería ser reemplazado o mejorado por medio de otras técnicas para cumplir con los requisitos reglamentarios.

Un criterio importante, como ya se ha discutido anteriormente, es el requisito fijado por el reglamento (German Railways NGT 39, 1997) de Ferrocarriles Alemanes, que establece que el módulo dinámico (E_{vd}) debe ser mayor que 50 MPa. Teniendo en cuenta este criterio y el criterio antes mencionado en relación con E_{v2} (que debe ser mayor que 120 MPa), es evidente que el contenido de caucho máximo para asegurar una capacidad de soporte adecuado debe ser de aproximadamente 4% en peso.

Sin embargo, estas pruebas de campo presentan ciertos inconvenientes, ya que son bastante sensibles a las condiciones que no están controlados fácilmente en el campo, o al menos no tan controlables como en el laboratorio. Por lo tanto, es interesante analizar su relación con los resultados de pruebas de laboratorio. La **Figura 4.16** muestra una comparación entre el módulo E_{v2} medida en el laboratorio y el mismo parámetro medido en el campo para las cuatro mezclas analizadas.

Los datos muestran una fuerte correlación lineal entre los dos módulos, lo que confirma la posibilidad de estimar el E_{v2} a alcanzar en campo haciendo un ensayo previo en laboratorio, donde las condiciones están más controladas para este tipo de mezcla de caucho-agregado mineral. Sin embargo, se necesita realizar una investigación en profundidad para establecer un algoritmo sólido que correlacione ambos parámetros.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

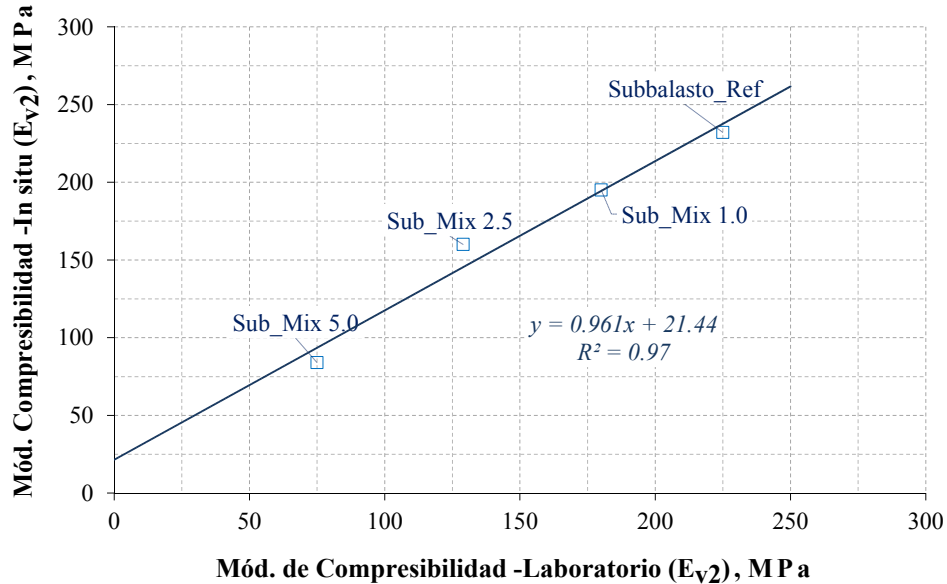


Figura 4.16. Correlación de los resultados de Módulo de Compresibilidad E_{v2} obtenidos en laboratorio y en el tramo experimental.

Con respecto a la relación entre el módulo dinámico (E_{vd}) y módulo de compresibilidad estático (E_{v2}), en la **Figura 4.17** se muestra la comparación entre ambos módulos, ambos realizados in situ. Parece que hay una correlación lineal clara. En investigaciones previas, se obtuvieron resultados similares para materiales granulares sin ningún tipo de adición o ligante (Seyman, 2003). Esto indica que la adición de caucho en el intervalo considerado (es decir, < 5%, en peso) no altera significativamente el comportamiento del subbalasto, por lo que puede ser estudiado el mismo tipo de correlación entre los módulos estáticos y dinámicos.

Además, es interesante obtener una correlación empírica entre el módulo resiliente (Mr) y el módulo dinámico de campo (E_{vd}) ya que el primero es un muy caro (por los equipos a utilizar) y complejo en su manejo, y mientras que el segundo es mucho más sencillo, asequible y económico. Esta comparación se muestra en la **Figura 4.18**, y la correlación entre el módulo resiliente (Mr) y el módulo dinámico (E_{vd}) encontrado se describe en la ecuación (4):

$$Mr = 4.416 \cdot E_{vd}^{0.81} \quad (4)$$

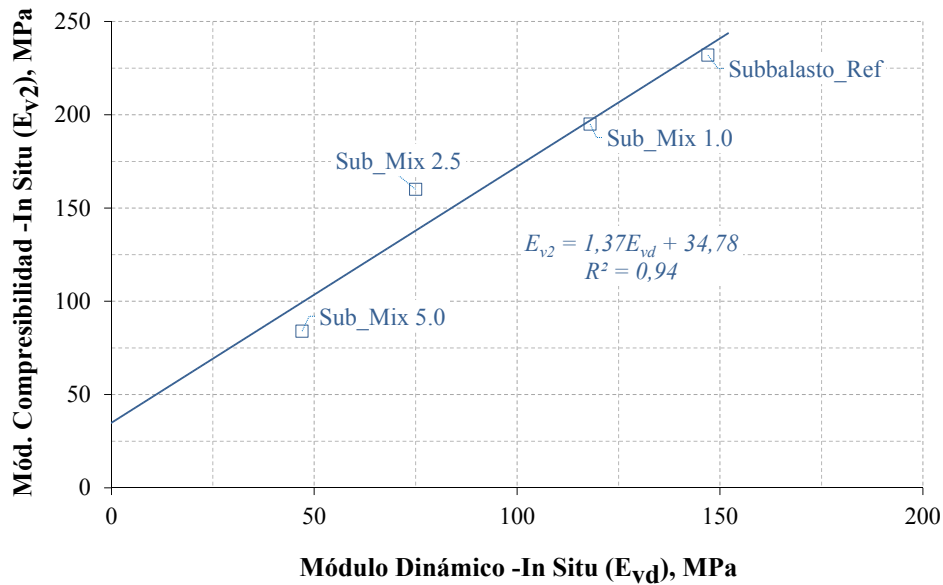


Figura 4.17. Comparación entre módulos de compresibilidad dinámico E_{vd} y módulo de compresibilidad estático E_{v2} . Ensayos de Campo.

con un coeficiente de correlación R^2 de 0.94. Este resultado puede ser útil para caracterizar mejor este tipo de materiales mezclados por medio de dispositivos de ensayos de campo más rentables como es el ensayo de placa de carga dinámica (LFD), sobre todo cuando se comparan con los equipos triaxiales de carga cíclica, los cuales no todos los laboratorios disponen de ellos ni tiene técnicos que sepan utilizarlos por su complejidad teórica.

Otro resultado a destacar es que el módulo dinámico (E_{vd}) obtenido en todas las mezclas ensayadas, excepto la mezcla de 5%, se han obtenido valores >50 MPa. Este valor es el umbral mínimo requerido por las normas German Railways NGT 39 (1997) de la red de ferrocarriles de Alemania para las capas subbalasto. El módulo de compresibilidad estático (E_{v2}) está por encima del umbral de 120 MPa requerida por el PF-7 (2006), salvo, una vez más, para la mezcla de 5% (**Figura 4.19**).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

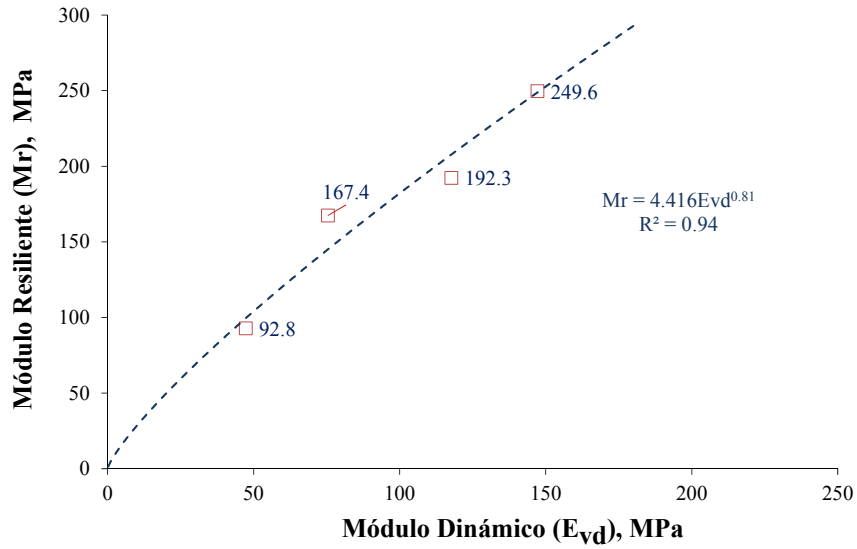


Figura 4.18. Correlación entre el módulo de resiliencia (Mr) vs. módulo de compresibilidad dinámica (Evd).

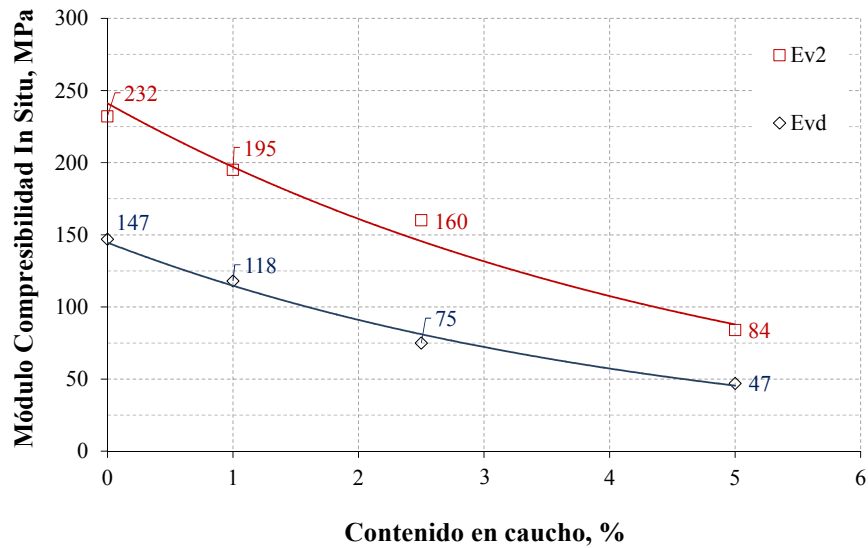


Figura 4.19. Módulo de compresibilidad estático (Ev2) y Módulo de compresibilidad dinámica (Evd) vs. Contenido en caucho %.

4.2. ENSAYOS DE ATENUACIÓN DE VIBRACIONES

4.2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO. PRIMERA CAMPAÑA

Para evaluar la atenuación potencial de las nuevas mezclas de material granular con partículas de caucho, se han realizado diversos ensayos de laboratorio y de campo. Los resultados de ensayo se detallan a continuación.

4.2.1.1 Ensayo longitudinal

En la *Figura 4.20* se muestran los acelerogramas medidos para cada una de las mezclas y material granular patrón. Hay una clara atenuación de la aceleración medida con la adición de caucho a la mezcla, hasta el punto de que el pico de aceleración máximo presenta una reducción de diez veces entre la muestra de subbalasto y la mezcla de 5%, en peso.

Este comportamiento se confirmó con los valores obtenidos del factor de amortiguamiento (ξ), el cual aumenta notablemente cuando se añade más de caucho a la mezcla (*Tabla 4.10*). Este aumento del amortiguamiento se ajusta a los resultados obtenidos en estudios previos (Feng & Sutter, 2000). La frecuencia de resonancia (f_0) se reduce claramente con la adición de caucho: de 10 KHz en la subbalasto a 7.6 KHz en la mezcla de 5%.

Mezcla	Frecuencia de resonancia f_0 (Hz)	Factor de amortiguamiento ξ	Máxima aceleración (m/s^2)
Sub_Ref	10530	0.046	8.39
Sub_Mix 1	10141	0.077	7.31
Sub_Mix 2.5	8702	0.099	3.20
Sub_Mix 5.0	7670	0.106	0.66

Tabla 4.10. Resultados del ensayo longitudinal.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

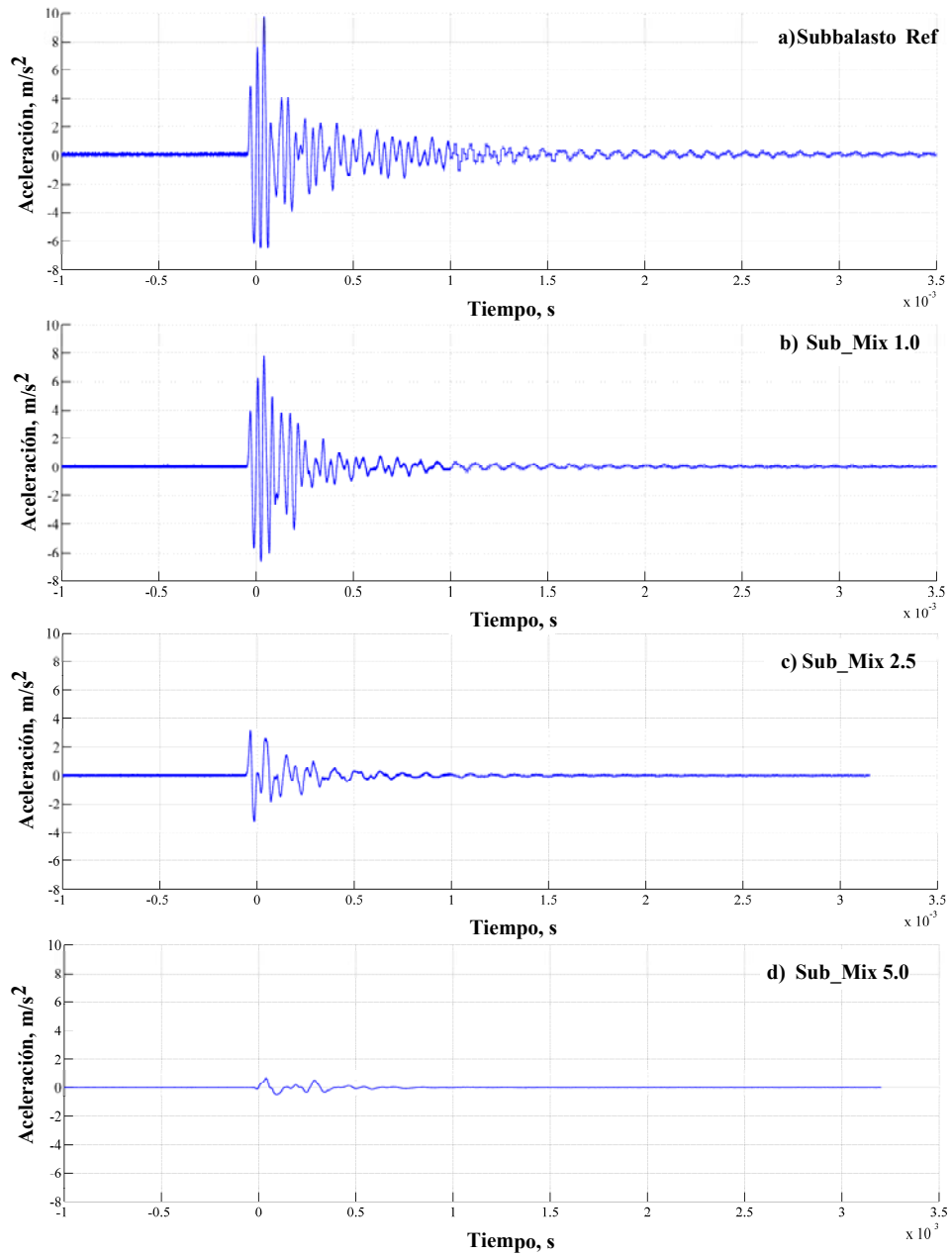


Figura 4.20. Aceleración registrada durante el ensayo longitudinal: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** Mezcla 1% (Sub_Mix 1.0) **c)** Mezcla 2.5% (Sub_Mix 2.5) **d)** Mezcla 5% (Sub_Mix 5.0).

Los espectros de vibración (**Figura 4.21**) muestran dos principales picos de aceleración: uno a 10 kHz; y otra a aproximadamente 25 KHz en el material de patrón (**Figura 4.21a**). Ambos picos se atenúan constantemente como aumenta el contenido de caucho, hasta que el pico a 25 KHz está completamente mitigado en la mezcla de 5% (**Figura 4.21d**), mientras que el pico 10 KHz se reduce en el mismo orden de magnitud.

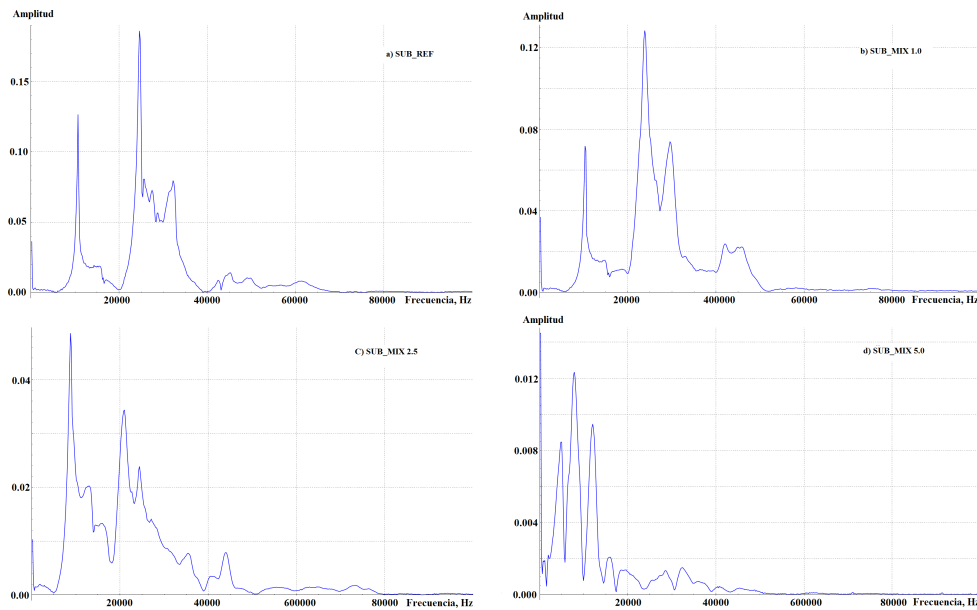


Figura 4.21. Espectros de vibración registrados durante el ensayo longitudinal: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** Mezcla Sub_Mix 1% **c)** Mezcla Sub_Mix 2.5% **d)** Mezcla Sub_Mix 5%.

4.2.1.2 Ensayo de flexión

Los resultados del ensayo de flexión siguen la misma tendencia. Como muestra la **Figura 4.22**, se observa en las muestras una mitigación clara, con una magnitud similar a la de la prueba longitudinal. El coeficiente de amortiguamiento aumenta con la adición de caucho, y disminuye la frecuencia de resonancia, una vez más de más de 10 KHz a apenas 8 KHz (**Tabla 4.11**).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

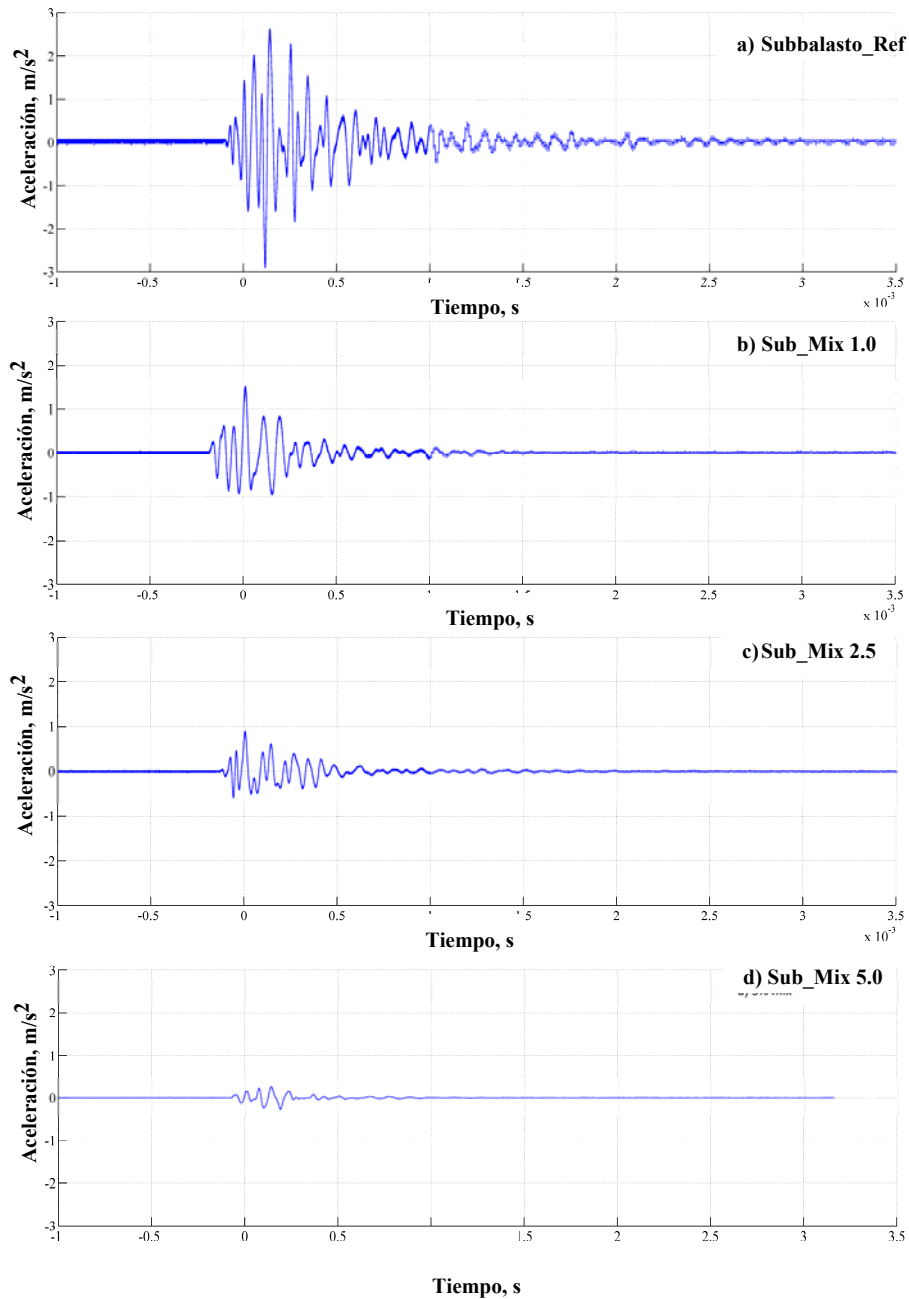


Figura 4.22. Aceleración registrada durante el ensayo de flexión: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** Mezcla Sub_Mix 1% **c)** Mezcla Sub_Mix 2.5% **d)** Mezcla Sub_Mix 5%.

En los espectros de vibración mostrados en la **Figura 4.23** se observan dos picos principales, a 10 y 20 KHz, y en el material de patrón se observa un tercer pico de menor amplitud con frecuencia de 33 KHz (**Figura 4.23a**). En la mezcla 1% hay un cambio de las frecuencias, el pico de 20 KHz se desplaza hacia 15 KHz, y el pico en 33 KHz se mueve hacia 25 KHz. La amplitud también se reduce.

Sin embargo, en la mezcla de 2,5% estos picos se amplifican en gran medida (**Figura 4.23c**), un resultado que distorsiona la tendencia general y puede ser causado por alguna irregularidad en la muestra o el proceso experimental.

En la mezcla de 5% la amplitud de los picos se reduce considerablemente. (**Figura 4.23d**).

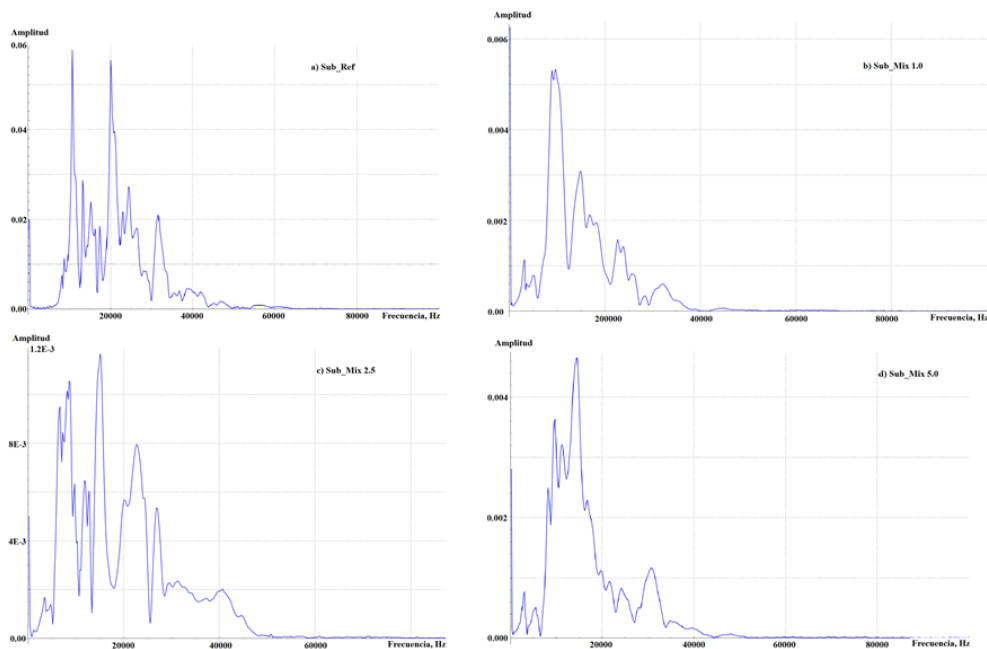


Figura 4.23. Espectros de vibración registrados durante el ensayo de flexión: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** Mezcla Sub_Mix 1% **c)** Mezcla Sub_Mix 2.5% **d)** Mezcla Sub_Mix 5%.

Teniendo en cuenta los resultados de laboratorio, se puede concluir que en las condiciones ensayadas, la adición de caucho reduce la amplitud de la vibración en el material, y el coeficiente de amortiguamiento aumenta considerablemente con la adición de caucho en todos los casos.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Mezcla	Frecuencia de resonancia f_0 (Hz)	Factor de amortiguamiento ξ	Máxima aceleración (m/s ²)
Sub_Ref	10476	0.040	2.71
Sub_Mix 1	9532	0.079	1.47
Sub_Mix 2.5	8476	0.098	0.83
Sub_Mix 5	8015	0.119	0.26

Tabla 4.11. Resultados del ensayo de flexión.

4.2.2 ENSAYOS DE CAMPO. PRIMERA CAMPAÑA

4.2.2.1 Ensayo de ondas superficiales (CSWS)

Con el objetivo de caracterizar la respuesta de las diferentes mezclas de subbalasto y caucho, se decidió hacer el ensayo de transmisión de ondas superficiales mediante el equipo CSWS (Continuous Surface Wave System), ya que es una prueba común y bien conocida usada para medir la velocidad de propagación de la onda de superficie transmitidas, y proporciona un módulo de rigidez (G_{max}) en función de la profundidad (longitud de onda $\lambda/3$). Sin embargo, debido a la configuración del ensayo inicial establecida, con una separación de geófonos de 0.5 m, mayor a la capa a auscultar, se han evaluado las velocidades de ondas a partir de una profundidad de 0.30 m y 0.70m (en función del sector), no pudiéndose evaluar y comparar adecuadamente las velocidades de ondas superficiales, de las mezclas respecto a la muestra patrón, en la capa de subbalasto del tramo experimental. (Figura 4.24.)

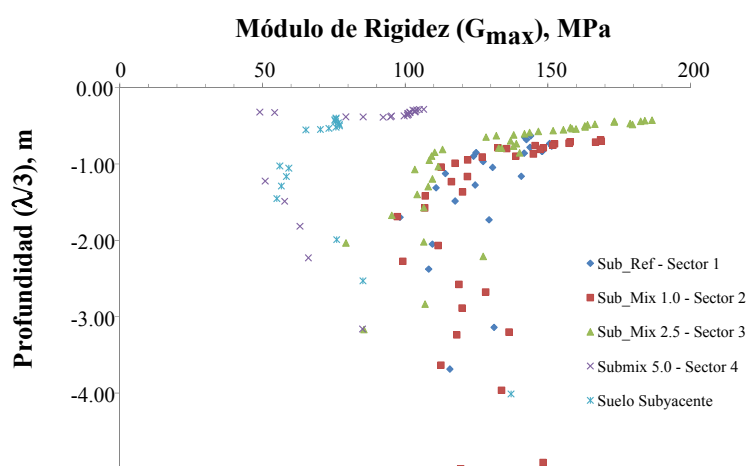


Figura 4.24. Resultados de la prueba de CSWS: Módulo de Rigidez (G_{max}) vs. Profundidad (Longitud de Onda $\lambda/3$).

4.2.2.2 Ensayo de excitación continua

En las pruebas de campo, el martillo neumático se utilizó como una fuente de excitación continua con el fin de simular una carga de armónicos similar a la causada por el paso de un tren. Se ensayaron 4 configuraciones de dos sensores por cada sección. El primer resultado es evidente que los niveles de vibración entre los sensores colocados a la misma distancia de la fuente de excitación difieren considerablemente en todas las secciones, a pesar de la aplicación de la misma carga de armónicos. Un ejemplo de esto se muestra en la **Tabla 4.12**.

Configuración	0.5 m	1 m
A (Perpendicular 1)	21.18	3.93
B (Diagonal)	24.90	6.06
C (Paralelo)	42.79	4.57
D (Perpendicular 2)	38.63	8.66
Valor medio	31.88	5.81

Tabla 4.12. Pico de aceleración media (m/s^2) en la sección de subbalasto patrón.

Por lo tanto, a pesar de que se fabricó las diferentes mezclas con los medios necesarios para que no se produjesen segregaciones durante el proceso de construcción de la plataforma experimental, estos tipos de materiales granulares y mezclas presentan un cierto grado de anisotropía con respecto a la transmisión de las ondas mecánicas. Esto afecta a la forma en que la vibración se atenúa dependiendo de la dirección de la fuente.

Sin embargo, a pesar de la heterogeneidad, se pueden observar ciertas tendencias al comparar los resultados entre las diferentes mezclas. Como se puede observar en la **Tabla 4.13**, existe una clara reducción en el pico de aceleración media conforme el contenido de caucho aumenta. A 0.5 metros de la fuente de excitación, el pico se reduce a la mitad en la sección de 1% (CI = 56.46%) y más aún en las secciones 2.5% y 5% (CI = 38.58%).

Sección	0.5 m	CI (0.5 m)	1 m	CI (1 m)
Sub_Ref	31.88	-	5.81	-
Sub_Mix 1	18	56.46 %	6.10	105 %
Sub_Mix 2.5	12.30	38.58 %	4.15	71.43 %
Sub_Mix 5	12.30	38.58 %	2.69	46.30 %

Tabla 4.13. Picos de aceleración media e índice de Continuidad CI (m/s^2 , todas las posiciones).

A un 1 metro de la fuente (posición D) la tendencia es similar, como se muestra en la **Figura 4.25**. Los acelerogramas muestran una clara reducción de los picos de aceleración con el contenido de caucho. Curiosamente, la diferencia entre el material de patrón y la mezcla de 1% es casi insignificante (hay incluso un ligero aumento), pero existe una clara reducción en la mezcla de 2,5%, y la señal registrada en la mezcla de 5% es inferior a media de la registrada en el patrón (CI = 46.30%). La misma tendencia se observa para todas las configuraciones de sensores y las distancias, a pesar de las irregularidades mencionadas.

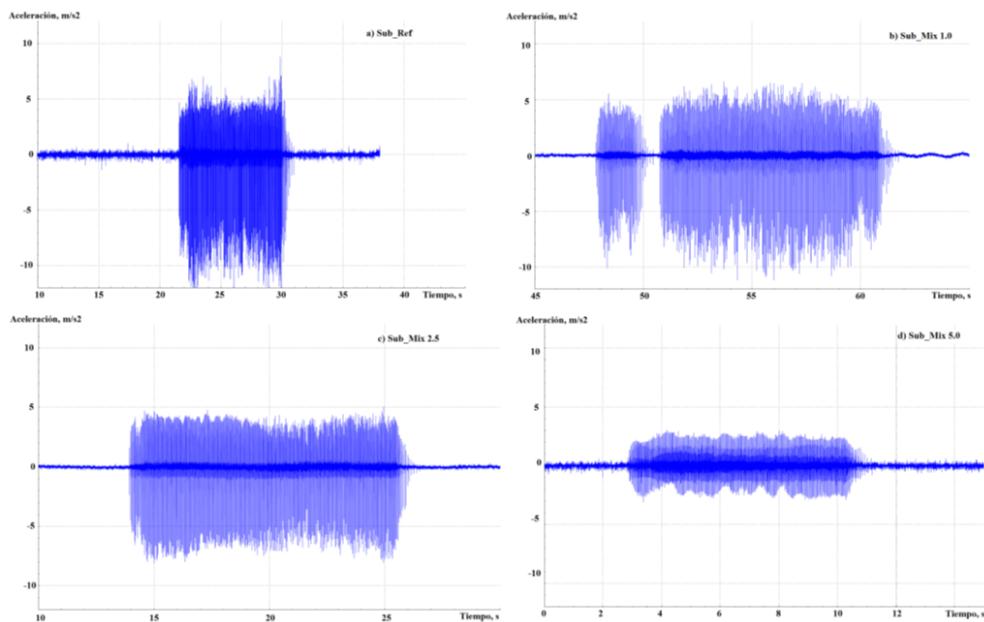


Figura 4.25. Aceleración registrada a 1 metro de la fuente de excitación: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** Mezcla Sub_Mix 1% **c)** Mezcla Sub_Mix 2.5% **d)** Mezcla Sub_Mix 5%.

En las secciones patrón y mezcla 5%, el espectro de vibración 1/3 de octava (**Figura 4.26**, una vez más a 1 metro en la posición D), hay dos principales gamas de frecuencias excitadas por el martillo neumático: un rango inferior (entre 1 y 5.5 Hz) y una gama más amplia y elevada (entre 125 Hz y 1,000 Hz en el suelo patrón). También hay un pequeño pico claro entre 80 a 100 Hz. Ambas bandas de frecuencia presentan ciertas diferencias entre el subbalasto patrón y la mezcla de 5%, pero en la banda de menor frecuencia sufre cambios relativamente pequeños. El pico principal a 1.6-2 Hz presenta un valor similar, mientras que los picos más bajos (1-1.25 Hz) se reducen ligeramente en la mezcla de 5%.

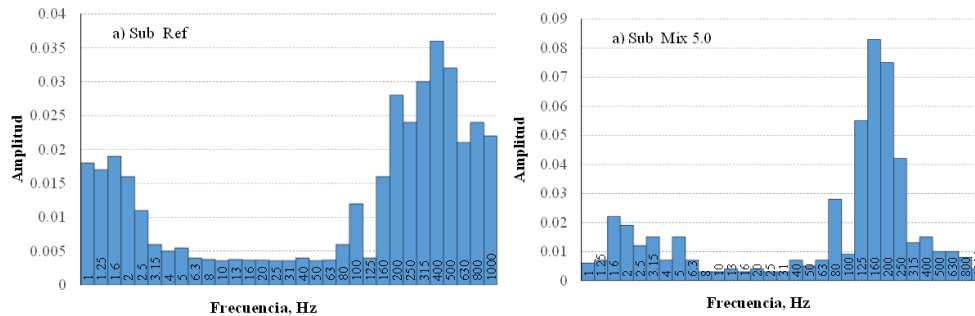


Figura 4.26. Espectros registrados 1/3 de octava a 1 metro de la fuente de excitación: **a)** Subbalasto (Sub_Ref) **b)** mezcla Sub_Mix 5%.

La banda superior de frecuencias cambia dramáticamente entre ambas secciones, se observa que los picos principales se desplazan de 400 a 160 Hz entre las dos secciones y alcanza una amplitud mayor. Además, las frecuencias más altas (entre 315 Hz y 1,000 Hz) se reducen claramente en la mezcla de 5% con respecto al subbalasto patrón. Por lo tanto, mediante la aplicación de una excitación armónica de alrededor de 33 Hz, dos amplias gamas de frecuencias se activan en el suelo. El rango más bajo es similar en términos generales en el subbalasto y la mezcla con 5% de caucho, mientras que el rango más alto presenta cambios importantes (mitigación parcial y cambio parcial de una banda de frecuencia más baja) que explica la reducción general de la aceleración máxima observada entre las dos secciones.

Estos resultados señalan la notable importancia de la composición del material en cuanto a su comportamiento de vibración, con la aplicación de la misma frecuencia y la amplitud de carga a materiales que con ligeras diferencias de composición excitan numerosos rangos de frecuencia. La adición de caucho aumenta considerablemente la atenuación de vibraciones de la capa de subbalasto, con respecto a las cargas armónicas de alta frecuencia (valores habituales medidos en los ferrocarriles), pero no tiene ningún efecto observable para la banda de frecuencia más baja (que puede ser un importante componente de las cargas complejas que un tren aplica en el carril).

4.2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO. SEGUNDA CAMPAÑA

4.2.3.1 Ensayo de excitación con martillo de impacto

Una serie de ensayos de excitación con martillo de impacto se llevaron a cabo sobre las muestras compactadas de subbalasto patrón y mezclas de material granular con partículas de caucho triturado. De cada uno de los ensayos realizados, se registraron los valores de amplitud de la vibración inducidos en las muestras por el martillo y su consecuente y progresiva disminución exponencial en el tiempo. En la **Figura 4.27** se muestra la excitación registrada frente al tiempo, así como los espectros correspondiente a las muestras Sub_Ref, Sub_Mix2.5 y Sub_Mix10 bajo la configuración estructural 'S' (simplemente

apoyada) y para el acelerómetro situado en el extremo opuesto a donde se aplica el impacto con el martillo (Configuración 2).

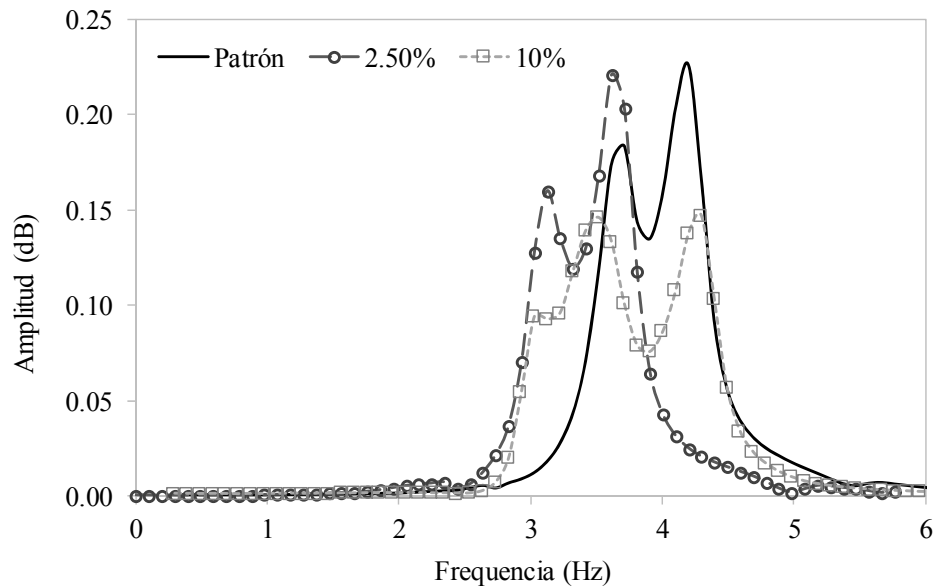


Figura 4.27. Ensayo de excitación con martillo de impacto para las muestras: Sub_Ref_S-2, Sub_Mix 2.5_S-2 y Sub_Mix10_S-2. Espectro en el dominio de la frecuencia.

Como se puede observar, en el dominio del tiempo no hay diferencias significativas entre estas tres pruebas a primera vista, y las muestras con y sin caucho se comportan de manera similar. Por el contrario, los tres espectros muestran un patrón similar en el dominio de la frecuencia, pero los espectros para muestras con caucho están ligeramente desplazado a frecuencias más bajas, lo que significa que tienen una frecuencia natural más baja. Se asumió que la frecuencia natural de las muestras se refiere a la primera de los picos. La presencia del segundo pico, muy cerca de la primera, podría atribuirse a la existencia de algunos modos espurios que están presentes en la señal estudiado debido a las diferentes fuentes de ruido. Cabe señalar que las muestras sometidas a ensayo son muy heterogéneas, exento de materiales ligantes, y se componen de material granular, caucho triturado, agua, y el tubo de PVC. Además, en el ensayo de excitación mediante impacto con martillo presenta una excitación puntual y repentina en las muestras. A pesar de que estos aspectos pueden haber interferido en las señales registradas, tales eventos son normales en las pruebas dinámicas, y así los resultados obtenidos pueden ser considerados completamente útiles.

4.2.3.2 Atenuación de vibraciones

El potencial de atenuación de la incorporación de fragmentos de caucho puede causar en un material granular compactado se estudió mediante la obtención del coeficiente de amortiguamiento (ζ), en cada muestra analizada. Este parámetro se puede calcular (Chopra, 2012) tanto en el dominio del tiempo de la señal como en el dominio de la frecuencia. En el dominio del tiempo, el coeficiente de amortiguamiento se obtiene del decremento logarítmico de la señal, es decir, el logaritmo natural de la relación de las amplitudes de dos picos sucesivos usando la ecuación (5):

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{1 + (2\pi / \delta)^2}} \quad (5)$$

donde δ es el decremento logarítmico, el cual se puede obtener usando la ecuación (6):

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \quad (6)$$

siendo A_1 y A_2 , dos amplitudes separadas n picos sucesivos, siempre que $A_1 > A_2$

El método de ancho de banda (“*Bandwidth Method*”) se utiliza para el dominio de la frecuencia. En este método, una vez que se calcula el espectro de la señal dada, el coeficiente de amortiguamiento se obtiene fácilmente de acuerdo con la ecuación (7):

$$\zeta = \frac{\Delta\omega}{2\omega_n} \quad (7)$$

donde ω_n es la frecuencia natural del sistema, y $\Delta\omega$ la distancia entre las dos frecuencias localizadas en el mismo pico ω_n , pero para un valor de amplitud espectral igual a la registrada para ω_n y dividido por $\sqrt{2}$.

Para calcular el valor de coeficiente de amortiguamiento (ζ) se aplicaron los 2 procedimientos mencionados anteriormente. Los resultados se resumen en la **Tabla 4.14**, en la que además del valor de ζ para cada muestra, se adjuntan los valores de la amplitud máxima (A_{\max}) registrada durante los ensayos, así como las frecuencias naturales (ω_n). Por otra parte, para cada serie de muestras, también se muestran los valores medios.

El análisis de los resultados revela que los valores obtenidos del coeficiente de amortiguamiento ζ difieren significativamente en función del tipo de enfoque seleccionado. En el caso del dominio del tiempo, los valores de coeficiente de amortiguación son casi idénticos en todos los ensayos efectuados. Esto da lugar a la idea de que con el método decremento logarítmico en el dominio del tiempo no es un enfoque óptimo con materiales granulares no tratados, debido a las diversas fuentes de ruido que pueden estar presentes en las señales y que puede producir ninguna importancia para los resultados.

Sin embargo, los valores obtenidos mediante el método de ancho de banda muestran que la adición de fragmentos de caucho a los materiales granulares aumenta considerablemente este parámetro, tal y como se esperaba, y en consecuencia la capacidad de absorción y atenuación de las vibraciones de dichas mezclas. Por lo tanto, el dominio de la frecuencia muestra ser un enfoque adecuado para estudiar este tipo de materiales; probablemente, puede ser explicado por la propia naturaleza de la utilización del dominio de la frecuencia, lo que hace que las señales sean más claras.

Una dispersión notable de los resultados en el dominio de la frecuencia se observa en algunas muestras, sin embargo, debido probablemente a los problemas de ruido antes mencionados, así como la propia heterogeneidad de las muestras analizadas. En la **Figura 4.28**, se observa un incremento más evidente del coeficiente de amortiguamiento cuando se utiliza la configuración estructural 'U', es decir, cuando las muestras están apoyadas sobre una espuma PU; en estos casos, se observan incrementos de ξ entre 105% y 191%.

Por el contrario, la configuración estructural simplemente apoyada ("S") da valores más dispersos, que van desde incrementos de 100% hasta casos de solamente 30%, o incluso ningún incremento. La dispersión observada en la configuración "S" puede haber sido como consecuencia del bajo valor de módulo de elasticidad de las muestras (es decir, de las mezclas de materiales granulares y partículas de caucho), así como la ausencia de la cohesión en las muestras (es importante recordar que las muestras eran "sólo" compactada, y no se utilizó ningún tipo de ligante). Esto podría haber causado una pequeña perturbación en la transmisión de las ondas cuando las muestras se excitaron con el martillo. Teniendo en cuenta los resultados menos dispersos, el uso del soporte uniforme capa de PU ('U' de configuración) parece mitigar este aspecto.

Muestras	Dominio del Tiempo		Dominio de la Frecuencia	
	A_{max} (m/s ²)	ζ (%)	ω_n (Hz)	ζ (%)
SUB_REF_S-1	3.09	2.12	2.83	3.62
SUB_REF_S-2	2.44	2.13	3.71	3.77
SUB_REF_U-1	5.18	1.51	1.27	2.85
SUB_REF_U-2	4.62	1.16	1.37	3.18
SUB_REF	3.83	1.73	2.29	3.36
SUB_MIX1_S-1	3.49	2.10	1.96	9.45
SUB_MIX1_S-2	2.20	0.93	3.22	5.64
SUB_MIX1_U-1	3.46	1.36	1.46	9.21
SUB_MIX1_U-2	3.02	2.70	1.47	6.79
SUB_MIX1	3.04	1.77	2.03	7.77
SUB_MIX2.5_S-1	1.68	1.21	2.73	4.38
SUB_MIX2.5_S-2	3.20	0.91	3.42	5.24
SUB_MIX2.5_U-1	2.29	1.84	1.34	9.93
SUB_MIX2.5_U-2	3.85	2.26	1.47	7.61
SUB_MIX2.5	2.76	1.55	2.24	6.79
SUB_MIX5_S-1	2.45	1.82	3.13	3.04
SUB_MIX5_S-2	3.12	1.28	3.71	4.07
SUB_MIX5_U-1	4.92	1.52	1.37	8.57
SUB_MIX5_U-2	4.58	1.44	1.47	7.16
SUB_MIX5	3.77	1.51	2.27	5.71
SUB_MIX10_S-1	5.18	1.60	3.03	3.40
SUB_MIX10_S-2	5.18	1.24	3.52	6.34
SUB_MIX10_U-1	5.09	1.79	1.56	7.68
SUB_MIX10_U-2	5.18	1.10	1.66	5.99
SUB_MIX10	5.16	1.43	2.44	5.85

Tabla 4.14. Coeficiente de amortiguamiento de las mezclas.

En su lugar, los resultados muestran que un incremento medio de la relación de amortiguación de alrededor del 95% se puede esperar una vez que se añade partículas de granulado de caucho procedentes de NFU's, a un suelo de naturaleza

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

granular. Por lo tanto, la cantidad de caucho que se añade se debería determinarse sobre la base de otras cuestiones como los anteriormente relacionados.

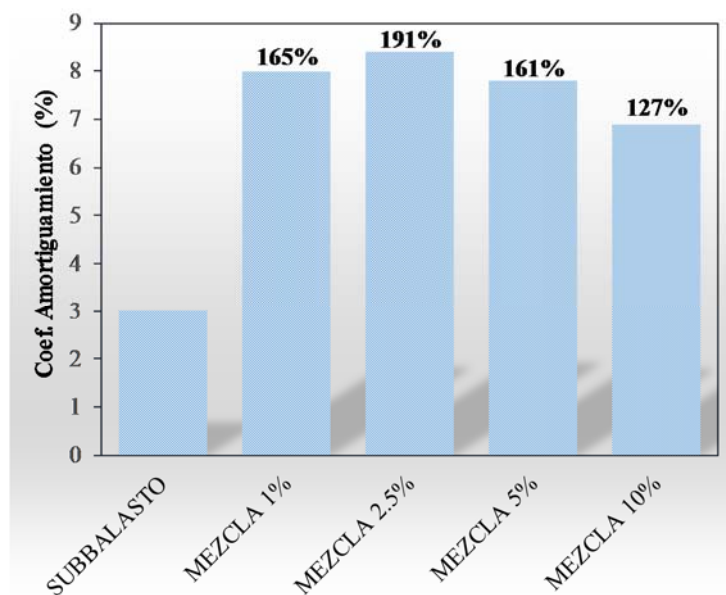


Figura 4.28. Variación del coeficiente de amortiguamiento (ξ).

Nota: el porcentaje representa el incremento del coeficiente de amortiguamiento de la mezcla con respecto a la muestra patrón de referencia, para cada tipo de configuración.

4.3. ENSAYOS DE SUELO-GRANULADO DE CAUCHO (NFU'S)

4.3.1 MINERALOGÍA Y COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LAS ARCILLAS

A partir de los resultados del ensayo de Difracción de Rayos X, el suelo natural se compone básicamente de calcita, filosilicatos (arcillas), cuarzo y feldespato (plagioclasa). El difractograma de polvo desorientado, así como los patrones mediante los cuales se ha interpretado, se muestran en la **Figura 4.29**. Los resultados semicuantitativos de análisis mineralógico se enumeran en la **Tabla 4.15**. La marga arcillosa se compone de un 20% de esmectita, lo que explica que el suelo estudiado es muy propenso a cambiar de volumen en contacto con el agua.

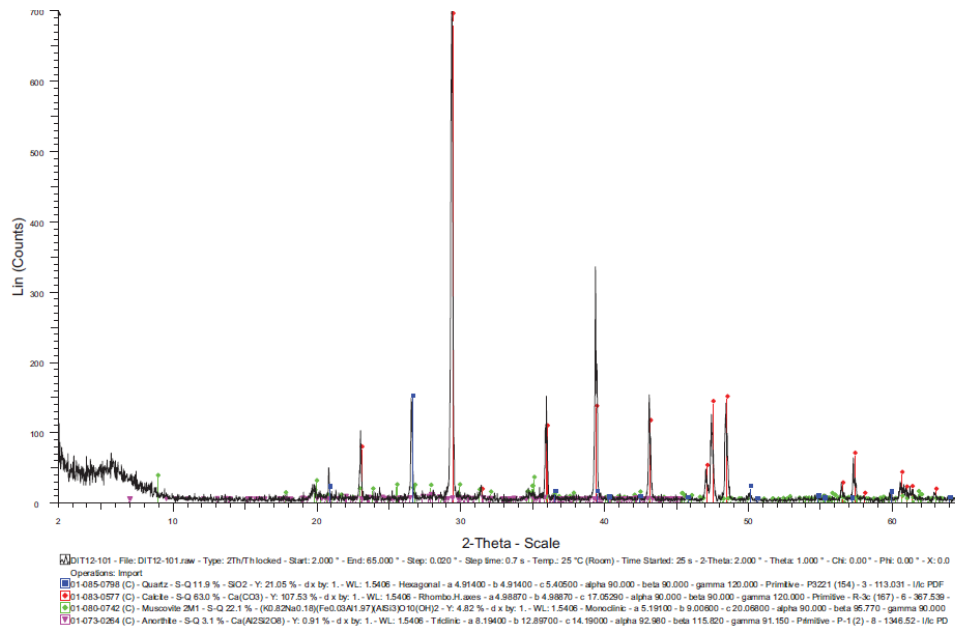


Figura 4.29. Difractograma de la mineralogía de muestra total.

Mineralogía	Calcita	Filosilicatos				Cuarzo	Plagioclasa
		Esmectita	Palygorskita	Illita	Caolín		
Contenido	63.0%	19.8%	0.9%	0.9%	0.4%	12.0%	3.0%

Tabla 4.15. Determinación de la mineralogía por difracción de rayos X

En la **Figura 4.30** aparecen los difractogramas de AO de la muestra. Se indican las reflexiones utilizadas para identificar cada mineral de la arcilla.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

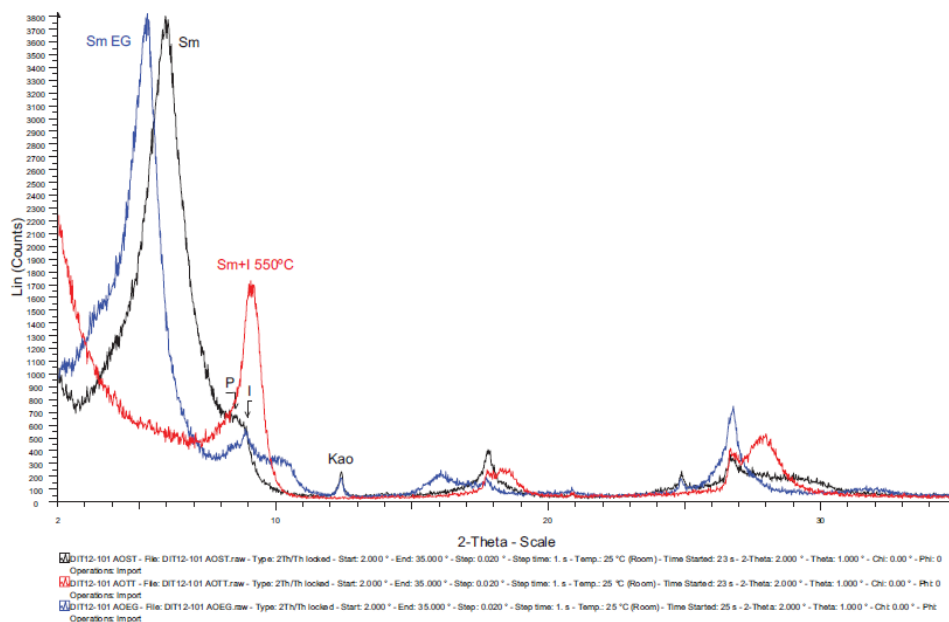


Figura 4.30. Difractogramas de la mineralogía de arcillas. AOST (negro). AOEG (rojo). AOTT (azul). Sm: esmectita. I: illita/mica. Kao: caolinita. P: Palygorskita

Del análisis del carbono orgánico total (COT) se obtiene un 8.6 ± 0.8 g de carbono por g de suelo, y 0.8 g/g de dicho carbono es carbono orgánico. Esto confirma que el suelo estudiado contiene materia orgánica, lo cual justifica que el suelo pertenece a los suelos "facies Tap".

La composición química obtenida por la técnica de fluorescencia de rayos X (**Tabla 4.16**) está de acuerdo con la mineralogía obtenida por difracción de rayos X. La alta cantidad de calcio está asociada a la calcita, mientras que el silicio y el aluminio son los principales componentes de la arcilla. La alta cantidad de hierro es debido a la presencia de esmectita rica en hierro (nontronita). Además, el contenido en calcio es congruente con la presencia de plagioclasa tales como la anortita ($\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$) y no albita (contenido de sodio no se encontró en las muestras). El contenido de magnesio y potasio están relacionados con la presencia de palygorskita e illita, respectivamente.

Composición (Óxidos)	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	TiO ₂	Otros
Contenido	63.7%	22.3%	6.8%	3.6%	1.5%	1.3%	0.5%	0.3%

Tabla 4.16. Composición química del suelo por fluorescencia de rayos X.

4.3.2 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN DEL SUELO Y CAUCHO

La **Tabla 4.17** presenta la caracterización geotécnica realizada en ambos materiales. El suelo estudiado se define como una arcilla de alta plasticidad (CH) según el Sistema de Clasificación de Suelos unificada (USCS). Los análisis químicos (medidas de sales solubles, contenido de carbonato de calcio y el contenido de materia orgánica) están de acuerdo con las pruebas mineralógicas presentados anteriormente.

Parámetros	Norma	Ud.	Suelo	Caucho
Granulometría	ASTM D6913			
Tamaño Máximo		mm	-	2.0
Grava, G (> 5000 μm)		%	0.0	0.0
Arena, S (80–5000 μm)		%	3.6	99.9
Finos, C+M (< 80 μm)		%	96.4	0.1
Gran. por Sedimentación	ASTM D7928			
Arcillas, C < 2 μm		%	47.2	-
Límites de Atterberg	ASTM D4318/ASTM D427			
Límite Líquido, W_L		-	52.2	-
Límite plástico, W_P		-	24.1	-
Índice Plasticidad, IP		-	28.1	-
Límite de Retracción, W_S		-	13.4	-
Clasificación, <i>USCS</i>	ASTM D2487	-	CH	-
Den. Rel. Partículas, G_S	ASTM D854	-	2.692	1.136
Absorción de Agua	ASTM C127	%	-	5.0
Contenido en Sales Solubles	ASTM D4542	%	0.6	-
Contenido en Carbonatos	ASTM D4373	%	68.4	-
Contenido en Materia Orgánica	ASTM D2974	%	0.2	-

Tabla 4.17. Resultados de ensayos de identificación del suelo y caucho.

4.3.3 EFECTO DEL CAUCHO EN LOS ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Los ensayos de compactación (**Figura 4.31**) muestran que la adición de caucho al suelo natural disminuye la densidad seca máxima, así como el contenido de humedad óptimo de compactación, siendo esta tendencia bastante lineal para ambos parámetros. La densidad tiende a disminuir en una proporción de alrededor de 1.25 kN/m^3 por cada incremento de 10% de caucho. Este resultado es similar a los observados previamente por otros autores (Edil & Bosscher, 1994). Es una consecuencia de la diferente densidad relativa de las partículas entre el suelo y el caucho (Higuera Seda et al., 2007). Del mismo modo, contenido de humedad óptimo también tiende a disminuir ligeramente a medida que aumenta el contenido de caucho, debido a la gran diferencia en la absorción de agua entre las partículas del suelo y del caucho.

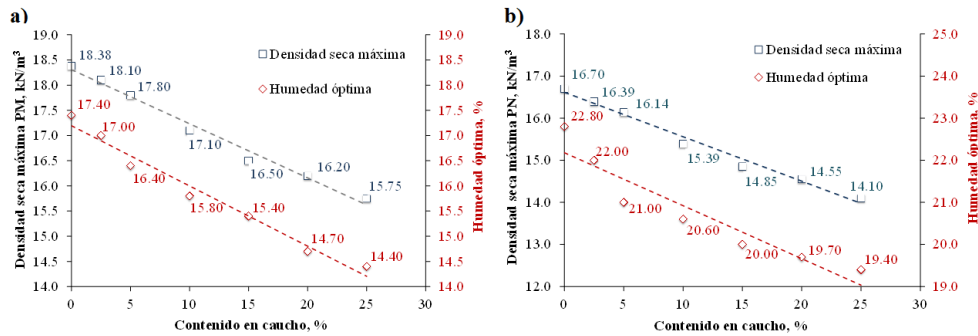


Figura 4.31. Ensayos de compactación: Densidad seca máxima y humedad óptima de compactación vs. Contenido en caucho: a) Proctor Normal; b) Proctor Modificado.

4.3.4 EFECTO DEL CAUCHO EN EL HINCHAMIENTO LIBRE

El suelo natural presenta un hinchamiento libre de 3.71% (**Figura 4.32a**), el cual es como consecuencia de la presencia de esmectita en la muestra. Dicho potencial de hinchamiento no es alto debido a la presencia de más de un 60% de minerales carbonatados. Según los datos de límite de retracción (W_s) del suelo (**Tabla 4.18**) junto con el Índice de Plasticidad (IP) de 28, el suelo se clasifica como de expansividad "media" (Morilla, 2012).

La adición de partículas de caucho al suelo es capaz de reducir parcialmente la expansividad del suelo vinculada a la hidratación de la esmectita, siendo esta tendencia tipo exponencial. Esto significa que la adición de una pequeña cantidad de partículas de caucho puede reducir significativamente la expansividad. Por lo tanto, con un contenido de caucho del 15% es capaz de reducir, en más del doble, el potencial de hinchamiento del suelo natural.

4.3.5 EFECTO DEL CAUCHO EN LA COMPRESIBILIDAD

La variación de la compresibilidad del suelo después de añadir partículas de caucho se puede analizar a través del índice de compresión, C_c , y el índice de hinchamiento, C_s , calculados a partir de los ensayos de consolidación unidimensional en el equipo edométrico. Para adiciones de partículas de caucho igual o inferior al 20% en peso, el C_c es casi constante (*Figura 4.32b*). Este aumenta drásticamente cuando el contenido de caucho se lleva más allá del 20%. Por otro lado, el C_s (que está relacionada con la recuperación elástica del suelo) aumenta gradualmente a lo largo con el contenido de caucho, con un comportamiento bastante lineal. En este caso, una adición de hasta 20% de caucho produce un incremento de aproximadamente 40% de dicho índice en comparación con el suelo natural. Los resultados están en conformidad con los encontrados en la literatura para las mezclas de suelo similares (Edil & Bosscher, 1994); (Tatlisoğlu et al., 1997); (Higuera Seda et al., 2007).

4.3.6 EFECTO DEL CAUCHO EN LA RESISTENCIA A CORTE

La adición de partículas de caucho afecta a la resistencia al corte del suelo bajo condiciones drenadas (*Figura 4.32c*). El ángulo de fricción efectivo aumenta junto con el contenido de caucho, con una tendencia bastante lineal. Por ejemplo, el ángulo de fricción medido en una mezcla de caucho-suelo 15% es casi 70% más grande que la medida en el suelo natural. Esto se debe a la alta fricción entre las partículas de caucho cuando se compara con las partículas del suelo (Edil & Bosscher, 1994). Como todos los ensayos se llevaron a cabo en probetas remoldeadas y compactadas, el suelo se comportó como un suelo normalmente consolidado y, en consecuencia, la cohesión era nula en todas las muestras ensayadas.

En la *Figura 4.33* se muestran los resultados de la resistencia al corte vs. desplazamiento horizontal, y la deformación vertical vs. desplazamiento horizontal, comparando el suelo natural con la mezcla de caucho-suelo del 15% en peso. Dichas gráficas confirman claramente la tendencia mencionada anteriormente y el incremento en la resistencia al corte experimentada por mezclas de caucho-suelo. Además, con la adición de caucho al suelo tienden a disminuir la compresibilidad, e incluso presentar una ligera dilatación negativa en comparación con la tendencia siempre creciente de compresibilidad observado en el suelo natural (Cetin et al., 2006).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

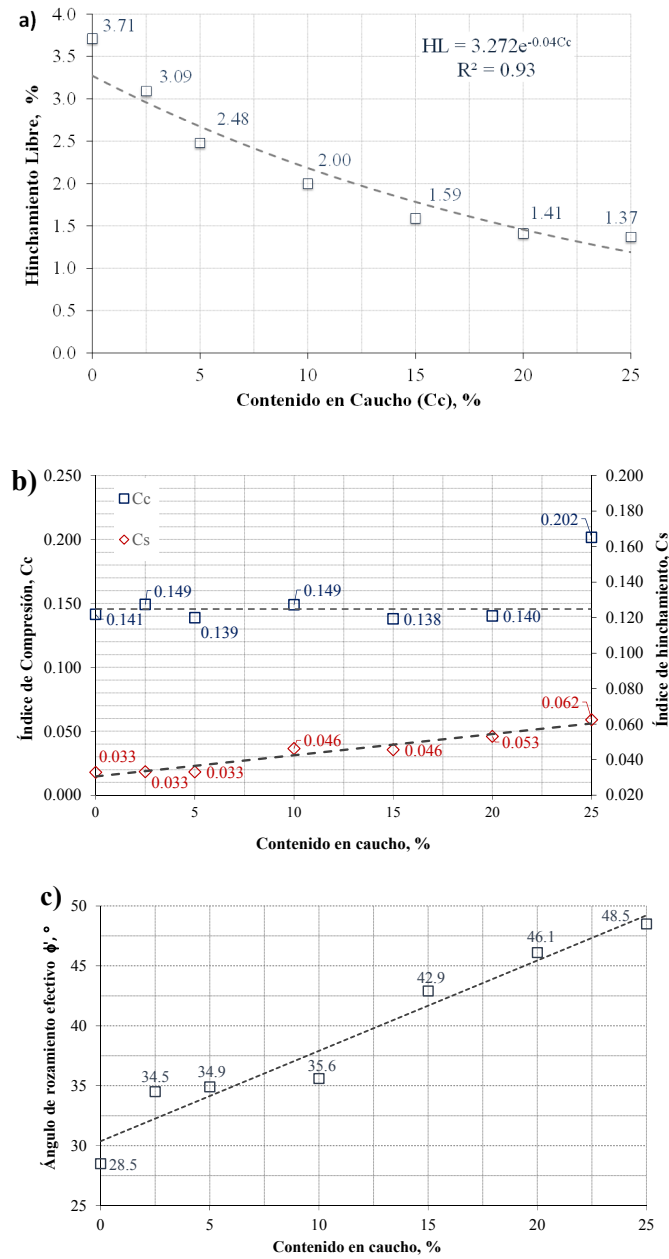


Figura 4.32. a) Potencial de hinchamiento vs. Contenido en caucho; b) Ensayo de consolidación unidimensional (Índice de Compresión, Cc, e Índice de hinchamiento, Cs, vs. Contenido en caucho); c) Ángulo de fricción efectivo vs. Contenido en caucho.

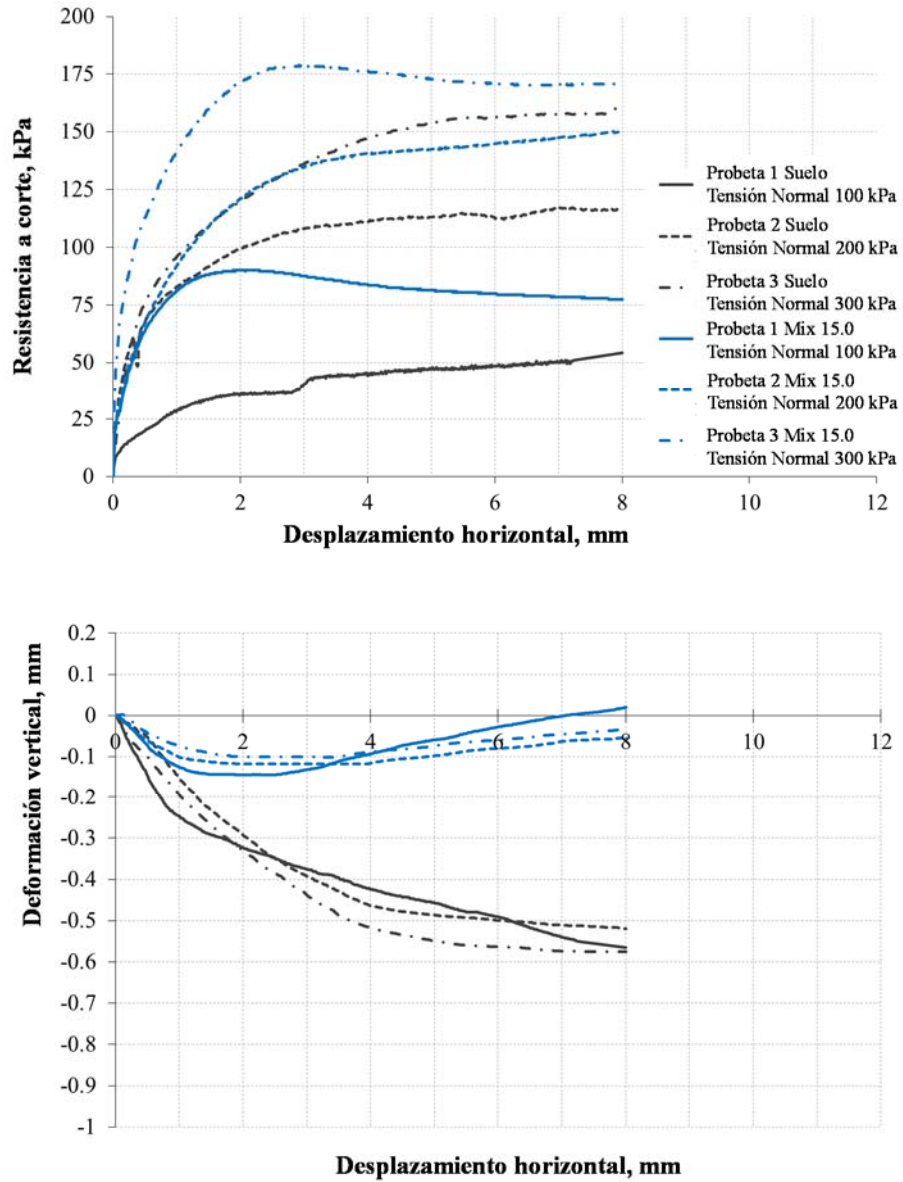


Figura 4.33. Resultados del ensayo de corte directo CD, del suelo natural comparado con la mezcla 15%: a) Resistencia a corte vs. Desplazamiento horizontal; b) Deformación Vertical vs. Desplazamiento horizontal.

4.3.7 EFECTO DEL CAUCHO EN LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN UCS

Como se muestra en la **Figura 4.34**, la resistencia a compresión simple es menor cuando se añaden partículas de caucho al suelo natural, pero las mezclas con un contenido de caucho menor que 5% muestran una UCS similar al suelo natural (Akbulut et al., 2007), pero cuando se añade un mayor contenido de caucho la UCS tiende a disminuir. Además, a pesar de que todas las mezclas muestran un pico máximo en la rotura, los picos tienden a atenuarse (menos pronunciados) con el contenido caucho. Por lo tanto, el UCS del suelo natural es 425 kPa, casi cuatro veces mayor que el valor obtenido para una mezcla de suelo-caucho de 25% en peso. Por el contrario, la deformación axial en la rotura (es decir, en el pico) aumenta con la adición de caucho. El suelo natural alcanza el máximo valor de resistencia a compresión simple con una deformación axial de 6.5%, apenas la mitad de la deformación experimentada por la mezcla de caucho-suelo 25% en peso.

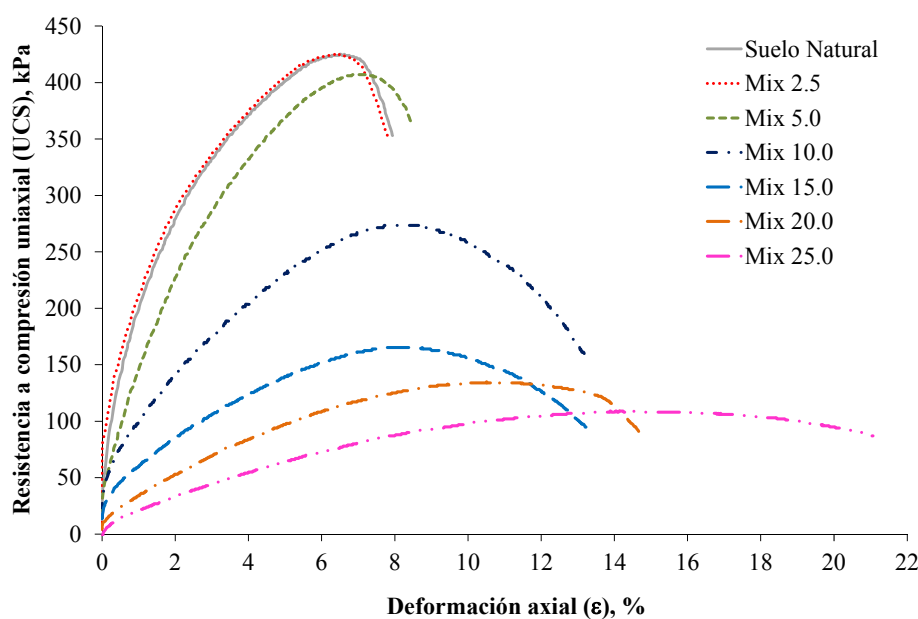


Figura 4.34. Ensayo de compresión simple (UCS): Resultados de UCS vs. Deformación axial.

4.4. DISCUSIÓN

4.4.1 MEZCLAS SUBBALASTO-CAUCHO

Como se ha mostrado en las investigaciones anteriores, la adición de partículas de caucho a un material granular tiende a disminuir la degradación de los materiales (una reducción en los valores de Los Ángeles y Micro-Deval), y esto permite el uso de materiales

granulares de naturaleza calcárea que no cumplan las especificaciones que se les exige a un subbalasto respecto a la resistencia a la fragmentación. Por tanto, desde el punto de vista de la resistencia a la fragmentación no hay limitación del contenido en caucho.

Sin embargo, cuando aumenta el contenido de caucho en la mezcla, se ha obtenido una capacidad de soporte inferior respecto a la muestra granular patrón, tanto en los ensayos de CBR como en los ensayos de placa de carga realizadas tanto en laboratorio como en el tramo experimental. A pesar de la clara tendencia de la reducción de la capacidad de soporte con el contenido en caucho, limitando el contenido en partículas de caucho al 2.5% en peso en la mezcla, se han obtenido valores de capacidad de soporte que cumplen con las exigencias del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de Materiales Ferroviarios para Subbalasto (PF-7, 2006).

Desde el punto de vista del comportamiento elástico de la mezcla y teniendo en cuenta los niveles bajos de tensiones que llegan a la capa de subbalasto, con un contenido de caucho del 2.5% en peso se garantiza que el módulo de resiliencia (M_r) estén dentro de los límites establecidos que se les exige a los materiales granulares tipo subbalasto, y además las deformaciones permanentes tras la aplicación de cargas cíclicas a largo plazo, no produzcan fallo por colapso.

En cuanto a atenuación de vibraciones, los resultados obtenidos muestran evidencia de que a una mayor cantidad caucho causará un aumento en el coeficiente de amortiguamiento (ξ). Por lo tanto, al menos para los porcentajes de caucho utilizados en este estudio (menos de 10% en peso), no existe una cantidad óptima de caucho en términos de capacidad de atenuación.

Como conclusión final, teniendo en cuenta la influencia del contenido de partículas de caucho en una muestra granular tipo subbalasto en cada uno de los parámetros analizados, se ha establecido como contenido óptimo de caucho el 2.5%, en peso.

4.4.2 MEZCLAS SUELO-CAUCHO

En esta Tesis Doctoral se ha iniciado un estudio de investigación paralelo con el fin de comprobar la influencia de las partículas de caucho en aquellas zonas de la infraestructura donde se utilicen suelos de grano fino, como es el caso de los núcleos de terraplenes.

El suelo objeto del estudio es un suelo margo-arcilloso perteneciente a "*Facies Tap*", caracterizado por presentar un moderado potencial de hinchamiento, no cumpliendo con las normas españolas (PG-3, 2002); (PGP-2008, 2008) en relación con el uso de materiales en los núcleos de terraplenes, tanto en carreteras como en vías férreas, respectivamente. De hecho, este parámetro se limita a un máximo de 3%. El suelo natural, mezclado con mínimo contenido de partículas de caucho de 3%, cumpliría con el umbral establecido, pasando a ser apto para su uso en núcleos de terraplén. Como esta cantidad de caucho es inferior a un 5%, los valores de resistencia a compresión uniaxial (UCS) de la mezcla de caucho-suelo se espera que sean ligeramente inferiores a la UCS de suelo natural (como se demuestra por los resultados experimentales), por lo que la adición de partículas de caucho al suelo no

debe ser el origen de nuevos problemas de inestabilidad. Del mismo modo, los problemas de estabilidad relacionados con estados drenados podrían calcularse sin ningún tipo de adición, ya que la resistencia al corte aumentaría con la adición de caucho (esto resulta contribuye a aumentar la seguridad).

Por último, con un contenido en caucho del 3% en peso, la mezcla suelo-caucho proporcionaría un grado de compresibilidad de similar magnitud a la del suelo natural, mientras que la recuperación elástica de los asientos causados por las cargas de tráfico se mejoraría ligeramente.

4.5. TRAMO EXPERIMENTAL REAL

4.5.1 ENSAYOS DE MATERIALES

4.5.1.1 Ensayos de recepción de materiales

En la **Tabla 4.18** se detallan los valores medios obtenidos de tres muestras de subbalasto tomadas en el tramo de pruebas, procedente de la Cantera de Manilva (Málaga). A la vista de los resultados, el material cumplió con los requerimientos establecidos por la normativa vigente para materiales tipo subbalasto (PF-7, 2006).

Parámetro	Valor Medio	PF-7
Tamaño máximo (mm)	16	–
% Finos 0.063 mm	6.6	3-9
Coef. Uniformidad, C_u	22.7	$C_u \geq 14$
Coef. Curvatura, C_c	1.6	$1 \leq C_c \leq 3$
Equivalente de Arena, SE	62	$SE > 45$
Límites de Atterberg	NP	NP
Desgaste Los Ángeles, LA	27	$LA < 28$
Micro-Deval, MD_H	15.3	$MD_H < 22$
Densidad seca máx. Proctor Modificado (g/cm^3)	2.222	–
Humedad óptima PM (W_{opt}) (%)	5.9	–
Coef. Permeabilidad, K (m/s)	6.7E-7	$K < 1E-6$
Materia Orgánica (%)	0.07	Exento

Tabla 4.18. Resultados de ensayos de subbalasto. Procedencia: Cantera de Manilva (Málaga).

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de las partículas de caucho tomadas una vez acopiadas en el tramo de pruebas se detallan en la **Tabla 4.19**. Dichos resultados son semejantes a los obtenidos en laboratorios de la planta de reciclaje Recuperaciones Emro (Albacete). La única diferencia es la divergencia entre los pesos específicos de las partículas de caucho, debido al tipo de fabricante del neumático.

Parámetro	Resultados
Coef. Uniformidad, C_u	3.0
Coef. Curvatura, C_c	2.9
Coef. Permeabilidad, K (m/s)	2.5E-5
Densidad rel. Partículas, G_s	1.112
Absorción (%)	3.20
Densidad seca máx. Proctor Modificado (g/cm^3)	0.525

Tabla 4.19. Resultados de ensayos de identificación de las partículas de caucho. Procedencia: Planta de reciclaje de neumáticos RMD Aznalcollar (Sevilla).

4.5.2 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN Y CAPACIDAD DE SOPORTE

4.5.2.1 Ensayos de compactación “In situ”

Los ensayos de compactación y control de la capacidad de soporte solo se pudieron realizar en la capa de forma, a lo largo de todo el tramo experimental. Todos estos ensayos fueron realizados por un laboratorio de control de calidad, inscrito en el Registro de Laboratorios de Ensayos de Control de Calidad de la Construcción por la Consejería de Fomento y Vivienda de Andalucía, contratado por la empresa constructora AZVI, S.A. para llevar el control de calidad de los materiales y puesta en obra durante la construcción del tramo experimental.

Los resultados de los ensayos de densidades in situ (ASTM D3017, 2001) (ASTM D2922, 2001) llevados a cabo en la capa de forma del tramo experimental se muestran en la **Tabla 4.20**. En esta tabla se indica el pk donde se han realizado el control de densidades, el número de capa (primera tongada y coronación), la densidad seca máxima Proctor Modificado de referencia y la humedad óptima de compactación, así como el grado de compactación alcanzado.

En el caso que nos ocupa, todos los resultados de densidades realizadas en la capa de coronación dan valores iguales o ligeramente superiores a los exigidos por (PGP-2008, 2008).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Pk (Capa)	Tramo	Densidad “In situ” (g/cm³)	Humedad “In situ” (%)	Densidad PM (g/cm³)	Humedad W_{opt} PM (%)	% Compac- tación
5+235 (1)	Subbalasto	1.86	15.0	1.88	13.9	99
5+255 (1)	Subbalasto	1.88	14.9	1.88	13.9	100
5+275 (1)	Sub_Mix 2.5	1.88	13.6	1.88	13.9	100
5+295 (1)	Sub_Mix 2.5	1.90	13.0	1.88	13.9	101
5+315 (1)	Sub_Mix 5.0	1.88	12.9	1.88	13.9	100
5+325 (1)	Sub_Mix 5.0	1.90	13.4	1.88	13.9	101
5+355 (1)	Subbalasto	1.89	14.0	1.88	13.9	101
5+375 (1)	Subbalasto	1.88	14.6	1.88	13.9	100
5+395 (1)	Subbalasto	1.89	14.2	1.88	13.9	101
5+415 (1)	Subbalasto	1.91	12.9	1.88	13.9	102
5+235 (C)	Subbalasto	1.91	13.2	1.90	14.7	101
5+255 (C)	Subbalasto	1.90	13.6	1.90	14.7	100
5+295 (C)	Sub_Mix 2.5	1.92	13.4	1.90	14.7	101
5+325 (C)	Sub_Mix 5.0	1.90	13.9	1.90	14.7	100
5+375 (C)	Subbalasto	1.91	14.1	1.90	14.7	101
5+415 (C)	Subbalasto	1.92	13.8	1.90	14.7	101

Tabla 4.20. Resultados de ensayos realizados en el tramo experimental en la capa de forma.

4.5.2.2 Ensayos de capacidad de soporte.

La capacidad de soporte se ha medido mediante el ensayo de placa de carga estática (BS 1377-9, 1990) en el pk 5+355 en la coronación de la capa de forma. El valor de módulo de compresibilidad del segundo ciclo (E_{v2}) fue de 91.8 MPa, muy superior a los 60 MPa exigido como aceptación de la capa de forma, y con una relación de módulos de 2.22 en el límite de lo permitido (PGP-2008, 2008).

4.5.3 ENSAYOS DE VIBRACIONES

En primer lugar, se realizó un análisis de las mediciones de aceleración de cada uno de los acelerómetros, que consistió en obtener los picos máximos y mínimos de aceleración, y se comparó los valores obtenidos en los tramos con adición de caucho con respecto a los tramos de subbalasto patrón. Para ello, fue necesario realizar un acondicionamiento de la señal de los datos de aceleración mediante una función de transferencia de paso alto de 5 Hz tipo Butterworth, con el objetivo de obtener unos acelerogramas más claros.

En la **Tabla 4.21** se muestran los valores de pico máximo y mínimos de aceleración, junto con su valor promedio de cada uno de los acelerómetros y para cada una de los tramos auscultados. Centrándonos en los resultados obtenidos de los acelerómetros colocados en el balasto, se observó que los valores medios de aceleración disminuyeron conforme aumenta el contenido en caucho, tanto en el acelerómetro situado junto al andén (S2) como el situado entre vías (S3). En la **Figura 4.35** y **Figura 4.36** se muestran los acelerogramas de los registros que están más cercanos de los valores promedios obtenidos, y se observa claramente la atenuación de las aceleraciones medidas en los tramos construidos con mezcla subbalasto-granulado de caucho (NFU's).

En el acelerómetro situado en el balasto junto al andén (S2), se observó una atenuación de los picos máximos de aceleración, en términos de índice de continuidad (CI%), de un valor de 79% en el tramo 2 Sub_Mix 2.5, y de un 86% en el tramo 3 Sub_Mix 5.0, ambos respecto a la media de los tramos 1 y 4 de balasto patrón. La atenuación se incrementó en el acelerómetro S3 (situado entre vías), con valores de CI del orden de 68% para el tramo 2 (Sub_Mix 2.5) y 45% para el tramo 3 (Sub_Mix 5.0) (**Figura 4.37**). Esta variación de valores de atenuación es debido a que el acelerómetro situado junto al andén está situado más cerca de la fuente de emisión de vibraciones, y además dada su proximidad al andén, se puede haber producido reflexiones que distorsionan los resultados.

En la **Figura 4.38** se ha comparado la señal de aceleración del sensor S2 (balasto junto al andén) frente a la señal de aceleración del sensor S3 (balasto entre vías) en los tramos 1, 2 y 3. Los acelerogramas confirman que los resultados son correctos y coherentes, ya que los picos de aceleración disminuyen conforme aumenta la distancia a la fuente de emisión de vibraciones.

En el dominio de la frecuencia, después de realizar la transformada rápida de Fourier (FFT) a aquellos registros más cercanos a los valores medios de picos de aceleración, se ha observado en los espectros una concentración de la energía en bandas más estrechas en aquellos tramos con mezclas de subbalasto y caucho. Además se ha observado un desplazamiento de la frecuencia hacia la izquierda conforme aumenta el contenido en caucho en la mezcla, es decir, la frecuencia de resonancia disminuye conforme se aumenta el contenido en caucho en el subbalasto. En ambos acelerómetros S2 y S3 situados en el balasto, las frecuencias de resonancia (f_0) obtenidas son similares. En el tramo 1 (Sub_ref): 50-58 Hz, en el tramo 2 (Sub_Mix 2.5): 46 Hz en ambos sensores, y en el tramo 3 (Sub_Mix 5.0): 40-41 Hz. (ver **Figura 4.39** y **Figura 4.40**).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

Tramo 1: Subbalasto_Ref

Hora	S0: carril		S1: traviesa		S2: balasto andén		S3: bal. entrevista	
	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín
11:00	12.000	-29.000	2.086	-2.900	0.345	-0.235	0.210	-0.217
11:02	4.149	-7.512	2.039	-2.869	0.323	-0.281	0.216	-0.149
11:03	25.000	-30.062	3.822	-5.430	0.301	-0.254	0.130	-0.111
11:05	7.321	-4.509	3.260	-2.614	0.261	-0.257	0.159	-0.152
11:06	40.000	-25.000	5.500	-4.400	0.272	-0.224	0.235	-0.231
11:07	24.000	-27.500	4.422	-3.621	0.310	-0.345	0.208	-0.227
11:09	22.000	-29.000	5.000	-6.000	0.225	-0.175	0.203	-0.210
11:10	20.000	-22.000	1.233	-2.832	0.260	-0.276	0.214	-0.232
11:11	11.000	-29.000	7.561	-6.977	0.206	-0.195	0.217	-0.218
11:12	29.000	-29.000	2.334	-3.061	0.245	-0.266	0.222	-0.217
11:14	10.000	-30.146	7.500	-9.900	0.279	-0.186	0.222	-0.230
11:15	29.000	-29.000	1.835	-3.043	0.238	-0.280	0.214	-0.228
Valor Medio	19.456	-24.311	3.883	-4.471	0.272	-0.248	0.204	-0.202

Tramo 2: Sub_Mix 2.5

Hora	S0: carril		S1: traviesa		S2: balasto andén		S3: bal. entrevista	
	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín
11:44	13.000	-22.000	1.331	-1.400	0.119	-0.106	0.116	-0.991
11:45	12.500	-11.000	1.009	-1.509	0.143	-0.113	0.115	-0.103
11:46	20.000	-27.000	2.176	-2.000	0.178	-0.158	0.100	-0.070
11:47	17.000	-14.000	1.300	-1.900	0.197	-0.137	0.124	-0.109
11:49	26.000	-16.000	7.000	-7.000	0.244	-0.201	0.120	-0.078
11:50	22.000	-20.000	3.127	-3.000	0.217	-0.180	0.131	-0.111
11:51	22.000	-16.000	4.500	-4.000	0.288	-0.190	0.126	-0.108
11:53	21.000	-23.000	6.000	-7.000	0.307	-0.111	0.122	-0.094
11:55	18.233	-19.000	4.724	-7.000	0.293	-0.178	0.129	-0.107
11:56	30.000	-22.000	7.000	-7.000	0.243	-0.225	0.077	-0.099
11:57	30.000	-28.000	5.272	-7.000	0.352	-0.217	0.089	-0.095
11:58	23.000	-23.000	7.000	-7.000	0.244	-0.229	0.082	-0.100
Valor Medio	21.228	-20.083	4.203	-4.651	0.235	-0.170	0.111	-0.172

Tramo 3: Sub_Mix 5.0

Hora	S0 carril		S1: traviesa		S2: balasto andén		S3: bal. entrevía	
	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín
12:21	11.750	-11.700	0.620	-0.640	0.217	-0.244	0.082	-0.083
12:23	16.000	-26.000	0.640	0.610	0.226	-0.173	0.083	-0.081
12:24	9.800	-9.800	0.620	-0.620	0.228	-0.219	0.084	-0.082
12:26	25.000	-28.000	0.650	-0.650	0.226	-0.204	0.083	-0.075
12:27	12.500	-12.500	0.620	-0.650	0.263	-0.186	0.084	-0.087
12:28	6.000	-12.000	0.640	-0.820	0.230	-0.175	0.087	-0.082
12:29	12.000	-12.500	6.000	-6.000	0.229	-0.237	0.103	-0.107
12:31	5.200	-5.200	6.200	-6.200	0.227	-0.221	0.101	-0.091
12:33	4.200	-15.000	11.000	-10.200	0.242	-0.232	0.096	-0.084
12:35	10.200	-10.200	10.200	-10.200	0.216	-0.231	0.103	-0.107
12:37	9.800	-10.200	10.200	-9.800	0.222	-0.238	0.096	-0.105
12:38	10.000	-10.000	10.000	-10.000	0.228	-0.223	0.099	-0.094
Valor Medio	11.038	-13.592	4.783	-4.598	0.230	-0.215	0.092	-0.090

Tramo 4: Subbalasto_Ref2

Hora	S0 carril		S1: traviesa		S2: balasto andén		S3: bal. entrevía	
	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín	Pico máx.	Pico mín
12:57	1.252	-1.927	1.132	-1.977	0.234	-0.164	--	--
12:58	8.109	-12.347	8.025	-10.000	0.340	-0.315	--	--
12:59	16.776	-18.194	10.000	-10.000	0.368	-0.244	--	--
13:00	18.661	-24.916	10.000	-10.000	0.337	-0.296	--	--
Valor Medio	11.199	-14.346	7.289	-7.994	0.320	-0.255	--	--

Tabla 4.21. Valores de picos máximos y mínimos de aceleración (m/s²).

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

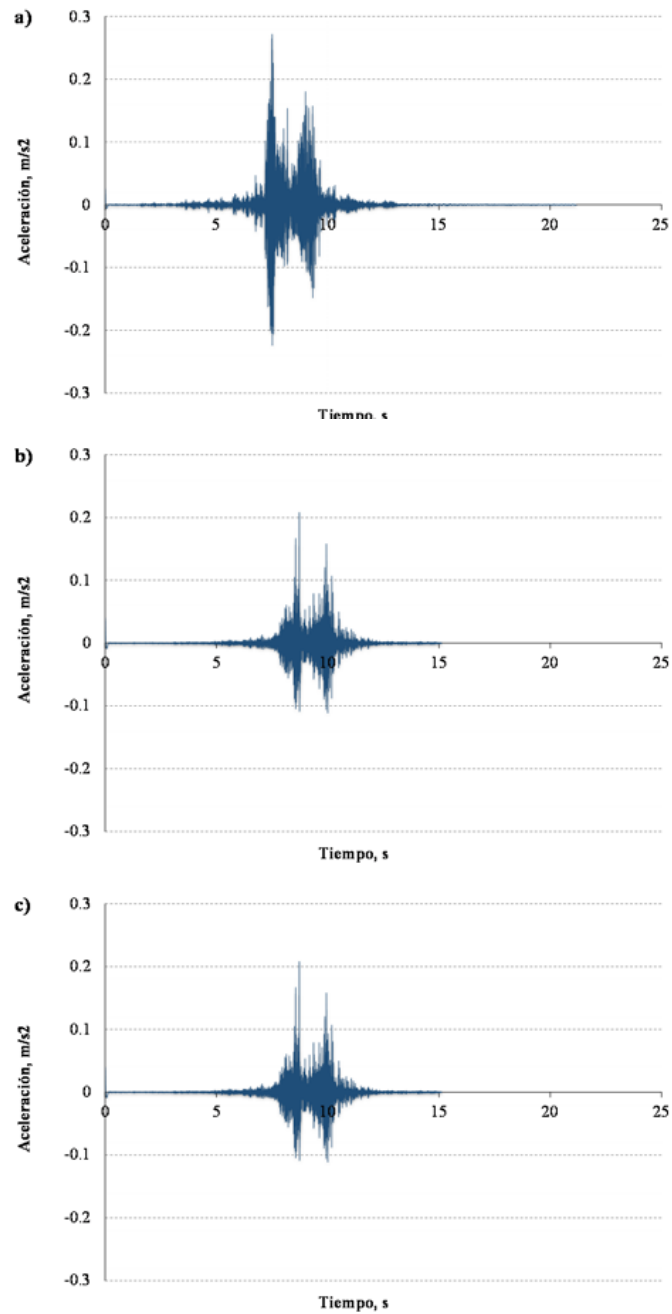


Figura 4.35. Señal de aceleración del sensor S2: balasto junto andén **a)** Tramo 1: Sub_ref **b)** Tramo 2: Sub_Mix 2.5 **c)** Tramo 3: Sub_Mix 5.0.

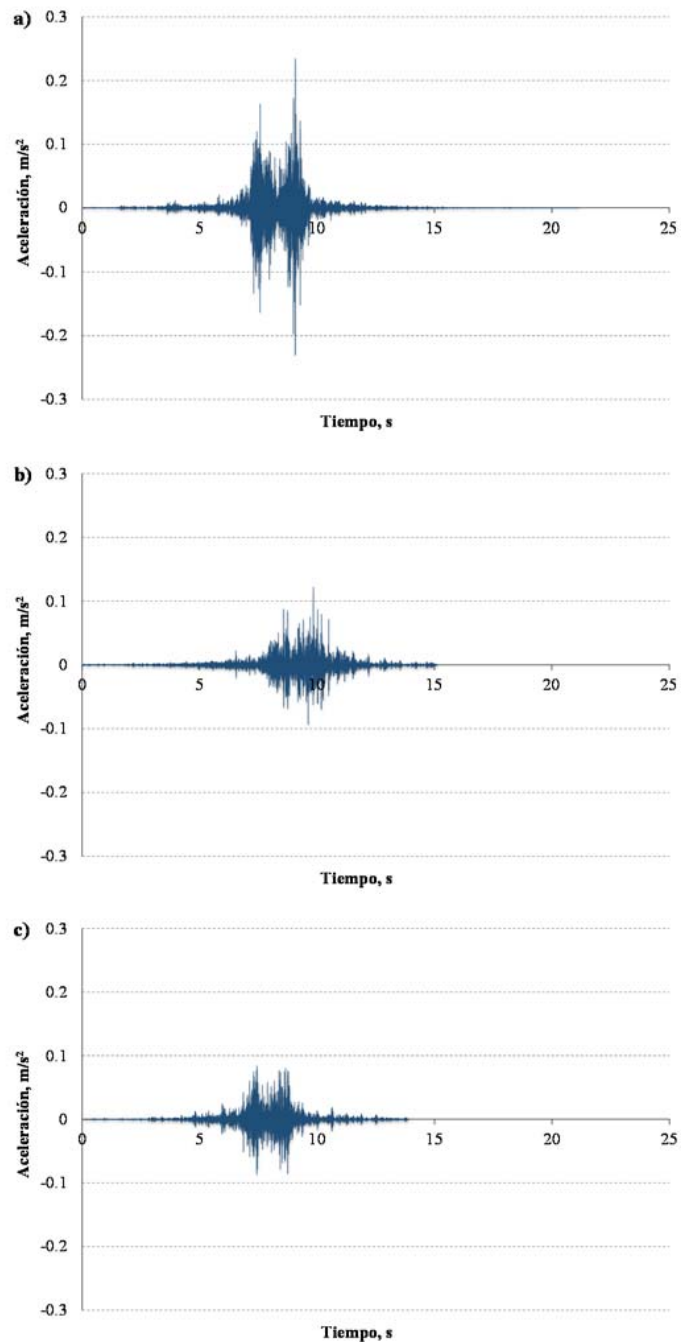


Figura 4.36. Señal de aceleración del sensor S3: balasto entrevías **a)** Tramo 1: Sub_ref **b)** Tramo 2: Sub_Mix 2.5 **c)** Tramo 3: Sub_Mix 5.0.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

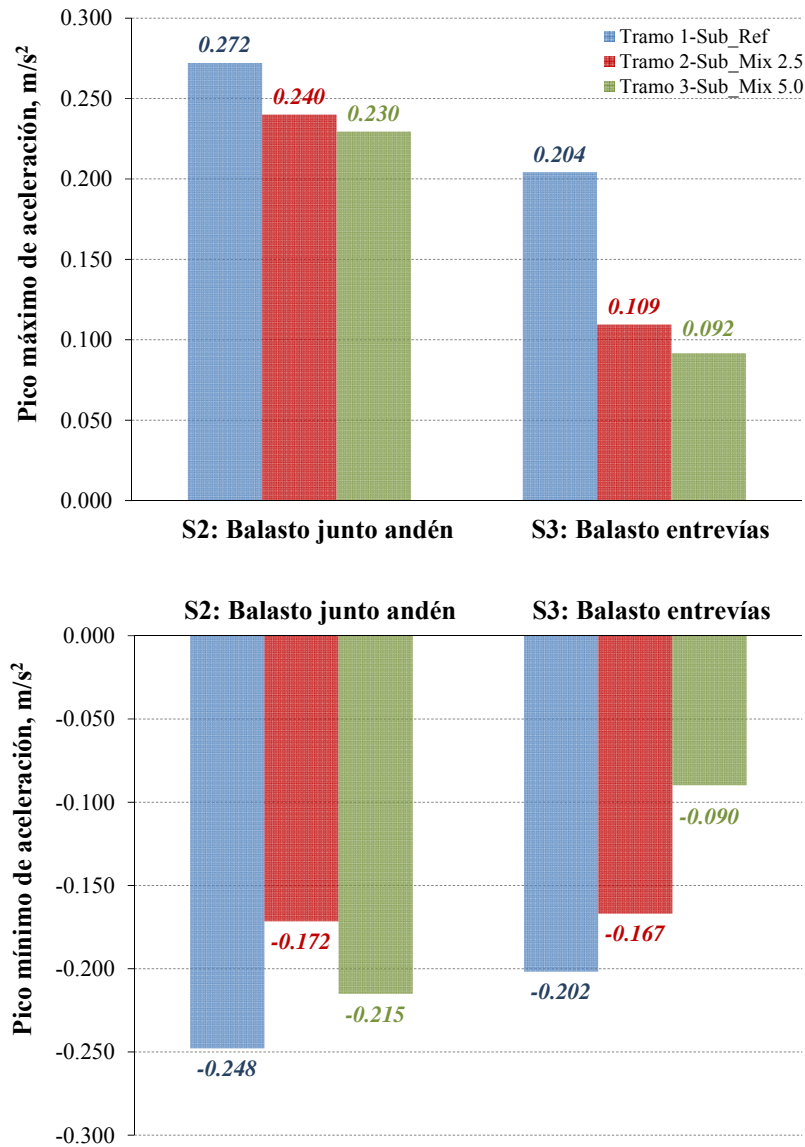


Figura 4.37. Valores medios de picos máximos y mínimos de los sensores S2: balasto junto andén y S3: balasto entrevías, en los tramos 1,2 y 3.

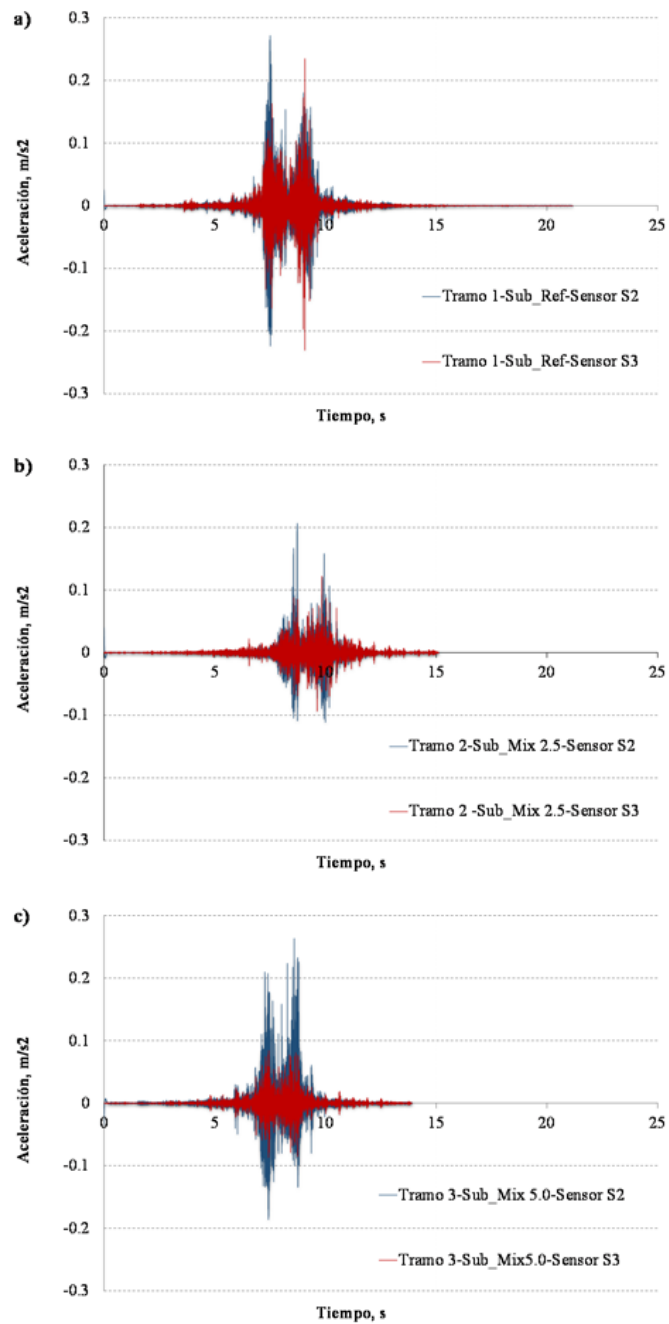


Figura 4.38. Comparación de la señal de aceleración del sensor S2: balasto en andén vs. S3: balasto entrevías **a)** Tramo 1: Sub_ref **b)** Tramo 2: Sub_Mix 2.5 **c)** Tramo 3: Sub_Mix 5.0.

Aplicación al estudio de la respuesta mecánica de la capa de subbalasto de vías ferroviarias formado por una mezcla no bituminosa de material granular y partículas procedentes de neumáticos fuera de uso.

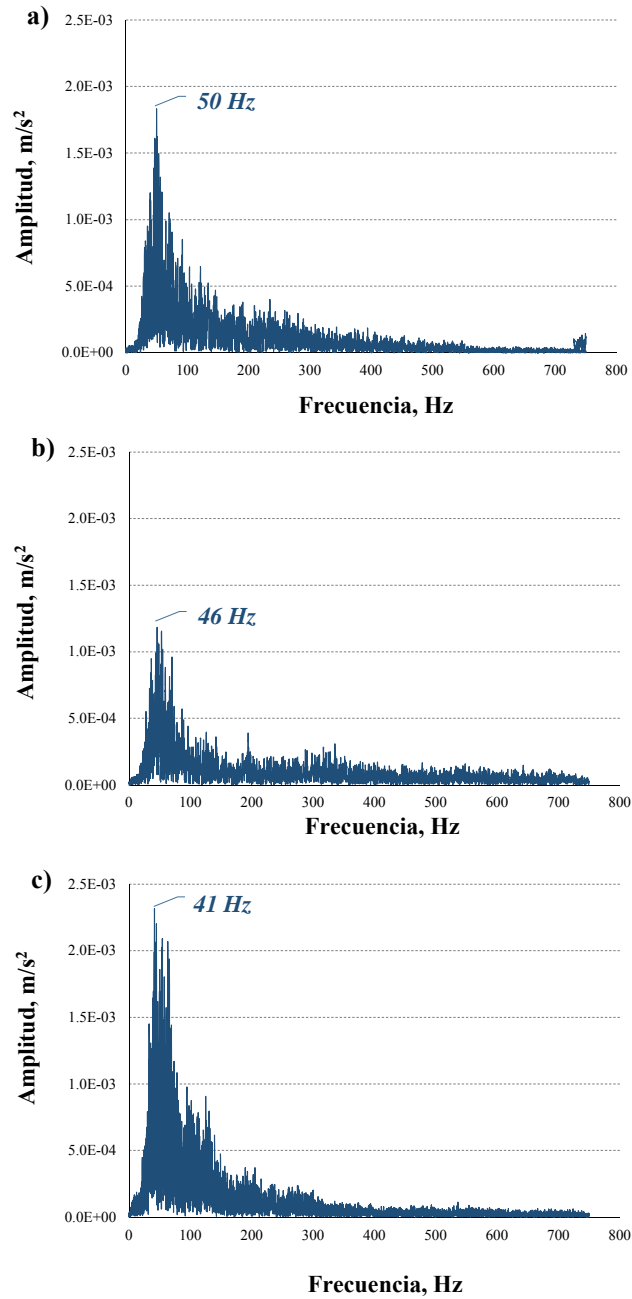


Figura 4.39. Espectros de frecuencias FFT del S2: balasto andén a) Tramo 1:Sub_ref
b) Tramo 2: Sub_Mix 2.5 c) Tramo 3: Sub_Mix 5.0

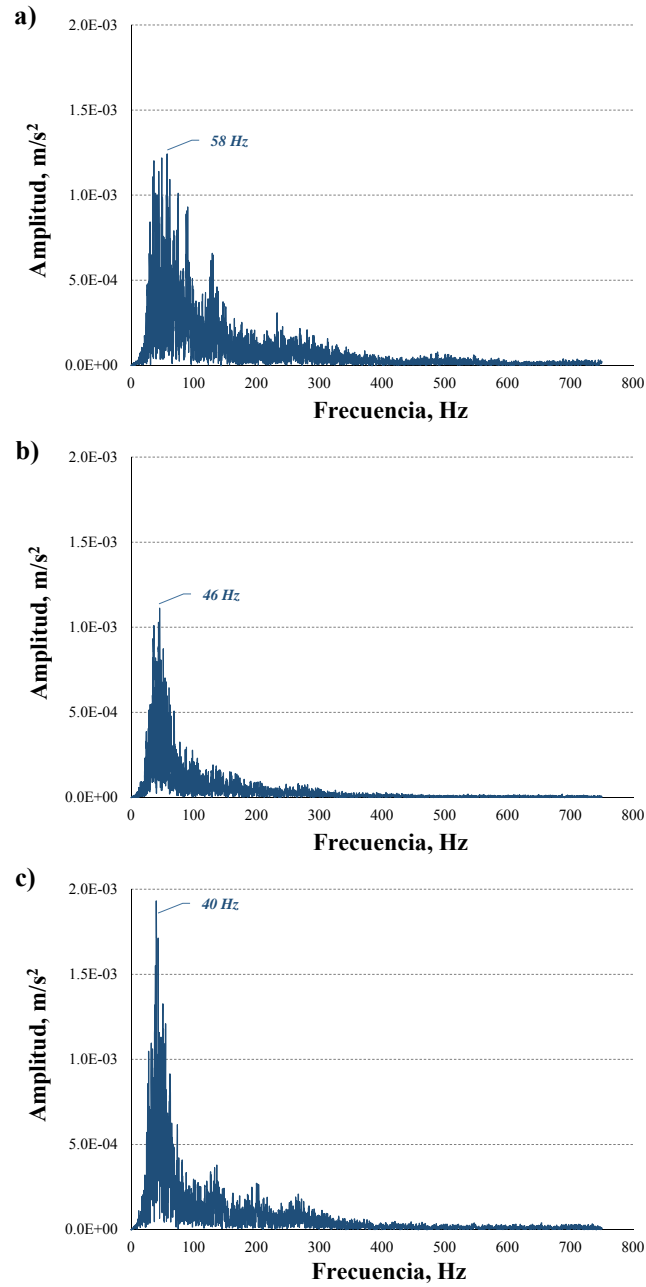


Figura 4.40. Espectros de frecuencias FFT del S3: balasto entrevías **a)** Tramo 1: Sub_ref **b)** Tramo 2: Sub_Mix 2.5 **c)** Tramo 3: Sub_Mix 5.0.

4.5.4 DISCUSIÓN

Los acelerogramas registrados en el tramo experimental real construido en Algeciras muestran una clara reducción de los picos de aceleración con el contenido de caucho, al igual que los ensayos realizados en laboratorio como en el tramo de pruebas construido en la UPV. Curiosamente, la atenuación de los picos de aceleración en términos de índice de continuidad (CI) en las mezclas Sub_Mix 2.5 y Sub_Mix 5.0 de ambos tramos experimentales es del mismo orden de magnitud, para la configuración de sensores más alejados de la fuente de emisión de vibraciones (*Tabla 4.22*).

Tramo	CI (%)	CI (%)
	Tramo de Pruebas UPV (1 m distancia de la fuente)	Tramo Experimental Algeciras (Sensor S3)
Sub_Mix 2.5	71	79
Sub_Mix 5.0	46	45

Tabla 4.22. Valores de índice de continuidad (CI) de los tramos experimentales.

En el dominio de la frecuencia, los espectros obtenidos en ambos tramos experimentales muestran una concentración de la energía en bandas más estrechas en aquellos tramos construidos con mezclas de subbalasto y caucho. Asimismo, los valores frecuencia de resonancia (f_0) se reduce claramente con la adición de caucho, y además dichos valores se encuentran dentro de la banda de frecuencia usual medidos en estudios previos (Martínez et al., 2013).

REFERENCIAS

Akbulut, S., Arasan, S., & Kalkan, E. (2007). Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers. *Applied Clay Science*, 38, 23-32. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2007.02.001>.

Araya, A., Huurman, M., Molenaar, A., & Houben, L. (2012). Investigation of the resilient behavior of granular base materials with simple test apparatus. *Materials and Structures*, 45, 695–705.

ASTM C127 (2012). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C131 (2006). Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C215 (2002). Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C702 (2003). Historical Standard: Practice Regulations to Reduce Aggregate Samples to Trial Size. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1241 (2007). Standard Specification For Materials For Soil-Aggregate Sub-base, Base, And Surface Courses. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1557 (2012). Standard Test Methods For Laboratory Compaction Characteristics Of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1883 (2005). Standard Test Method For CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2419 (2009). Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2435/D2435M (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2487 (2011). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2922 (2001). Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2974 (2013). Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and other Organic Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3017 (2001). Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3080/D3080M (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D427 (2004). Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4318 (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4373 (2014). Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4542 (2007). Standard Test Method for Pore Water Extraction and Determination of the Soluble Salt Content of Soils by Refractometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4546 (2014). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4694 (2009). Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4959 (2007). Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Direct Heating. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5084 (2010). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Method B and C. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5821 (2006). Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6270 (1998). Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6913 (2009). Standard Test Methods for Particle Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6928 (2010). Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D698 (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7181 (2011). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D75/D75M (2009). Standard Practice for Sampling Aggregates. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7760 (2012). Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Tire Derived Aggregates Using a Rigid Wall Permeameter. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM D7928 (2016). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D854 (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM E2835 (2011). Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTMD2166/D2166M (2013). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

Brown SF, & Pappin JW. (1985). Analysis of pavements with granular bases. Transportation Research Record-TRB, 1022, 52–59.

BS 1377-5 (1990). Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Compressibility, Permeability and Durability Tests . British Standards Institution. London (UK).

BS 1377-9 (1990). Methods for Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests: Determination of the Vertical Deformation and Strength Characteristics of Soil by the Plate Loading. British Standards Institution. London (UK).

Cecich V, Gonzales L, Hoisaeter A, Williams J, & Reddy K. (1996). Use of shredded tires as lightweight backfill material for retaining structures. Waste Management & Research, 14, 433-451. doi: <http://dx.doi.org/10.1006/wmre.1996.0043>.

CEDEX (2013). Catálogo de residuos utilizables en construcción. Madrid, Spain: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Recuperado el 18 de Octubre de 2016, de <http://www.cedexmateriales.es/2/catalogo-de-residuos/>.

Cetin H, Fener M, & Gunaydin O. (2006). Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Engineering Geology*, 88, 110-120. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.002>.

Chopra AK. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey (USA), (2012).

Edil TB, & Bosscher PJ. (1994). Engineering properties of tire chips and soil mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, 17, 453-464. doi: <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ10306J>.

Feng ZY, & Sutter KG. (2000). Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, 23, 338-344. doi: <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ11055J>.

Fortunato E, Paixao A, & Fontul S. (2012). Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer. (Miura et al., Ed.) *Advances in Transportation Geotechnics 2*, 522–527. doi:10.1201/b12754-77.

German Railways NGT 39 (1997). Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau. (Directions of application of light drop-weight tester in railways). Germany.

Gudishala R. (2004). Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results. PhD thesis, Sri Krishnadevaraya University, Anantapur (India).

Hataf N, & Rahimi MM. (2006). Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds. *Construction and Building Materials*, 20, 910–916.

Higuera Seda J, Lee JC, & Carraro JAH. (2007). Beneficial Use of Waste Tire Rubber for Swelling Potential Mitigation in Expansive Soils. *American Society of Civil Engineers (ASCE)-Geotechnical Special Publication 172*. doi: [http://dx.doi.org/10.1061/40916\(235\)5](http://dx.doi.org/10.1061/40916(235)5).

ISO 2631-2. (2003). Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Vibration in buildings (1 to 80 Hz). International Organization for Standardization (ISO), Vernier, Geneva, Switzerland.

Martínez P, Villalba I, & Insa R. (2013). Monitoring and analysis of vibration transmission for various track typologies. A case study. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* (24), 98-109.

Mohammad LN, Puppala A, & Alavalli P. (1999). Effect of strain measurements on resilient modulus of granular soils. *Dynamic Geotechnical Testing, Second Volume, ASTM STP 1213*, 202–221.

Morilla I. (2012). *Interpretación de los Ensayos Geotécnicos en Suelos (Soil Tests Geotechnical Interpretation)*. Garceta, Madrid, Spain.

- National Cooperative Highway Research Program (2004). Research results digest. Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. Recuperado el 01 de April de 2014, de http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rrd_285.pdf.
- NLT-357 (1998). Ensayo de Carga con Placa (Load Plate Test). Centro de Experimentación de España (CEDEX). Madrid (Spain).
- Peña M. (2003). Tramos de ensayo de vía en placa en la línea del corredor del Mediterráneo para su explotación a alta velocidad (Slab track test sites in the Mediterranean Corridor for high speed use). *Revista de Obras Públicas* (3431), 57-68.
- PF-7 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast. *Boletín Oficial del Estado*, 103, 16891-16909.
- PG-3 (2002). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes relativos a la construcción de explanaciones, drenajes y cimentaciones. (Technical Specifications for Road and Bridges Projects). Orden FOM/1382/02 Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain.
- PGP-2008 (2008). Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008). (Ministerio de Fomento. Gobierno de España, Ed.) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).
- Rada G, & Witzak MW. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient modulus results for granular materials. *Transportation Research Record* 810 (págs. 23-33). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., USA.
- San Martín I. (2009). Caracterización de neumáticos fuera de uso troceados para su reciclado en obra civil. Projecte Final de Màster Oficial. Màster Universitari en Enginyeria del Terreny i Enginyeria Sísmica. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, Spain. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2099.1/7524>.
- Santamarina JC, Klein KA, & Fam MA. (2001). *Soils and Waves. Particulate Materials. Behavior, Characterization and Process Monitoring*. John Wiley & Sons Ltd., Baffins Lane, Chichester, U.K.
- Santiago E, García JL, & González P. (2010). Comparación de diferentes métodos de control de compactación del subbalasto (Comparison of different sub-ballast compaction control methods). Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Laboratorio de Geotecnia, Madrid, Spain.
- Seyman E. (2003). Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools. MSc Thesis, Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA.

Speir RH, & Witczak MW. (1996). Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers. *Transportation Research Record*, 1547, 96-106. doi: <http://dx.doi.org/10.3141/1547-14>.

Tatlisoz N, Benson CH, & Edil TB. (1997). Effect of fines on mechanical properties of soil-tire chip mixtures. (Wasemiller MA, & Hoddinott KB, Edits.) *Testing soil mixed with waste or recycled materials*. ASTM Special Technical Publication 1275, American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.

UIC Code 719R (2008). *Earthworks and Track-Bed Layers for Railway Lines*. International Union of Railways, Paris, France.

UNE 103103 (1994). Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (Determination of the liquid limit of a soil by the Casagrande apparatus method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103104 (1993). Determinación del límite plástico de un suelo (Test for plastic limit of a soil). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103204 (1993). Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (Organic matter content of a soil by the potassium permanganate method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103501 (1994). Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado (Geotechnical compaction test. Modified Proctor). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103807-2 (2008). Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa dinámica. Parte 2: Placa rígida, diámetro $2r=300$ mm, Método 2 (Plate loading test of soils by means of dynamic plate. Part 2: Rigid plate, diameter $2r=300$ mm, Method 2). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-1 (1997). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 1: Determinación de la resistencia al desgaste (Micro-Deval). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-2 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-3 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 3: Determinación de la densidad aparente y la porosidad. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 13286-7 (2008). Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 7: Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 14146 (2004). Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del módulo de elasticidad dinámico (con la medida de la frecuencia de resonancia fundamental). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 29052-1 (1994). Acústica. Determinación de la rigidez dinámica. Parte 1: materiales utilizados bajo suelos flotantes en viviendas. (ISO 9052-1.1989). (Versión oficial EN 29052-1:1992). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 933-1 (1998). Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

Weingart W. (1993). Einbaukontrolle mit dem Leichten Fallgewichtsgerät auf Tragschichten ohne Bindemittel – Arbeitsweise des Prüfgerätes, Erfahrungen bei seinem Einsatz. (Control of unbound granular materials layers by the Light Drop-Weight Tester-Testing and experience). Mineralstofftagung - Conference on Minerals, Nuremberg, Germany (In German).

Werkmeister S, Dawson AR, & Wellner F. (2005). Permanent deformation behaviour of granular materials. *Road Materials and Pavement Design*, 6, 31-51. doi: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2005.9689998>.

Capítulo 5

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1. CONCLUSIONES

A partir de los resultados discutidos en el capítulo anterior, de este trabajo de investigación pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- a) *Resistencia a la fragmentación*: la adición de partículas de caucho a un material granular tipo subbalasto aumenta la resistencia a la degradación y abrasión de la mezcla resultante (Los Ángeles y Micro-Deval, respectivamente). Sin embargo, estos procedimientos estándar pueden no ser completamente aptos para el tipo de mezclas estudiadas de áridos-caucho sin ningún tipo de ligante.
- b) *Capacidad de Soporte. Índice CBR*: la densidad y capacidad de soporte se reducen con el contenido en caucho, pero el índice CBR obtenido es de más de 20 (que es un mínimo habitual para este tipo de material) a menos que la adición de caucho es igual a 10% del peso total. De todos estos resultados se puede concluir que la adición de un pequeño porcentaje de caucho a un agregado mineral grueso puede mejorar el material en términos de resistencia a la degradación mientras que mantiene su capacidad de soporte y el módulo elástico en niveles aceptables. Con el fin de garantizar ese equilibrio, se deben añadir partículas de caucho en una proporción inferior al 5% en peso. De esta manera, los materiales de otro modo no válidos para su uso como subbalasto en plataformas ferroviarias pueden potenciarse y utilizarse sin dejar de cumplir todos los requisitos establecidos en el Reglamento. Esto puede traer una ventaja económica en términos de reducción de costes, ya que no habría

necesidad de disponer del material previamente inaceptable y obtener un suelo mejor y más caro. Por otra parte, la generalización de este uso de partículas de caucho permitirá que el reciclaje de grandes cantidades de neumáticos de desecho, cuya acumulación representa un ambiental amenaza para las sociedades modernas.

- c) *Módulo de Resiliencia (Mr)*: el módulo resiliente (Mr) obtenido a partir del ensayo triaxial de carga cíclica también muestra la misma tendencia. Cuanto mayor es el contenido de caucho, menor es el módulo obtenido. Esta diferencia es más evidente para niveles de tensiones entre 50 y 100 kPa, que son las tensiones típicas que soportan las capas de subbalasto. En cualquier caso, se encontró que el contenido de caucho debe ser limitado a menos de 5% (en peso) con el fin de garantizar la suficiente capacidad de soporte y el módulo resiliente.
- d) *Resistencia a esfuerzo cortante*: la adición de caucho dentro del rango considerado (<10% en peso) no altera los parámetros resistentes del material granular en los ensayos de resistencia al corte, realizados tanto en corte directo como en condiciones triaxiales. Sin embargo, las mezclas requieren más deformación para alcanzar el máximo esfuerzo cortante.

En este trabajo se ha evaluado la capacidad de soporte a corto y largo plazo en mezclas de material granular con partículas de caucho procedente de NFU's para ser utilizado como capa de subbalasto en vías ferroviarias. Se prepararon cuatro mezclas con contenidos de caucho diferentes, 1, 2.5, 5 y 10%, en peso. Estas mezclas, junto con un material granular sin mezclar utilizado como muestra patrón, se sometieron a una serie de ensayos de placa de carga en el laboratorio, así como una prueba triaxial cíclico y de permeabilidad. Las muestras se analizaron con 2 configuraciones. La primera consistió en realizar ensayos de placa de carga para obtener el módulo de compresibilidad estática E_{v1} y E_{v2} . En la segunda se realizó un ensayo de placa de carga dinámica en laboratorio, seguido de un ensayo de placa de carga estática para evaluar las variaciones en los módulos antes mencionados después de la compactación dinámica. Además, se llevaron a cabo ensayos de placa de carga en una plataforma experimental para la comparación con los resultados de laboratorio. Una serie de conclusiones se pueden extraer de los resultados:

- e) *Compactación*: la adición de partículas de caucho al subbalasto reduce la densidad seca; mientras que el contenido óptimo de humedad se mantiene relativamente constante (sólo se observaron pequeñas variaciones entre las mezclas). Por otra parte, la adición de caucho aumenta tanto la deformación permanente y resiliente. Todas las mezclas estudiadas han experimentado una mayor post-compactación y un colapso progresivo durante los primeros 100,000 ciclos de carga, así como un aumento de la post-compactación con el contenido en caucho. Sin embargo, la deformación permanente se estabilizó después de 100,000 ciclos y se mantuvo prácticamente constante durante 2.5 millones de ciclos, lo que equivale a unos 20 años de vida en condiciones normales de tráfico. Ninguna de las mezclas mostró signos de fluencia plástica progresiva.

- f) *Placas de carga*: Teniendo en cuenta los resultados en términos de capacidad de soporte y los criterios requeridos para los materiales tipo subbalasto, mezclas hasta un 2.5% de partículas de caucho (en peso) cumple con los requisitos de la normativa y pliegos vigentes. La adición de más caucho puede comprometer la capacidad de soporte del material y de la estabilidad estructural a largo plazo. Los resultados obtenidos de las pruebas de campo dan a conclusiones similares. Teniendo en cuenta el criterio usual respecto el módulo dinámico (E_{vd}), el contenido de caucho debería limitarse a 4%. Se observó una fuerte relación lineal del módulo de compresibilidad E_{v2} entre los ensayos de laboratorio y los realizados en campo, y también entre los módulos estáticos y dinámicos E_{v2} vs E_{vd} realizados en campo. Ambas correlaciones pueden ayudar en la evaluación de la capacidad portante de estas mezclas utilizando las pruebas de laboratorio más controladas, aunque se necesitan más investigaciones para obtener una formulación correlación estadísticamente más sólida.
- g) *Ensayos de deformación permanente*: los resultados de ensayos triaxiales cíclicos muestran que la adición de caucho modifica el Límite de Fluencia Plástica. Teniendo en cuenta los niveles de tensiones habituales que se transmiten a la capa subbalasto, las mezclas con contenido de caucho superior a 2.5% pueden exceder el Límite de Fluencia Plástica, convirtiéndose así en materiales más propensos a sufrir colapso progresivo.

Como conclusión final, los resultados muestran que la adición de caucho, hasta un máximo de 2.5% en peso, se obtiene un material adecuado para uso como una capa de subbalasto.

En referencia al comportamiento vibratorio del material de subbalasto mezclado con diferentes porcentajes de partículas de caucho procedente de NFU's, en la primera campaña, se llevaron a cabo ensayos de laboratorio y de campo, con diferentes fuentes de excitación. Una serie de conclusiones se pueden extraer de los resultados de ensayos:

- h) *Ensayos de laboratorio*: El coeficiente de amortiguamiento (ξ) aumenta significativamente con el porcentaje de caucho, hasta un 130% como valor medio para un contenido de caucho del 5%. El potencial de reducción de vibraciones medido en laboratorio, en términos de aceleración media máxima es de aproximadamente 90% para un contenido de caucho de 5% en peso. En cuanto al análisis de los espectros de vibración también se observa una atenuación proporcional al contenido de partículas de caucho, aunque también se aprecia un desplazamiento de los picos hacia las bandas de menor frecuencia (en particular para la prueba flexional). Por lo tanto, las partículas de caucho presentan un claro potencial de atenuación de vibraciones.
- i) *Ensayos de campo*: con unas condiciones similares a las de una vía de ferrocarril, confirman un cambio en el comportamiento vibracional de las mezclas árido-cau-

cho. En primer lugar, es evidente que estas mezclas presentan un grado de anisotropía que influye en el comportamiento. En segundo lugar, la adición de partículas de caucho, aun con una pequeña fracción respecto al peso total, no sólo aumenta la atenuación de vibraciones sino que afecta notablemente a todo el rango de frecuencias excitadas en el subbalasto, con la aplicación de la misma carga cíclica, en cuanto a frecuencia y amplitud constante. Por tanto, la adición de partículas de caucho parece mejorar la atenuación de las vibraciones producida por una carga armónica, sobre todo se reduce claramente en la banda de frecuencias más altas excitadas en el terreno (es decir, más de 300 Hz). Sin embargo, las frecuencias más bajas (<2 Hz) apenas se ve afectada.

Como conclusión final, la adición de caucho en una material granular tipo subbalasto, sin ningún tipo de ligante, presenta un claro potencial de atenuación de las vibraciones en la banda de frecuencia más alta (> 300 Hz), que es justamente el espectro de frecuencias excitado comúnmente al paso de los trenes. El potencial de reducción de vibraciones medida en el tramo experimental (en términos de aceleración media máxima) a 0.5 metros de distancia de la fuente de excitación, es de aproximadamente 60% para un contenido de caucho de 2.5% en peso, y aproximadamente 50% para un contenido de caucho de 5% a 1 metro de la fuente de excitación.

En referencia a la segunda campaña de ensayos de capacidad para atenuar las vibraciones ferroviarias, toda ella realizada en laboratorio, se tomó una muestra de subbalasto como muestra patrón, y cuatro mezclas de árido-caucho (con contenido de caucho de 1%, 2,5%, 5% y 10% en peso). Estas muestras se sometieron a una serie de pruebas de impacto de martillo. Las muestras fueron analizadas bajo dos configuraciones estructurales: simplemente apoyadas; y uniformemente apoyado en gran amortiguación de espuma de poliuretano. Un acelerómetro se colocó alternativamente en la mitad del tramo y en el extremo opuesto del golpeo con el martillo.

De los resultados de los ensayos de impacto de martillo se extraen las siguientes conclusiones:

- j) Con la adición de caucho se desplaza ligeramente los espectros de frecuencias más bajas, lo que lleva a reducir las frecuencias naturales. La capacidad potencial de atenuación se analizó por medio de las mediciones del coeficiente de amortiguamiento (ξ). Dado la elevada fuente de ruido que apareció en las señales, resultó imposible su estudio en el dominio del tiempo. Por tanto se utilizó el método de ancho de banda (método de dominio de la frecuencia) para extraer y comparar el amortiguamiento. Se probaron dos tipos de configuraciones estructurales: simplemente apoyada; y de manera uniforme con el apoyo de espuma de poliuretano. Los análisis realizados han mostrado que los resultados menos dispersos se obtienen cuando se utiliza la configuración compatible uniformemente desde se mitigan los problemas de ruido relacionados con el bajo módulo de elasticidad de las muestras y la ausencia de cohesión. Es interesante observar que en la actualidad no existe un

estándar para la determinación de las frecuencias naturales de los materiales sin ligante. Por lo tanto, según las observaciones en el presente documento, el enfoque óptimo para el estudio de estos materiales puede ir a poner la muestra sobre un soporte blando (como la espuma de poliuretano se utiliza) y calcular los coeficientes de amortiguación en el dominio de la frecuencia. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que la mezcla de trozos de caucho con el suelo granular conduce a un aumento medio del 95% en el coeficiente de amortiguamiento, lo que demuestra la capacidad potencial de las mezclas propuestas para la atenuación de la vibración. Estos valores son del mismo orden que los obtenidos en la primera campaña de ensayos de laboratorio. Por lo tanto, la cantidad de caucho que se añade se debería determinarse sobre la base de otras cuestiones como los anteriormente relacionados.

En referencia a la reutilización de NFU's con materiales cohesivos, se han ensayado y evaluado los efectos de la adición de partículas de caucho a un suelo margo-arcilloso de carácter expansivo, con la finalidad de reducir su potencial de hinchamiento. Este tipo de mejora es una solución más rentable y respetuosa con el medio ambiente en comparación con la adición de conglomerantes tradicionales como el cemento y/o cal, o la sustitución del suelo in situ por otro de préstamo con mejores cualidades. El suelo estudiado correspondió a una muestra de suelo de la facies "Tap", un suelo típico presente en el sudeste de España. Este material se compone principalmente de margas y arcillas, y en presencia de agua tiende a aumentar de volumen, lo que hace difícil su uso como material de construcción para los núcleos de terraplén.

Se han analizado mezclas con varios porcentajes de partículas de caucho (2.5, 5, 10, 15, 20 y 25% en peso), y se han evaluado y comparado con el suelo natural, en términos de hinchamiento libre y otras propiedades geotécnicas, tales como compresibilidad, resistencia al corte en condiciones drenadas y resistencia al corte sin drenaje. De los resultados de los ensayos sobre mezclas suelo-caucho se extraen las siguientes conclusiones:

- k) *Potencial de hinchamiento*: la adición de partículas de caucho a un suelo arcilloso de carácter expansivo tiende a reducir exponencialmente su hinchamiento. Con una adición del 15% de caucho, en peso, reduce el potencial de hinchamiento a la mitad.
- l) *Ensayos de consolidación*: el índice de compresibilidad (C_c) sigue siendo similar a las del suelo natural mientras siempre que el contenido en caucho sea inferior a 15%. Para contenidos de caucho superiores, C_c aumenta dramáticamente, mostrando una alta compresibilidad. Por el contrario, la recuperación elástica en fases de descarga aumenta ligeramente con la adición de partículas de caucho, siendo la tendencia bastante lineal.
- m) *Resistencia al corte*: las partículas de caucho también influyen en la resistencia al corte en condiciones drenadas (CD), debido a que el ángulo de fricción efectivo (ϕ') aumenta su valor con la adición de caucho. Por ejemplo, en una mezcla de suelo-caucho del 15%, el ángulo de fricción medido es casi 70% superior que el valor

medio del suelo natural. En cambio, la resistencia al corte en condiciones no drenadas disminuye cuando el contenido en caucho supera el 5% (en peso).

De los resultados anteriormente descritos, el contenido de caucho óptimo en mezcla de suelo-caucho se ha establecido en un 3%. Para ese valor, el suelo sería adecuado para el uso en núcleos de terraplén de carreteras o vías ferroviarias al reducir su potencial de hinchamiento por debajo de los límites permitidos por la normativa vigente, y además mantendría e incluso mejoraría las propiedades geotécnicas del propio suelo natural. Por otra parte, con la reutilización de partículas de caucho a partir de neumáticos de desecho para la mejora de las propiedades geotécnicas del suelo natural también contribuye a resolver el problema de gestión de residuos, con los correspondientes beneficios ambientales.

Como culminación de este trabajo de investigación, se ha construido un tramo experimental en la Estación de San Roque, Algeciras. En dicho tramo, se ha extendido la capa de subbalasto con porcentajes de caucho más próximos al contenido óptimo, de 2.5 y 5%, tramo 2 y 3 respectivamente. De los acelerómetros situados en las diferentes secciones de referencia (construidos exclusivamente con capa de subbalasto sin adición), tramos 1 y 4, y en los tramos 2 y 3, se han obtenido las siguientes conclusiones:

- n) En el dominio del tiempo, los acelerogramas muestran una clara reducción de los picos de aceleración con el contenido de caucho. Cuantificando la atenuación de los picos de aceleración en términos de índice de continuidad (CI), en las mezcla Sub_Mix 5.0 se ha obtenido un valor de 45%, mismo valor que el obtenido en el tramo de prueba construido previamente en la UPV, para la configuración de sensores más alejados de la fuente de emisión de vibraciones.
- o) En el dominio de la frecuencia, los espectros obtenidos en ambos tramos experimentales, muestran una concentración de la energía en bandas más estrechas en aquellos tramos construidos con mezclas de subbalasto y caucho. Asimismo, los valores frecuencia de resonancia (f_0) se reduce claramente con la adición de caucho.

5.2. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Después del estudio de investigación llevado a cabo en esta Tesis Doctoral, se ha detectado la necesidad de llevar a cabo las siguientes líneas de investigación:

- a) Todas las ventajas potenciales anteriormente descritas al añadir partículas de caucho procedentes de neumáticos de desecho a un material granular tipo subbalasto, animan a continuar la investigación, centrándose sobre todo en algunos aspectos que todavía no están bien conocidos, tales como el efecto del tamaño de las partículas de caucho y la aplicabilidad de algunos de los procedimientos y de los umbrales definidos en la normativa de materiales.
- b) La modificación del comportamiento elástico de la capa subbalasto mediante la adición de partículas de caucho muestra claramente que proporciona un cierto nivel de

atenuación de la vibración causada por los trenes. Esta es una característica bastante importante, ya que se ha convertido en una cuestión clave en relación con el medio ambiente. Por lo tanto, debe estudiarse en el futuro nuevos ensayos de laboratorio para determinar la atenuación de vibraciones mediante técnicas de excitación continua. A fin de evaluar la efectividad de estas mezclas y llegar a una conclusión más sólida, es necesario realizar más pruebas en vías ferroviarias en condiciones de tráfico real, y así analizar el comportamiento bajo un rango de frecuencias más amplio.

- c) Modelización del comportamiento e interacción de las partículas de una capa aislada de subbalasto, mezcla de material granular (subbalasto) y partículas NFU utilizando elementos discretos, obteniendo de forma más precisa las deformaciones elásticas, deformación permanente acumulada y como se distribuyen las tensiones entre las partículas.
- d) Propuestas de nuevas cuñas de transición en puntos singulares de variación de rigidez de vía, incorporando partículas de NFU en las diferentes capas de la infraestructura, con el fin de disminuir los asientos diferenciales en dichas zonas de tránsito estructura-plataforma.
- e) Analizar el efecto del uso del caucho en el rendimiento y durabilidad de la vía ferroviaria, así como el posible impacto de la respuesta global de la vía.

REFERENCIAS

- AASHTO T307-99 (2003). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACCIONA Infraestructuras, IBERINSA, & UPC. (2009). Rellenos de NFU troceados en terraplenes y muros. Obras Urbanas.
- Aiello, MA, & Leuzzi, F. (2010). Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state. *Waste Management*, 30, 1696-1704.
- Akbulut, S., Arasan, S., & Kalkan, E. (2007). Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers. *Applied Clay Science*, 38, 23-32. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2007.02.001>.
- Almeida Júnior, A., Battistelle, R., Bezerra, B., & de Castro, R. (2012). Use of scrap tire rubber in place of SBS in modified asphalt as an environmentally correct alternative for Brazil. *Journal of Cleaner Production*, 33, 236-238. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.03.039>
- Alves Costa P, Calçada R, & Silva Cardoso A. (2012). Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, 137-150. doi: <http://dx.doi.org/10.1243/j.soildyn.2012.06.014>
- Alzawi, A., & Hesham El Naggari, M. (2011). Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 306-317. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.08.010>.
- Araya, A., Huurman, M., Molenaar, A., & Houben, L. (2012). Investigation of the resilient behavior of granular base materials with simple test apparatus. *Materials and Structures*, 45, 695-705.
- ASTM C127 (2012). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).
- ASTM C131 (2006). Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).
- ASTM C215 (2002). Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM C702 (2003). Historical Standard: Practice Regulations to Reduce Aggregate Samples to Trial Size. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1241 (2007). Standard Specification For Materials For Soil-Aggregate Sub-base, Base, And Surface Courses. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D1557 (2012). Standard Test Methods For Laboratory Compaction Characteristics Of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³

ASTM D1883 (2005). Standard Test Method For CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2419 (2009). Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2435/D2435M (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2487 (2011). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2922 (2001). Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D2974 (2013). Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and other Organic Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3017 (2001). Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D3080/D3080M (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D427 (2004). Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4318 (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4373 (2014). Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4542 (2007). Standard Test Method for Pore Water Extraction and Determination of the Soluble Salt Content of Soils by Refractometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4546 (2014). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4694 (2009). Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D4959 (2007). Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Direct Heating. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5084 (2010). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Method B and C. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D5821 (2006). Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6270 (1998). Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6913 (2009). Standard Test Methods for Particle Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D6928 (2010). Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D698 (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³). American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7181 (2011). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D75/D75M (2009). Standard Practice for Sampling Aggregates. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D7760 (2012). Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Tire Derived Aggregates Using a Rigid Wall Permeameter. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA (USA).

ASTM D7928 (2016). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM D854 (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTM E2835 (2011). Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

ASTMD2166/D2166M (2013). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. American Society for Testing and Materials (ASTM). West Conshohocken, PA. (USA).

Auersch L. (2005). The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines. *Journal of Sound and Vibrations*, 284, 103-132. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2004.06.017>.

AVE Las Infantas-Jaén. (2005). Ferrocarril de Velocidad Alta. Las Infantas-Jaén. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de <http://www.ugr.es/~proyectos/Ferrocarril/inicio.htm>

AVE Sevilla-Cádiz. (2010). Línea de Alta Velocidad Sevilla-Cádiz. Tramo: Utrera-Jerez. Puesto de adelantamiento y estacionamiento de trenes (PAET) y obras auxiliares en Lebrija. Tomo V, Documento nº 4. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de http://www.seitt.es/SEITT/LANG_CASTELLANO/CONTRATACION/LICITACIONES_OBRAS/

AVE-Eje Atlántico (2012). Proyecto Constructivo: Eje Atlántico de Alta Velocidad. Tramo: Vigo Urzaiz-Soutomaíor. Superestructura de vía. Documento nº 4. Presupuesto. Recuperado el 21 de Marzo de 2013, de <http://www.fomento.es>.

Barahona E. (1974). Bricked clays in the province of Granada: evaluation of some raw materials tests. PhD Thesis, University of Granada (Spain).

Brown SF, & Pappin JW. (1985). Analysis of pavements with granular bases. *Transportation Research Record-TRB*, 1022, 52-59.

BS 1377-5 (1990). Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Compressibility, Permeability and Durability Tests . British Standards Institution. London (UK).

BS 1377-9 (1990). Methods for Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests: Determination of the Vertical Deformation and Strength Characteristics of Soil by the Plate Loading. British Standards Institution. London (UK).

Buonanno A, & Mele R. (2000). The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways. 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, (págs. 20-22). Barcelona (Spain), September 2000.

Cano H, Estaire J, & Rodríguez R. (2011). Terraplén experimental construido con neumáticos troceados (Experimental embankment built with shredded tyres). Jornada Técnica Sobre Experiencias Recientes en Estructuras de Tierra para Infraestructuras Viarias. Madrid (Spain), 10 Feb 2011.

Cano Serrano, E, Cerezo García, L, & Urbina Fraile, M. (2008). Valorización material y energética de neumáticos fuera de uso. Actualización. Madrid: Circulo de Innovación en Materiales, Tecnología Aeroespacial y Nanotecnología. Universidad Carlos III de Madrid & Parque Científico de Leganés. Recuperado el 22 de Febrero de 2013, de http://e-archivo.uc3m.es/bitstream/10016/2196/7/NFUs_Actualizacion.pdf.

Cecich V, Gonzales L, Hoisaeter A, Williams J, & Reddy K. (1996). Use of shredded tires as lightweight backfill material for retaining structures. *Waste Management & Research*, 14, 433-451. doi: <http://dx.doi.org/10.1006/wmre.1996.0043>.

CEDEX (2013). Catálogo de residuos utilizables en construcción. Madrid, Spain: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Recuperado el 18 de Octubre de 2016, de <http://www.cedexmateriales.es/2/catalogo-de-residuos/>

Cerni G, Cardone F, Virgili A, & Camilli S. (2012). Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Construction and Building Materials*, 28, 79-87. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.066>

Cetin H, Fener M, & Gunaydin O. (2006). Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Engineering Geology*, 88, 110-120. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.002>

Chopra AK. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey (USA), (2012).

Chung, F. (1974). Quantitative interpretation of X-ray diffraction patterns of mixtures: II. Adiabatic principles of X-ray diffraction analysis of mixtures. *Journal of Applied Crystallography*, 7, 526-531.

COM/99/0031-CNS 99/0010. (1999). Proyecto de Reglamento (CE) del Consejo relativo a las estadísticas de gestión de residuos. EUR Lex-Diario Oficial nº C 087 de

29/03/1999, 22. Obtenido de <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/?uri=CELEX%3A51999PC0031>.

Commission European. (1999). Directive on the Landfill of Waste 1999/31/EC. Official Journal of the European Union, 182, 1-19.

Commission European. (2008). Waste Framework Directive 2008/98/EC. Official Journal of the European Union, 312, 3-30.

Cordero Alcántara, T, Rodríguez Mirasol, J, & Bedia García-Matamoros, J. (2004). Reciclado y reutilización de neumáticos usados (I). Recuperación de Energía. Ingeniería química, 409, 210-223.

CYPE Ingenieros SA. (23 de Junio de 2016). Generador de precios de la construcción (Construction prices database). Obtenido de <http://www.generadordeprecios.info/>.

D'Andrea, A, Loprencipe, G, & Xhixha, E. (2012). Vibration induced by rail traffic: evaluation of attenuation properties in a bituminous sub-ballast layer. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 53, 245-255.

Department of Environmental Review and Assessment. (1999). Report on the Status of Rubberized Asphalt Traffic Noise Reduction in Sacramento County. Sacramento County, California (EEUU). Recuperado el 08 de Febrero de 2013, de <http://www.dera.saccounty.net/portals/0/Docs/ProtectedResources/SpecialStudies/Rubberizedasphalt.pdf>.

Di Mino G, & Di Liberto M. (2007). Modelling and experimental survey on ground borne vibration induced by rail traffic. 4th International SIIV Congress, 12-14 September, 2007, Palermo, Italy.

Di Mino G, Di Liberto M, Maggiore C, & Noto S. (2012). A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 53, 366-378. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.09.888>.

Dirección General de Ferrocarriles (DGF). (2010). Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares para la Contratación del Suministro de Manta Antivibratoria destinada a la Línea de Alta Velocidad Noroeste. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

Edil TB, & Bosscher PJ. (1994). Engineering properties of tire chips and soil mixtures. Geotechnical Testing Journal, 17, 453-464. doi: <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ10306J>.

Edinçliler A, Baykal G, & Saygili A. (2010). Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction. Waste Management, 30, 1073-1080.

EPA (2 de Noviembre de 2016). Agencia de Protección Ambiental (United States Environmental Protection Agency). Obtenido de <https://www3.epa.gov>.

European Commission. (02 de September de 2015). White Paper 2011: Roadmap to a Single European Transport Area – Towards a competitive and resource efficient transport system. Obtenido de http://ec.europa.eu/transport/themes/strategies/2011_white_paper_en.htm

Feng ZY & Sutter KG. (2000). Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, 23, 338-344. doi: <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ11055J>.

Fortunato E, Paixao A, & Fontul S. (2012). Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer. (Miura et al., Ed.) *Advances in Transportation Geotechnics 2*, 522–527. doi:10.1201/b12754-77.

Garnica PA, Pérez GN, & Gomes LA. (2001). Módulo de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. *Publicación Técnica 142*. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI). Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

German Railways NGT 39 (1997). Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau. (Directions of application of light drop-weight tester in railways). Germany.

Gudishala R. (2004). Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results. PhD thesis, Sri Krishnadevaraya University, Anantapur (India).

Guimond-Barrett A, Nauleau E, Le Kouby A, & Pantet A. (2013). Free-free resonance testing of in situ deep mixed soils. *Geotechnical Testing Journal*, 36, 1-9. doi:10.1520/GTJ20120058

Hataf N, & Rahimi MM . (2006). Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds. *Construction and Building Materials*, 20, 910–916.

Higuera Seda J, Lee JC, & Carraro JAH . (2007). Beneficial Use of Waste Tire Rubber for Swelling Potential Mitigation in Expansive Soils. *American Society of Civil Engineers (ASCE)-Geotechnical Special Publication 172*. doi: [http://dx.doi.org/10.1061/40916\(235\)5](http://dx.doi.org/10.1061/40916(235)5).

Humphrey DN, & Blumenthal M. (2010). The use of tire-derived aggregate in road construction applications. *Green Streets and Highway 2010*, 299-313.

Humphrey DN, Whetten N, Weaver J, & Recker K. (2000). Tire shreds as lightweight fill for construction on weak marine clay. *Proceedings of the International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*. Balkema, Rotterdam (Netherlands), (págs. 611-616).

ISO 2631-2 (2003). Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Vibration in buildings (1 to 80 Hz). International Organization for Standardization (ISO), Vernier, Geneva, Switzerland.

- Jones CJC, Thompson DJ, & Andreu Medina JI. (2011). Initial theoretical study of reducing surface-propagating vibration from trains using earthworks close to the track. Eighth International Conference on Structural Dynamics EURODYN, Leuven, Belgium, 2011.
- Karlström A, & Boström A. (2007). Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub- or supersonic speeds. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 625-641. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.12.005>.
- Kouroussis G, Verlinden O, & Conti C. (2009). Ground propagation of vibrations from railway vehicles using a finite/infinite-element model of the soil. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F Journal of Rail and Rapid Transit*, 223, 405-413. doi: <http://dx.doi.org/10.1243/09544097JRRT253>.
- Lee, HJ, & Roh, H S. (2007). The use of recycled tire chips to minimize dynamic earth pressure during compaction of backfills. *Construction and Building Materials*, 21, 1016-1026.
- Lei, X, & Rose, JG. (2008). Numerical investigation of vibration reduction of ballast track with asphalt trackbed over soft subgrade. *Journal of Vibration and Control*, 14, 1885-1902.
- Lombaert G, Degrande G, Vanhauwere B, & François S. (2006). The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs. *Journal of Sound and Vibrations*, 297, 946-961. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2006.05.013>.
- Martínez P, Villalba I, & Insa R. (2013). Monitoring and analysis of vibration transmission for various track typologies. A case study. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* (24), 98-109.
- Melis M. (2006). Terraplenes y balasto en alta velocidad ferroviaria (primera parte) (Embankment and ballast in high speed railways-part one). *Revista de Obras Públicas* (3464), 7-36. Obtenido de <http://worldcat.org/issn/00348619>.
- Mohammad LN, Puppala A, & Alavalli P. (1999). Effect of strain measurements on resilient modulus of granular soils. *Dynamic Geotechnical Testing, Second Volume, ASTM STP 1213*, 202-221.
- Moore DM, & Reynolds RC Jr. (1989). *X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*. Oxford University Press, New York (USA).
- Moo-Young, H, Sellasie, K, Zeroka, D, & Sabnis, G. (2003). Physical and chemical properties of recycled tire shreds for use in construction. *Journal of Environmental Engineering*, 129, 921-929.
- Morilla I. (2012). *Interpretación de los Ensayos Geotécnicos en Suelos (Soil Tests Geotechnical Interpretation)*. Garceta, Madrid, Spain.

Myhre, M, & MacKillop, D. (2002). Rubber recycling. *Rubber Chemistry and Technology*, 75, 429-474. doi: <http://www.doi.org/10.5254/1.3547678>.

Nakhaei A, Marandi SM, Sani Kermani S, & Bagheripour MH. (2012). Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 124-132. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.026>.

National Cooperative Highway Research Program (2004). Research results digest. Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. Recuperado el 01 de April de 2014, de http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rrd_285.pdf.

NLT-357 (1998). Ensayo de Carga con Placa (Load Plate Test). Centro de Experimentación de España (CEDEX). Madrid (Spain).

Oertli J. (2000). Cost-benefit analysis in railway noise control. *Journal of Sound and Vibrations*, 231, 505-509. doi: <http://dx.doi.org/10.1006/jsvi.1999.2539>.

Panadero C, & Sanz JL. (2010). Análisis de las propiedades del sub-balasto: Contradicciones y procesos que afectan a su función (Analysis of sub-ballast properties: Contradictions and processes that affect their performance). *Ingeopres* (196), 14-21.

PEIT. (2005). Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte.2005-2020. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Obtenido de <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/AFB1E7CD-7FA1-4E08-B44B-7ABFAA68D40C/16486/PEIT2005Capitulo04.pdf>

Peña M. (2003). Tramos de ensayo de vía en placa en la línea del corredor del Mediterráneo para su explotación a alta velocidad (Slab track test sites in the Mediterranean Corridor for high speed use). *Revista de Obras Públicas* (3431), 57-68.

PF-6 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-6: Balasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-6: Ballast. *Boletín Oficial del Estado (BOE)*, 103, 16891-16909.

PF-7 (2006). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast. *Boletín Oficial del Estado*, 103, 16891-16909.

PG-3 (2002). Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes relativos a la construcción de explanaciones, drenajes y cimentaciones.(Technical Specifications for Road and Bridges Projects). Orden FOM/1382/02 Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain.

PGP-2008 (2008). Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008). (Ministerio de Fomento. Gobierno de España, Ed.) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).

PLATAFORMA TECNOLÓGICA FERROVIARIA ESPAÑOLA (2011). Agenda Estratégica de Investigación del Sector Ferroviario. Visión 2030. Versión 2011. Ministerio de Ciencia e Innovación. Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011. Recuperado el 27 de Octubre de 2016, de http://www.ptferroviaria.es/docs/Documentos/2011_AgendaEstrat%C3%A9gicaP-TFE_Visi%C3%B3n2030.pdf.

Rada G, & Witzak MW. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular materials. *Transportation Research Record* 810 (págs. 23-33). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., USA.

Ryue J, Thompson DJ, White PR, & Thompson DR. (2008). Wave Propagation in Railway Tracks at High Frequencies. (Schulte-Werning B, Thompson D, Gautier PE, Hanson C, Hemsworth B, Nelson J, de Val P, Edits.) *Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems. Proceedings of the 9th International Workshop on Railway Noise*, Munich, Germany, 4 - 8 September 2007, 440-446. doi: http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-74893-9_62.

Salgado R, Yoon S, & Siddiki NZ. (2003). Construction of tire shreds test embankment. Joint Transportation Research Program. Technical Report N8: FHWA/IN/JTRP-2002/35. doi: <http://dx.doi.org/10.5703/1288284313165>.

San Martín I. (2009). Caracterización de neumáticos fuera de uso troceados para su reciclado en obra civil. Projecte Final de Màster Oficial. Màster Universitari en Enginyeria del Terreny i Enginyeria Sísmica. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, Spain. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2099.1/7524>.

Santamarina JC, Klein KA, & Fam MA. (2001). *Soils and Waves. Particulate Materials. Behavior, Characterization and Process Monitoring*. John Wiley & Sons Ltd., Baffins Lane, Chichester, U.K.

Santiago E, García JL, & González P. (2010). Comparación de diferentes métodos de control de compactación del subbalasto (Comparison of different sub-ballast compaction control methods). Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Laboratorio de Geotecnia, Madrid, Spain.

Sedd HB, Chan CK, & Monismith CL. (1955). Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay. *HRB Proceedings*, 34, 541-558.

SETRA (2005). Informative Note 114. Éléments techniques pour la conception et la réalisation de planches d'essais de compactage dans les chantiers de terrassements (Technical elements for the conception and construction of compaction test boards on earthwork sites). Bagneux Cedex, France: Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). Obtenido de <http://dtrf.setra.fr/pdf/pj/Dtrf/0004/Dtrf-0004013/DT4013.pdf>

Seyman E. (2003). Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools. MSc Thesis, Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA.

Sharma VK, Fortuna F, Mincarini M, Berillo M, & Cornacchia G. (2000). Disposal of waste tyres for energy recovery and safe environment. *Applied Energy*, 65, 381-394. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S0306-2619\(99\)00085-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0306-2619(99)00085-9).

Sheehan PJ, Warmerdam JM, Ogle S, Humphrey DN, & Patenaude SM. (2006). Evaluating the risk to aquatic ecosystems posed by leachate from tire shred fill in roads using toxicity tests, toxicity identification evaluations and groundwater modeling. *Environmental Toxicology and Chemistry*, 25, 400–411.

SIGNUS. (2011). Referencial para la selección y contratación, mediante subasta, de servicios de valorización de neumáticos fuera de uso, 2011 (References for tender of services related to valorisation of scrap tyres, 2011). Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Usados (SIGNUS). Recuperado el 24 de Junio de 2016, de <http://www.signus.es/es/contenidos/valorizacion>.

SIGNUS (2012). Informe de actividad 2012. Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Usados (SIGNUS). Recuperado el Julio de 2014, de <http://www.signus.es/>.

SIGNUS (2013). Empresas de Transformación de NFU. CAP (Red Operacional de SIGNUS). Recuperado el 14 de Marzo de 2013, de <http://www.signus.es/CAP/tabid/249/Default.aspx> (Consultado 14/03/2013).

SIGNUS (2014). Memoria 2014. (Report 2014). Sistema Integrado de Gestión de Neumáticos Fuera de Uso (SIGNUS). Recuperado el 23 de Junio de 2016, de http://www.signus.es/memoriasignus/signus_memoria2014.pdf.

Singh B, & Vinot V. (2011). Influence of waste tire chips on strength characteristics of soils. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 5, 819-827.

Sol-Sanchez M, Thom NH, Moreno F, Rubio MC, & Airey GD. (2015). A study into the use of crumb rubber in railway ballast. *Construction and Building Materials*, 75, 19-24. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.045>.

Speir RH, & Witzak MW. (1996). Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers. *Transportation Research Record*, 1547, 96-106. doi: <http://dx.doi.org/10.3141/1547-14>.

Środoń J. (1984). X-ray powder diffraction identification of illitic materials. *Clays and Clay Minerals*, 32, 337-349.

Tatlisoz N, Benson CH, & Edil TB. (1997). Effect of fines on mechanical properties of soil-tire chip mixtures. (Wasemiller MA, & Hoddinott KB, Edits.) *Testing soil mixed with waste or recycled materials*. ASTM Special Technical Publication 1275, American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.

Thompson DJ. (2008). *Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of control*. 1st Edition. Elsevier Ed. Oxford, UK.

Tompai Z. (2008). Conversion between static and dynamic load bearing capacity moduli and introduction of dynamic target values. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 52, 97-102. doi: <http://dx.doi.org/10.3311/pp.ci.2008-2.06>.

Tutumluer E, & Seyhan U. (1999). Laboratory determination of anisotropic aggregate resilient moduli using a new innovative test device. 78th Annual meeting of the transportation research board, Specialty session on determination of resilient modulus for pavement design. Washington D.C., USA.

UIC Code 719R (2008). *Earthworks and Track-Bed Layers for Railway Lines*. International Union of Railways, Paris, France.

UNE 103103 (1994). Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (Determination of the liquid limit of a soil by the Casagrande apparatus method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103104 (1993). Determinación del límite plástico de un suelo (Test for plastic limit of a soil). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103204 (1993). Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (Organic matter content of a soil by the potassium permanganate method). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103501 (1994). Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado (Geotechnical compaction test. Modified Proctor). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE 103807-2 (2008). Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa dinámica. Parte 2: Placa rígida, diámetro $2r=300$ mm, Método 2 (Plate loading test of soils by means of dynamic plate. Part 2: Rigid plate, diameter $2r=300$ mm, Method 2) . Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-1 (1997). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 1: Determinación de la resistencia al desgaste (Micro-Deval). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-2 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación.

Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-2 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 1097-3 (1999). Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 3: Determinación de la densidad aparente y la porosidad. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 13286-7 (2008). Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 7: Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 14146 (2004). Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del módulo de elasticidad dinámico (con la medida de la frecuencia de resonancia fundamental). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 29052-1 (1994). Acústica. Determinación de la rigidez dinámica. Parte 1: materiales utilizados bajo suelos flotantes en viviendas. (ISO 9052-1.1989). (Versión oficial EN 29052-1:1992). Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

UNE-EN 933-1 (1998). Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado. Asociación Española de Normalización y Certificación (Spanish Association for Normalization and Certification) (AENOR), Madrid, Spain.

Vipulanandan C, Bilgin Ö, Guezo JA, Vembu K, & Erten MB. (2009). Prediction of embankment settlement over soft soils. Project Report N8 FHWA/TX-09/0-5530-1, Center for Innovative Grouting Materials and Technology (CIGMAT), University of Houston, Texas, USA, 210. Recuperado el 30 de Junio de 2014, de <http://d2dtl5nnlpfr0r.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/0-5530-1.pdf>.

Wang J, & Zeng X. (2004). Numerical simulations of vibration attenuation of high-speed train foundations with varied trackbed underlayment materials. *Journal of Vibration and Control*, 10, 1123-1136. doi: <http://dx.doi.org/10.1177/1077546304043268>.

Warith, MA, Evgin, E, & Benson, PAS. (2004). Suitability of shredded tires for use in landfill leachate collection systems. *Waste Management*, 24, 967-979.

Weingart W. (1993). Einbaukontrolle mit dem Leichten Fallgewichtsgerät auf Tragschichten ohne Bindemittel – Arbeitsweise des Prüfgerätes, Erfahrungen bei seinem

Einsatz. (Control of unbound granular materials layers by the Light Drop-Weight Tester-Testing and experience). Mineralstofftagung - Conference on Minerals, Nuremberg, Germany (In German).

Werkmeister S, Dawson AR, & Wellner F (2005). Permanent deformation behaviour of granular materials. *Road Materials and Pavement Design*, 6, 31-51. doi: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2005.9689998>.

Wolfe SL, Humphrey DN, & Wetzel EA. (2004). Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects: Proceedings of Geo-Trans 2004*, 750–759.

Wolfram Research Inc. (2008). *Mathematica* [Software], version 7.0. Champaign, USA.

Yoon S, Prezzi M, Siddiki NZ, & Kim B. (2006). Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material. *Waste Management*, 26, 1033-1044. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2005.10.009>.

Zeng, X, Rose, JG, & Rice, JS. (2001). Stiffness and damping ratio of rubber-modified asphalt mixes: potential vibration attenuation for high-speed railway trackbeds. *Journal of Vibration and Control*, 7, 527-538.

Zhang W, Dai J, Sun B, & Du Y. (2007). FBG sensor network in Qinghai-Tibet railway. En Rao YJ, Liao Y, & Peng GD (Ed.), *SPIE Proceedings, Advanced Sensor Systems and Applications III*. 6830, págs. 488-495. Peng GD SPIE International Society for Optic and Photonics, Beijing, China.

Zhao C, Wang P, Zhu Y, Zhao W, & Xiao J. (2012). Theoretical analysis and experimental study on vibration damping fastening. *Journal of Vibration and Shock*, 31, 191-196.

Zhao C, Wang P, Yi Q, & Meng D. (2015). Viability analysis of waste tires as material for rail vibration and noise control in modern tram track systems. *Shock and Vibration*, 2015(Article ID 725808), 12 pages. doi: <http://dx.doi.org/10.1155/2015/725808>.

Zhong, XG, Zeng, X, & Rose, JG. (2002). Shear modulus and damping ratio of rubber-modified asphalt mixes and unsaturated subgrade soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14, 496-502.

Zornberg, JG, Cabral, AR, & Viratjandr, C. (2004). Behaviour of tire shred–sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 227-241.

ZTVE-StB 94 (1994). Supplementary technical terms and conditions of contract and guidelines for earthworks in road construction. *Earthworks and Foundation Engineering Task Force (FGSV)*. Germany.

ANEXO 1.

PUBLICACIONES CIENTÍFICAS

ARTÍCULO N° 1:

Revista:

MATERIALS AND STRUCTURES

Título:

“Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers”

CHARACTERISATION OF AN UNBOUND GRANULAR MIXTURE WITH WASTE TYRE RUBBER FOR SUBBALLAST LAYERS

Carlos Hidalgo Signes¹, Pablo Martínez Fernández², Elías Medel Perallón³, Ricardo Insa Franco^{4,*}

Abstract. Scrap tyres are a solid waste material produced in large quantities. One potential way of disposal is to use rubber particles from shredded tyres as a construction material. Within this context, this paper presents a comprehensive set of laboratory and field tests carried out to evaluate the characteristics of coarse aggregates mixed with rubber particle. The main objective is to assess whether these mixes could be used to form the subballast layer in new railway lines. All the technical features usually required for subballast were tested, including degradation, bearing capacity, density, resilient modulus, etc. The results show that adding between 1 and 10% of rubber (in weight) improves resistance to degradation. On the other hand, bearing capacity is reduced, but still well over the usual range for common subballast if the rubber content is limited to less than 5%. Moreover, the extension and compaction of these mixes can be done using conventional construction equipment.

Keywords: Railways subballast; waste tyres; unbound granular materials; resilient modulus

Original article: Materials and Structures, 48 (12), pp. 3847-3861.

"The original publication is available at the publisher's web site" (<http://link.springer.com/journal/11527>). The copyright to this article is transferred to RILEM.

Received: 4 April 2014 / Accepted: 3 October 2014. Published online: 14 October 2014 © Rilem 2014

¹ Geological Engineer. Laboratory technician, Geotechnical Laboratory, Department of Geotechnical and Geological Engineering. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: chidalgo@trr.upv.es

² Civil Engineer. Researcher, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: pabmarfe@cam.upv.es

³ Laboratory technician, Roads Laboratory, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: emedelp@tra.upv.es

⁴ PhD Civil Engineering. Railways professor, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: rinsa@tra.upv.es

*Corresponding author. Phone: +34 96 387 70 07 Ext. 73767

Introduction

Nowadays scrap tyres represent a certain challenge for our societies. They are produced in increasingly large quantities and their disposal is rather difficult. If burned, they release toxic particles (including carcinogens) and greenhouse gases, a risk that is also present if stockpiled (Sharma et al., 2000). Another traditional option is to dispose them in landfill sites, but this alternative is being banned for their risks, including pollution of ground waters. In fact, at European level it is completely forbidden (Directive 1999/31). Therefore, alternative ways of scrap tyres disposal should be developed to address this severe environmental issue.

Among the options proposed in the past years, using shredded scrap tyres as raw material for construction seems to be very promising, as it will allow the disposal of this residue in large quantities under new roads and railways lines. However, these options should be studied in depth so as to ensure that rubber additions do not reduce the properties of the other materials involved or compromise the behaviour of the whole infrastructure.

Within this context, the present paper aims to test the behaviour of unbound mixes made of coarse aggregates and rubber chips from scrap tyres and compare them with traditional subballast materials made only of coarse aggregates. The objective is to assess whether these new mixes fulfil all the requirements established by Spanish Railway Regulations and, if so, to determine which percentage of rubber content would yield the best results. In this way, this new mix may substitute traditional subballast materials, providing both a promising option for scrap tyres disposal as well as a material whose properties satisfy all the technical constraints.

1. Literature review

As explained before, the use of scrap tyres in civil engineering has been proposed and studied over the past few years. First attempts were carried out in the USA, as this country was the first to deal with the accumulation of large quantities of scrap tyres. Out of these experiences and the need of a working framework, the American Society for Testing and Materials developed a Standard (ASTM D6270-98) which regulates the use of this waste material in different civil engineering applications.

In Europe, the Waste Framework Directive 2008/98/CE defined strategic objectives for scrap tyres collection, processing, reuse and recycling. This Directive, transposed to national legislations, encourages reusing this waste material in new applications, including public works.

In Spain, between 2006 and 2012, the company responsible for managing scrap tyres (SIGNUS) handled about 1.15 million tonnes, of which about 58% were reused as raw material, 33% were burned (mainly for cement

production and energy generation) and only 9% were retreaded. Of the total used as raw material, only a 4% (about 27000 tonnes) was used in civil engineering, the rest used in diverse applications such as artificial grass fields, pavements, etc. (SIGNUS, 2012). This is far from the expected goal of using at least 100000 tonnes in earth works, as established by the Spanish National Plan for Scrap Tyres 2007-2015. Therefore, there is a clear drive for encouraging the use of tyre shreds in civil engineering, and this will only be achieved if the material is conveniently tested and accepted as a valid construction material. This is the main motivation behind this paper.

There are different ways of using scrap tyres particles in civil engineering. They can be laid as a standalone layer, or can be mixed with other materials such as bitumen, cement or granular soils. The way the tyres are processed (as shreds, chips, buffings, etc.) is also of particular importance, as studied by Edinçliler et al. (2010). Another important aspect is the potential environmental impact that the use of tyre shreds may have. According to Sheehan et al. (2006), the risk to aquatic ecosystems posed by leakage from tyre shreds used in road platforms is rather low, providing there is a certain buffer distance between the infrastructure and the water body.

As an example of rubber-only layer, in 1998 a 10 metre high embankment was built in Portland, Maine (USA) with a core made entirely of scrap tyres shreds (Humphrey and Blumenthal 2010). The measured settlement was lower than predicted from previous laboratory tests (4% on average at the top of the core) (Humphrey et al., 2000).

In 2001, a 0.3 metre thick layer of rubber tires was placed between the ballast and sub-ballast of a railway track, in the network operated by the Santa Clara Valley Transportation Authority (VTA) in California (USA), providing some reduction of vibration levels for frequencies over 31.5 Hz (Wolfe et al., 2004).

A more recent example is the 2007 joint project between 'Universidad Politécnic de Cataluña' (UPC), ACCIONA I+D and IBERINSA. An embankment was built in the M-111 road in the province of Madrid (Cano et al. 2011). Up to 270000 scrap tyres were used (i.e. about 2200 tonnes), and a settlement of about 2% of the total embankment height was measured.

Rubber shreds from scrap tyres can be also added to bituminous and concrete mixes. Several studies have been carried out over the past years following this line of research; particularly in Italy were bituminous sub-ballast layers have been widely used for 30 years. Examples of this range from purely theoretical approaches (Di Mino et al., 2012) to computer modelling through finite elements (Wang and Zeng, 2004) and laboratory and field tests (Buonnano and Mele, 2000). The latter studied the bearing capacity, durability and vibration damping of mixes

with a rubber content between 4% and 8%, showing an overall better performance when compared to mixes without rubber.

It is evident that there is extensive literature regarding the use of rubber-only layers and rubber-modified bituminous layers in civil engineering. The mixture of rubber particles with coarse aggregates to form layers of unbound material is far less studied, hence only a few examples have been found.

In terms of laboratory tests, Feng and Sutter (2000) studied the shear modulus and damping coefficient of rubber-sand mixes by means of Resonant Column Test, but failed to obtain any significant result. More interesting and recent is the work of Nahkai et al. (2012), who carried out triaxial tests for different mixes of soil and rubber. These tests showed that the higher the content of rubber from scrap tyres, the lower the shear modulus. Additionally, the damping coefficient tends to drop when the content of rubber is increased for pressures between 50 and 100 kPa. The opposite effect is observed for pressures between 200 and 300 kPa.

From a more practical point of view, rubber and sand mixed in equal proportion were used to form the 2 m height embankment core in the State Road 31 in Lakeville, USA (Salgado et al. 2003; Yoon et al. 2005). After 200 days of ordinary traffic only 12 mm of settlement were detected and there were no problems of stability. The magnitude of the settlement is similar to others measured in both railway (Melis, 2006) and road (Vipulanandan et al., 2002) embankments without the addition of tyre shreds.

These few works reviewed show both the potential of unbound coarse aggregates mixes as construction material and the relatively low experience regarding such mixes when compared with other alternatives. Therefore, the study of unbound rubber-coarse aggregates mixes in order to better determine its properties and assess its reliability is well justified. Particularly the study of the substitution of traditional granular sub-ballast with unbound mixes is of particular interest, as most of the previous experiences have focused on roads instead of railways.

2. Materials and methods

In this section a description of all the laboratory and field tests carried out is given. All the tests performed are standard procedures defined in ASTM and British norms.

2.1. Material selection and sampling

The first step to design and test new unbound mixes was to select the proper materials. Rubber from scrap tyres was provided by a company specialised in scrap tyres treatment. This company was a member of SIGNUS, an organization formed by the main tyre producers in Spain and devoted to their proper management and disposal.

The material delivered was required to be free of steel wires, present a low percentage of fibres and a particle size lower than 20 mm.

The aggregate was provided by an aggregate treatment company, on the condition that the material delivered would fulfil the requirements of the *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto* (2006) and the *Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008* issued by the Spanish Ministry of Public Works and ADIF (Railway Infrastructure Manager) respectively.

Once both materials were received and stored in the laboratory, samples were taken for the different tests to be carried out. Selection was made according to the ASTM D75/D75M-09. Fig. 1 shows the different samples taken, where NFU20 refers to tyre shreds with a maximum size of 20 mm, NFU2 refers to a maximum size of 2 mm and NFU1 refers to a maximum size of 1 mm. Materials were mixed in terms of weight instead of volume as this is the most practical and common way to control mixtures of aggregates in-situ. Measuring volumes is usually inaccurate and even unfeasible in construction sites.

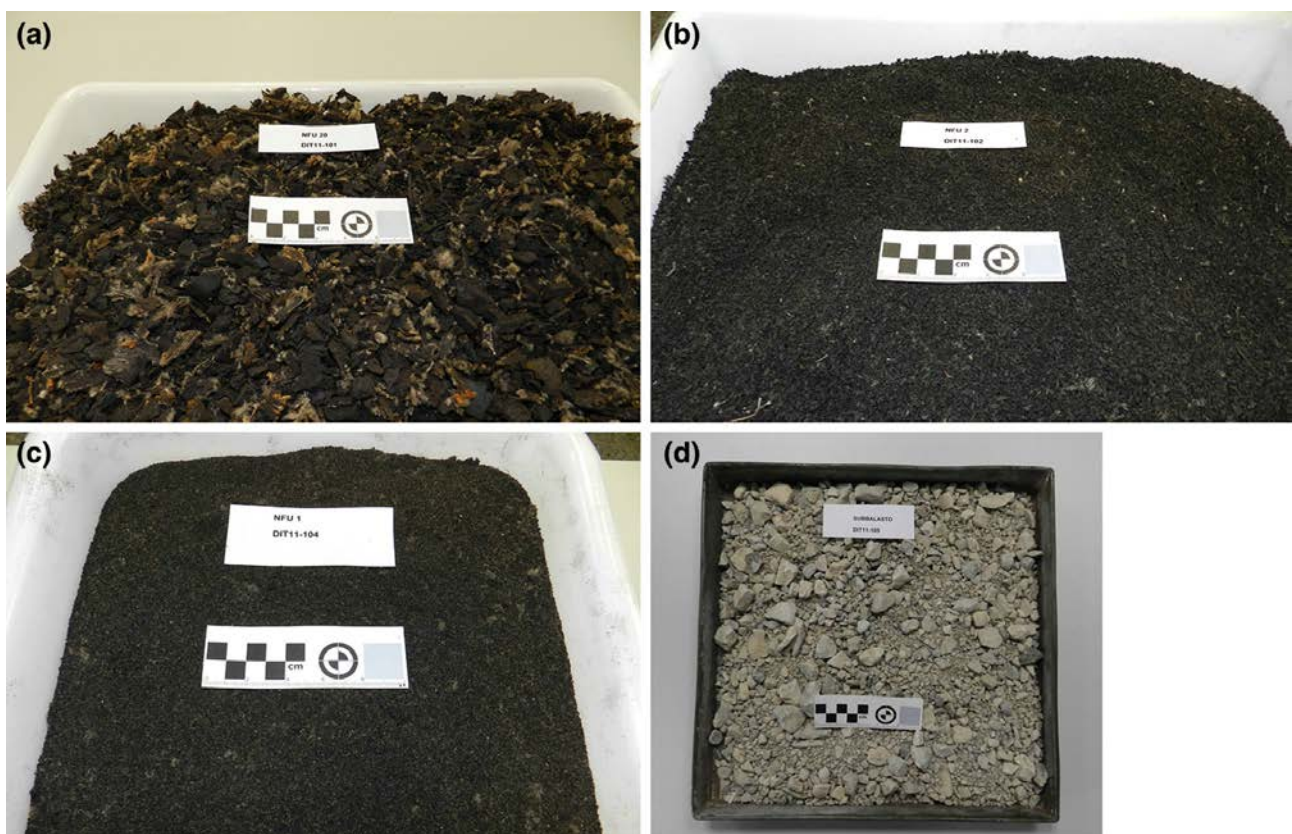


Fig. 1: Soil and rubber samples taken for laboratory and field tests. a) Rubber 20. b) Rubber 2. c) Rubber 1. d) Common Subballast

The material defined as Platform is an aggregate chosen to be used as a base in the experimental railway track built for field testing (see 3.3). It is sampled and tested to ensure that it fulfils the properties required for such materials in actual railway tracks, but it is not the object of this study.

2.2. Laboratory tests

Several laboratory tests were carried out to identify the properties of the soil and rubber materials (Table 1). One of the aggregate samples was chosen as a traditional subballast pattern to be compared with the new mixes. Samples were prepared with the maximum dry density using energy of Modified Proctor.

Laboratory Test	Standard	Subballast	Rubber	Mix
Gradation of Soil	ASTM D6913	X	X	X
Atterberg limits	ASTM D4318	X		X
Loss on drying	ASTM D4959	X	X	X
Specific gravity	ASTM C127	X	X	
Water Absorption	ASTM C127	X	X	
Sand equivalent value (SE)	ASTM D2419	X		
Resistance to degradation (Los Angeles Coefficient – LA)	ASTM C131	X	X	X
Resistance to abrasion micro-Deval (MD _H)	ASTM D6928	X	X	X
Percentage of fractured particles	ASTM D5821	X		
Organic matter content	ASTM D2974	X		
Modified Proctor compaction	ASTM D1557	X	X	X
CBR (Standard)	ASTM D1883	X		X
Direct shear test (Consolidated Drained)	ASTM D3080/D3080M	X		X
Triaxial compression test (Consolidated Drained)	ASTM D7181	X		X
Cyclic load triaxial test	AASHTO T 307-99	X		X

Field Test	Standard	Base ground	Platform	Subballast
Density “in situ” (radioactive isotopes)	ASTM D3017:2001 ASTM D2922:2001	X	X	X
Static load plate (φ 300 mm)	BS 1377-9		X	X
LFWD (φ 300 mm)	ASTM D4694		X	X

Table 1: Laboratory and field tests carried out

Additionally, four different aggregate-rubber mixes were prepared, varying the percentage of rubber from 1.0%, 2.5% to 5% and 10% respectively (in terms of weight, Table 2).

Mix	% Aggregate	% Rubber 20	% Rubber 2	% Rubber 1
1.0% Mix	99.0	0.4	0.4	0.2
2.5% Mix	97.5	1.0	1.0	0.5
5.0% Mix	95.0	2.0	2.0	1.0
10.0% Mix	90.0	4.0	4.0	2.0

Table 2: Rubber-Soil mixes analysed

All mixes were prepared using a laboratory planetary mixer, first mixing the aggregate and the rubber shreds during 2 minutes until achieving a homogeneous mix and then adding water and mixing for one more minute. All mixes were tested and the results were later compared to those obtained for traditional subballast.

It is important to note that the definition of the percentages of rubber was relatively complex because there is not a clear consensus between all the papers reviewed. Authors tend to try several different rubber contents (in terms of weight or volume) with respect to different criteria and objectives, or even arbitrarily (Speir and Witczak, 1996). Taking this into account, a first round of CBR tests were carried out and it was found that a rubber content above 10% (in weight) yielded a CBR below 20 and caused problems of bulking. Using this result as a preliminary criterion, a maximum rubber content of 10% was chosen, and the other three configurations (1%, 2.5% and 5%) were also chosen so as to assess the influence of the rubber within the range considered.

Regarding the tests in Table 2, the cyclic load triaxial test is not required by the PF-7 (2006), but it was nevertheless performed so as to obtain the resilient modulus. This parameter provides some information about the elastic behaviour of a confined material permanently deformed by dynamic loads (Garnica et al., 2001) and is widely used to characterise aggregate materials (Tutumluer and Seyhan, 1999). The test was carried out according to AASHTO T307-99 (2003) at a controlled temperature of 25 °C. Cylindrical specimens were made with 100 mm diameter and 200 mm height and a maximum particle size of 20 mm. For each mixture, four specimens were prepared and tested and average results were obtained. The test consisted on 15 load cycles under varying conditions of confining pressure and deviator stress as described in AASHTO T307-99 (2003). The specimens were dynamically compacted using a 2.5 kg hammer falling from 305 mm, with 100 blows per layer. This yields a compaction energy of 2.632 J/cm³.

2.3. Field tests

In addition to laboratory tests, an experimental railway platform was built so as to test the placing of the new mixes and their performance on field. This platform consists on a 10x10 m square, excavated to a depth of 35 cm. This depth is completely filled with a layer of aggregate of the material labelled as 'platform' during the lab tests. This material fulfils all the requirements from PF-7 (2006). This layer represents the railway platform. Over this foundation a second, 30 cm thick layer is laid, representing the subballast. This top layer is divided in four sections, each one with a different material, as shown in Fig. 2. The different materials used are the same tested in laboratory.

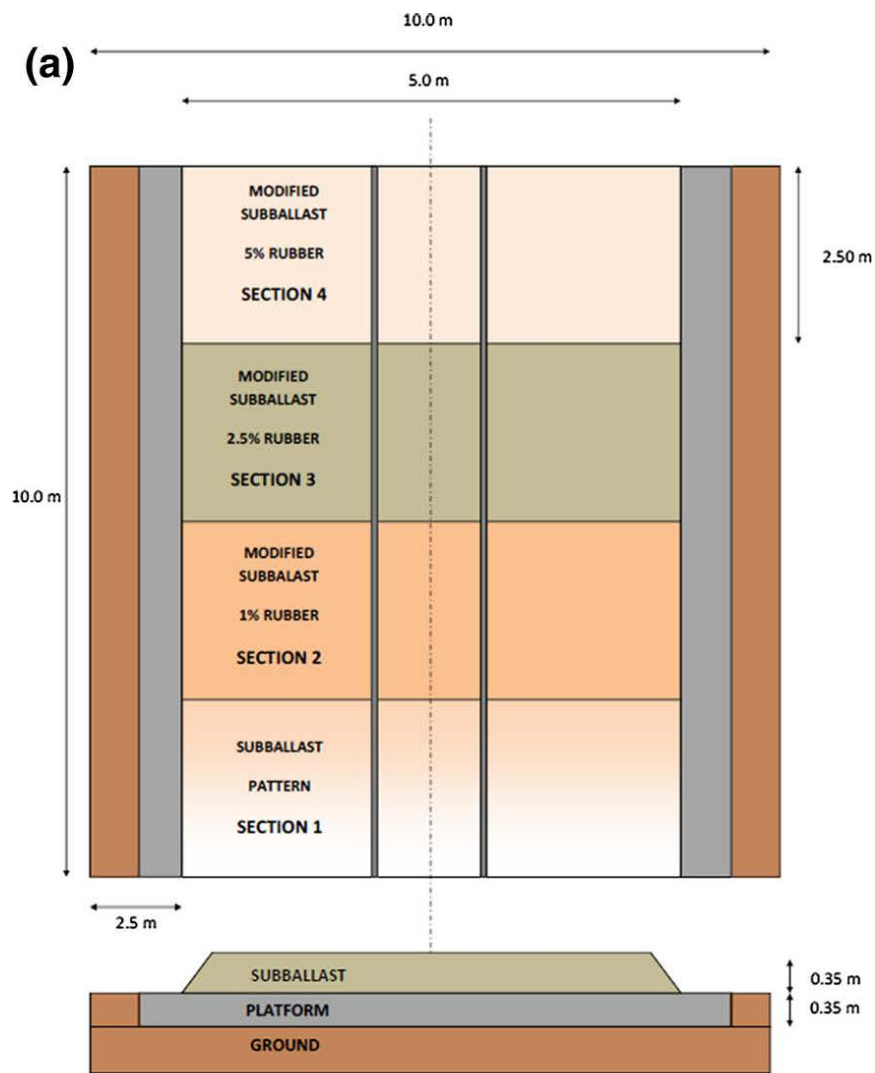


Fig. 2: Experimental railway platform. a) Platform layout (the vertical dotted line represents the track central axis). b) Completed platform

The first section is made of traditional granular subballast, hence providing a pattern for comparison. The other three sections are made of a mix of aggregate and 1, 2.5 and 5% rubber respectively. The mixes were prepared following the same procedure described for laboratory tests, although with bigger quantities and larger equipment. A 50 Kg scale with a precision of 5 g was utilised to control the weight of each component of the mix, and a 500 litres portable mixer was then utilised to prepare all mixes. Each mixing operation lasted at least 5 minutes to ensure homogeneity.

Each of the four sections of the platform is 10 m wide and 2.5 m long. These dimensions were chosen according to the specifications of the manufacturer of the testing devices as well as the recommendations of the German ZTVE-St 94. It was decided not to build a 10% mix section due to bulking problems. This is further explained in section 4.

The purpose of this experimental platform is twofold: On the one hand, material placing and compaction by conventional means is tested so as to check if the new mixes add any difficulty to the construction process. On the other hand, density and bearing capacity are measured in the four sections in order to assess the differences between the pattern material and the new mixes.

The construction process encompasses the following steps (Fig. 3):

- Cleaning and clearing of the area and perimeter, including access paths.
- Soil excavation of 35 cm depth and compaction (95% modified Proctor) of the ground underneath by means of road roller. Samples were taken from the natural soil nearby to identify the maximum density in the laboratory. In-situ density was checked by means of radioactive isotopes.
- Placing and compaction (98% modified Proctor) of the 'platform' layer. This layer was laid in two sub-layers of 20 cm, each one conveniently compacted and humidified. Density was once again checked in-situ after compaction.
- Site survey in order to accurately define the four sub-sections of the platform.
- Placing and compaction (98% modified Proctor) of subballast and in-situ density measurement.

The tests carried out in this experimental site are listed in Table 1. Both the static and dynamic (Light Falling Weight Deflectometer - LFWD) load plate tests were carried in parallel with two circular plates of 300 mm of diameter (Fig. 4). This plate size ensures that the stress bulb is contained between the subballast and platform layers and thus it is not affected by either the natural ground underneath or the platform boundaries.

The static load plate test consisted on the following loading steps (all values in MPa):

- 1st loading step: 0.00, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40, 0.45, 0.5
- 1st unloading step: 0.25, 0.12, 0.00
- 2nd loading step: 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40
- 2nd unloading step: 0.25, 0.12, 0.08, 0.00.



Fig. 3: Experimental platform construction process. a) Site before cleaning and clearing. b) Excavation. c) Site survey. d) Placing and compaction

The equipment used for the test was a backhoe of 8.9 tonnes. In order to increase the weight, the backhoe was equipped with a 1 tonne hammer device and the bucket was loaded with 2 tonnes of granular material, hence yielding a total weight of 11.9 tonnes.

The LFWD test was carried out with a mass falling freely over the load plate, applying an impact force of 7.07 ± 0.07 KN over 17 ± 1.5 ms.

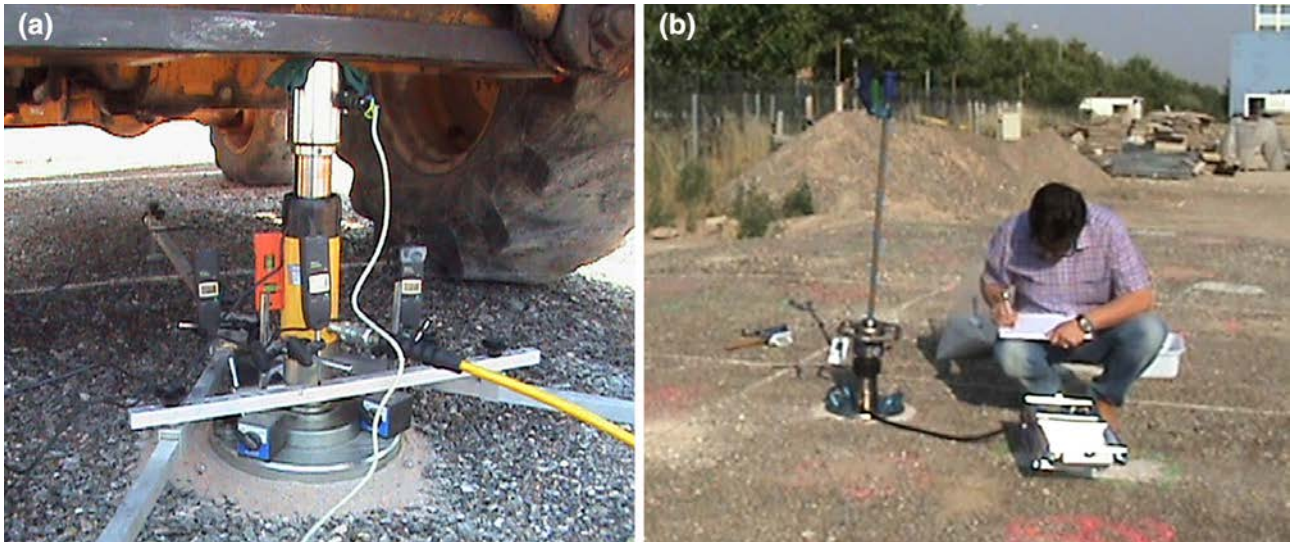


Fig. 4: Field tests. a) Static load plate test. b) LFWD.

Only the static load test is required by Spanish Railway Administrator (PF-7 and PGP-2008) to control subballast placing during construction. This test yields a static deformation modulus (E_{v1} and E_{v2}). The purpose of carrying out also a dynamic load plate test (which yields a different, dynamic deflection modulus E_{vd}) is to compare both moduli and observe the relation between both of them, as this is not well established in the literature. Results from these tests are also compared to the ones obtained in the laboratory.

3. Results and discussion

3.1. Laboratory results

The results obtained from the laboratory tests for both the aggregate material and the rubber particles are detailed in Table 3. First of all, the tests carried out for the subballast show that the material chosen presents a grain size well within the soil gradation curves required by the PF-7 regulations (Fig. 5). The Coefficient of Uniformity (C_u) is 80.0, much higher than the one demanded ($C_u \geq 14$). The Sand Equivalent (SE) is 47, the threshold value established by regulations. Specific gravity of the material is 2.773 g/cm^3 .

The CBR obtained for a sample compacted at 100% Modified Proctor (dry density 2.360 g/cm^3 and optimal moisture 6.2%) is greater than 100. Additionally, the triaxial shear test gave a null effective cohesion and an effective friction angle of 40° . Up to this point the characteristics of the material are good enough for it to be used as subballast. Additionally, the resistance to fragmentation (LA) is 25, which is lower than required ($LA < 28$). The micro-Deval test yields a result of 10.5, again below to the threshold value ($MD < 22$). Therefore, this aggregate material does fulfil all the requirements expected for a subballast layer.

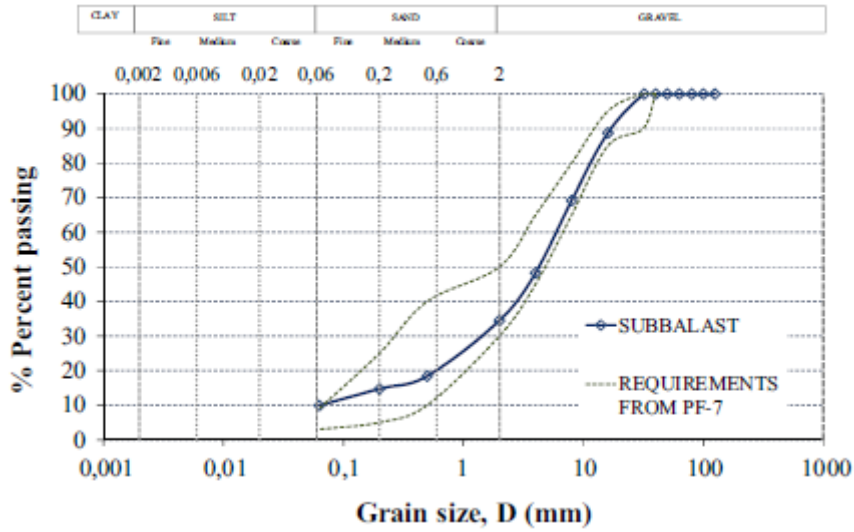


Fig. 5: Soil gradation for the subballast material

Aggregate material		
Parameter	Results	PF-7 Requirement
Uniformity Coefficient (Cu)	80	$Cu \geq 14$
Coefficient of Curvature (Cc)	1.4	$1 \leq Cc \leq 3$
Sand Equivalent (SE)	47	$SE > 45$
Atterberg Limits	Non-plastic	Non-plastic
Los Angeles Coefficient (LA)	25	$LA < 28$
Micro-Deval (MDH)	10.5	$MDH < 22$
Coefficient of permeability (K) (m/s)	$3.05E-7$	$K < 1E-6$
Specific gravity (g/cm^3)	2.773	--
Water Absorption (%)	0.71	--
Dry Unit Weight, Modified Proctor (g/cm^3)	2.360	--
Optimal Moisture (W_{opt}) (%)	6.2	--
Organic Matter Content (%)	0.09	Free Content
Rubber particles		
Parameter	Results	
Uniformity Coefficient (Cu)	1.4	
Curvature Coefficient (Cc)	0.9	
Coefficient of permeability (K) (m/s)	$2.1E-5$	
Specific gravity (g/cm^3)	1.136	
Water absorption (%)	5.00	
Dry unit weight modified proctor (g/cm^3)	0.567	

Table 3: Laboratory results for aggregate and rubber materials

This good result is quite uncommon for calcareous soils, which are the most abundant in the eastern regions of Spain. The reason is the high content of dolomite in the chosen soil, which provides greater resistance to fragmentation. Usually, when new tracks are built in eastern Spain, the calcareous soil excavated on site needs to

be disposed of and replaced by a more competent material, hence increasing the cost and environmental impact of the construction.

Considering now the different rubber-aggregate mixes studied, the first noteworthy result is that all the mixes are within the required gradation curves (Fig. 6). It is clear then that a 10% (or lower) addition of rubber in terms of weight will not compromise the viability of the mixed material in terms of size gradation.

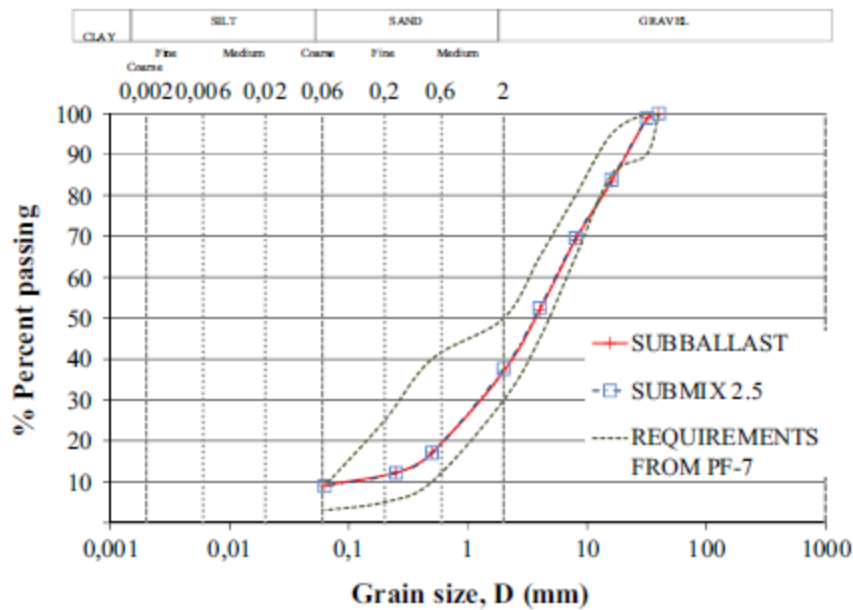


Fig. 6: Soil gradation for the subballast and the 2.5% mix

Focusing now in the degradation, all the mixes present an enhanced behaviour compared to the unmixed soil, as the addition of such an elastic material as rubber reduces the wear of the mixture. Fig. 7 shows the results of both the Los Angeles test and Micro-Deval test. Both figures show a clear trend of degradation reduction with an increase of rubber content. For a 10% addition of rubber, the LA shows a reduction of 20% (from 25 to 20) and the MD is reduced from 10.5 to 8.4 (20 %), a result that improves the requirements aforementioned. Therefore, an addition of 10% rubber to a more calcareous soil, which usually does not reach the degradation thresholds, may turn an otherwise invalid material for subballast into a suitable one, according to Spanish norms.

It could be argued that the Los Angeles and Micro-Deval tests may not be completely appropriate to assess the degradation of rubber-soil mixes, as they were first conceived to measure the abrasion of common, unmixed aggregates. However, it is not the objective of this study to discuss the reliability of these tests (which would require a paper on its own) but to assess the suitability of the rubber-soil mixes under the parameters and tests required by Spanish regulations. These regulations, which are quite similar to the common practice in the railways

sector across Europe, are based on existing standard procedures such as the Los Angeles and Micro-Deval tests, and thus the mixtures studied in this paper were assessed according to such standards. However, their aptness is a rather important issue that requires further research and discussion.

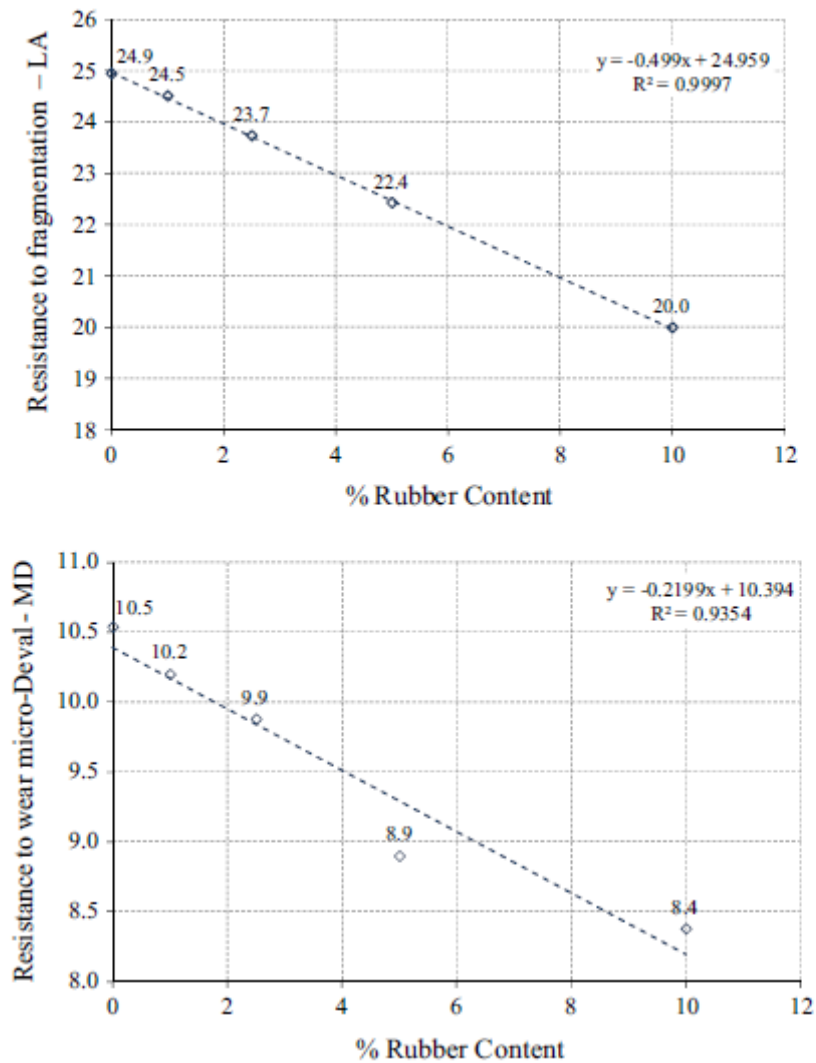


Fig. 7: Los Angeles coefficient (up) and Micro-Deval (humid) coefficient (down)

That being said, the addition of rubber has other effects that should be taken into account before setting an optimal percentage. First of all, the more rubber added, the lower the density of the material, and this may be an advantage to certain extent as a more light material is obtained. However, during the CBR test it was found that an addition higher than 10% (in weight) induces bulking, hence increasing dramatically the energy required for compaction. For this reason the experimental platform was built with a maximum 5% of rubber content in one of its four sections, as explained before. Therefore, a rubber addition over 10% of the aggregate weight is not appropriate.

Considering now the bearing capacity, the addition of rubber tends to reduce the CBR. An addition of 2.5% (in weight) yields a threefold reduction when compared with the pattern material (Fig. 8). Previous research made for sand and rubber mixes covering a wide range of rubber content (from 10% to 50% in terms of volume) observed a completely different result (Hataf and Rahimi, 2006). This is because rubber particles are of greater size than sand particles and provide certain degree of entanglement when mixed, hence increasing the bearing capacity and shear strength of the sand. This is not the case in the mixes studied for this paper, where rubber particles are smaller than those of the aggregates used for subballast.

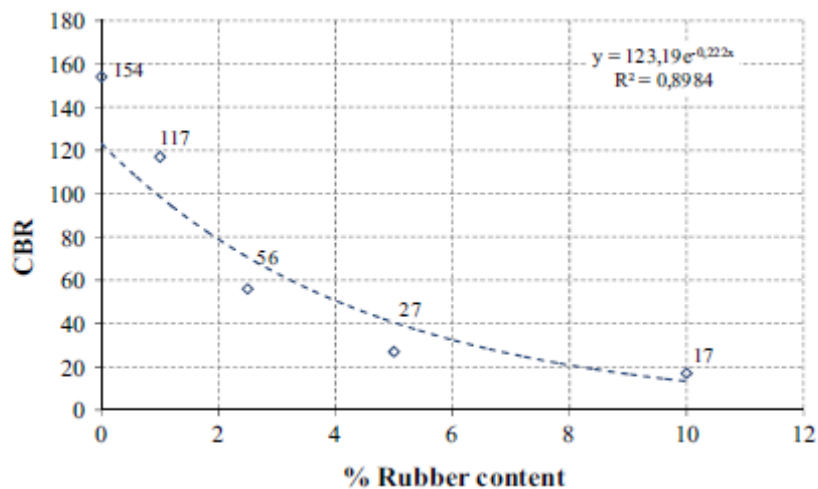


Fig. 8: CBR results against rubber content

It is worth noting that this test and all the following were performed ensuring a 100% Modified Proctor density for all the samples.

Nevertheless, despite this trend of reduction, all the mixes studied yielded a CBR index high enough to be used for railway platforms, except the 10% mix (the required CBR is 20 or better). This mix could be still used, however, for platform layers under the subballast layer in railway lines with low Average Daily Traffic.

Therefore, the addition of rubber provides two main effects. On the one hand, the elastic behaviour and resistance to degradation is improved. On the other hand, bearing capacity is reduced, but it is still within the usual range for a subballast material. This is particularly remarkable because the Spanish railway regulations do not take into account the CBR as a measure of the subballast bearing capacity, relying instead on the static load plate test carried out in situ.

Taking into account all these results, adding rubber to the soil up to about 7.5% in weight will yield a more elastic and less prone to degradation material while ensuring a high enough bearing capacity, hence solving the

aforementioned usual problem of high degradation found in calcareous soils which are rather common in South-West Spain.

With regards to the cyclic load triaxial test, Fig. 9a shows that the resilient modulus (M_r) decreases with the addition of rubber. This was expected as density is reduced when rubber is added and that directly affects the resilient modulus. The modulus used for this comparison corresponds to a confining pressure of 34.5 kPa and a deviator stress of 103.4 kPa, (NCHRP, 2004). The average results are also detailed in Table 4, including moisture content and strain levels. It is usually required, for materials to be used as support layers, that the resilient modulus is at least over 100 MPa (Brown and Pappin, 1985), therefore the addition of rubber should be limited to less than 5% in weight. However, the resilient modulus depends on the level of stress, and this is taken into account in Fig. 9b, where M_r is compared with Θ , which is the sum of principal stresses (1):

$$\Theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 \quad (1)$$

	Subballast	1.0% Mix	2.5% Mix	5.0% Mix
Dry Unit Weight, γ_d (g/cm ³)	2.32	2.30	2.25	2.17
Resilient Modulus, M_r (MPa)	249.6	192.3	167.4	92.8
Permanent Strain, ϵ_p (%)	0.233	0.275	0.400	0.750
Resilient Strain, ϵ_r (%)	0.042	0.051	0.057	0.103
Initial Moisture content, W_o (%)	6.2	6.2	6.2	6.2
Final Moisture content, W_f (%)	4.8	4.5	5.1	5.1

Table 4: Average results from the cyclic load triaxial test

The trend lines drawn in Fig. 9b for each mix as well as for the pattern material correspond to the non-linear Bulk Stress Model usually used (Araya et al., 2012) to study the resilient deformation of unbound granular materials such as the ones considered in this study. This model is ruled by the following equation (2):

$$M_r = k_1 \cdot \Theta^{k_2} \quad (2)$$

Where k_1 and k_2 are non-linear parameters which depend on the material studied (Mohammad et al., 1994). From Fig. 9b it is clear that, at lower stress levels, the difference in the resilient modulus due to the addition of rubber is much higher than that found and higher stress levels. However, it is worth nothing that for all samples the resilient modulus increases with the stress level; hence the addition of rubber does not alter the typical behaviour of an aggregate material (Gudishala, 2004).

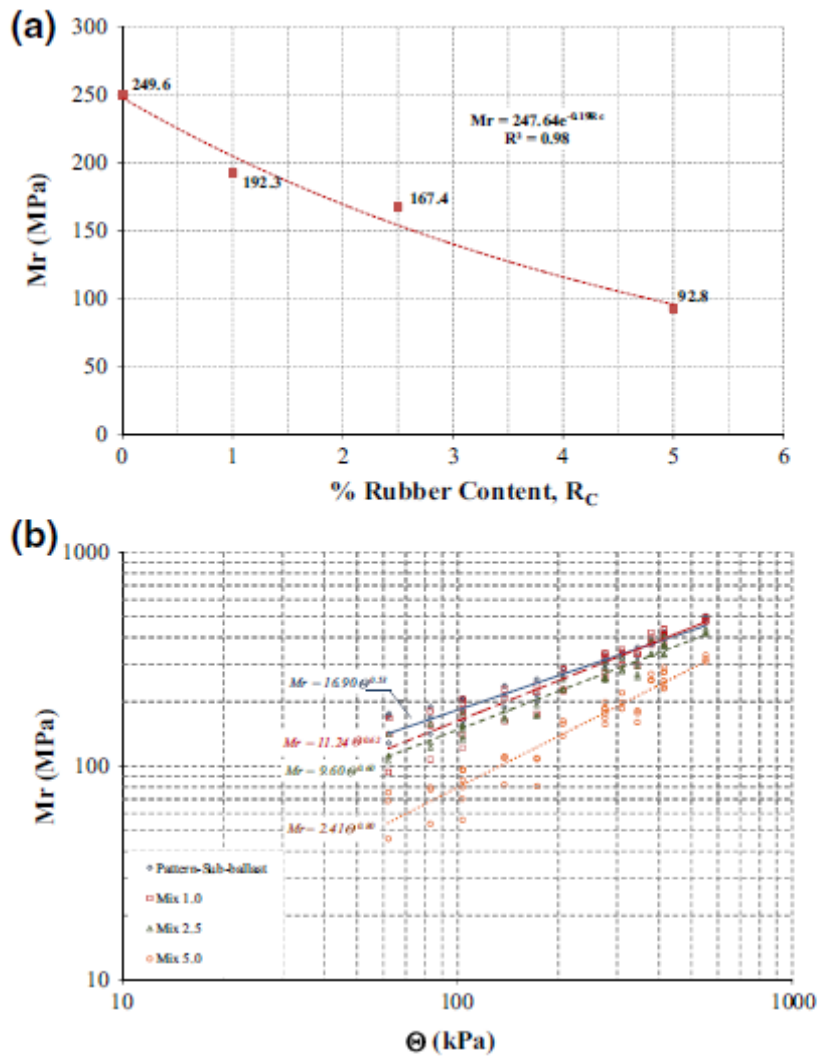


Fig. 9: a) Resilient modulus vs. % rubber content. b) Resilient modulus vs. Sum of principal stresses

Another interesting result is shown in Fig. 10, which compares the resilient strain (Fig. 10a) and permanent strain (Fig. 10b) with the number of cycles for each mix studied. Both the resilient and permanent strain increases with the number of cycles and the content of rubber. For the 5% mix the maximum resilient strain after 2000 cycles is $8E-4$ (in unit fraction), while the permanent strain is above 1.2 %.

The shear tests carried out showed that all the mixes behave similarly to the pattern material. The parameters obtained were the same (Cohesion = 0 kPa, Effective Friction angle = 47°), and the only difference observed was that the increase in rubber content increases also the horizontal deformation needed to reach the same shear stress.

Therefore, the addition of rubber within the range considered in this study (i.e. lower or equal to 10% in weight) does not alter the shear strength of the soil.

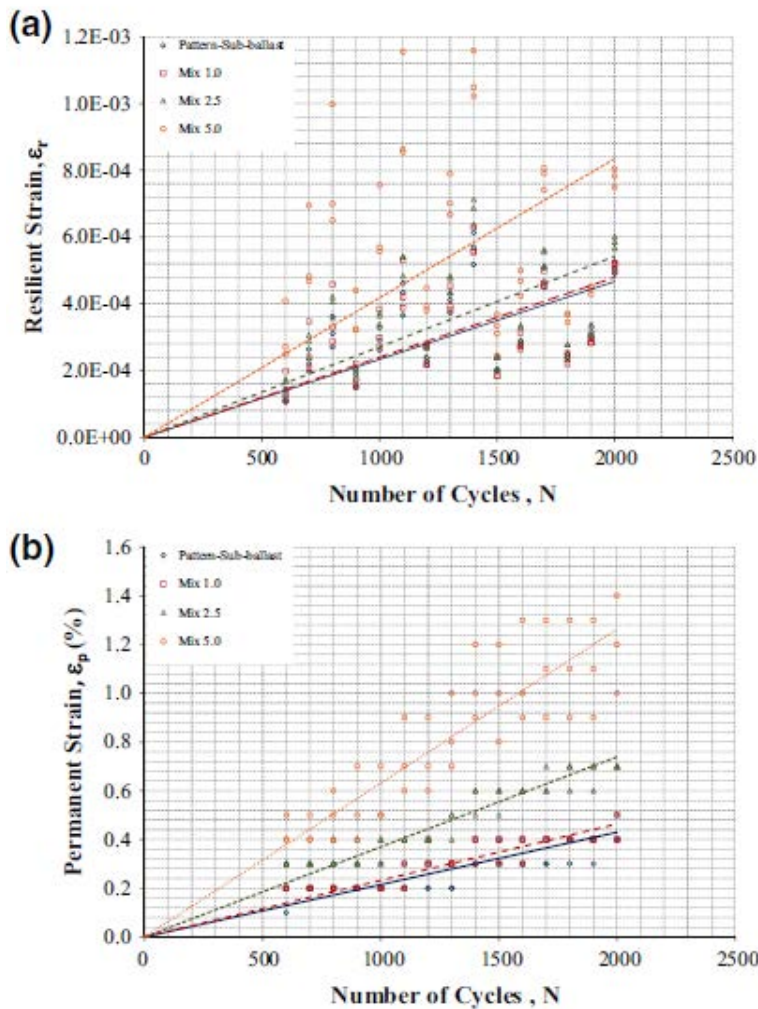


Fig. 10: a) Resilient strain (unit fraction) vs. number of cycles.
b) Permanent strain (%) vs. number of cycles

Finally, in both the CBR and cyclic load triaxial tests it has been observed that mixtures with higher rubber content retain more moisture after being subjected to load cycles. This is likely due to their higher compressibility.

3.2. Field results

The results of the field tests performed in the experimental platform are listed in Tables 5 and 6.

The tests carried out in the natural ground underneath the experimental platform yield an in situ humidity of 6.8% and a dry density of 1.95 g/cm³. The degree of compaction is above 98%.

As for the different mixes, from table 4 it is clear that, as the rubber content increases, the percentage of compaction attained increases too, as the density to be reached according to the Modified Proctor Tests is also

reduced. Therefore, the addition of rubber may ease the compaction process made with conventional equipment (i.e. road roller). Additionally, both the static and dynamic moduli tend to decrease when more rubber is added, a result already observed during the cyclic load triaxial test. It is worth comparing the results from that test and the dynamic modulus obtained from the LFW, as the former is a rather complex and expensive test whereas the latter is much more common and affordable. This comparison is shown in Fig. 11, and the correlation between the Resilient Modulus (M_r) and the Dynamic Deflection Modulus (E_{vd}) found is:

$$M_r = 4.416 \cdot E_{vd}^{0.81} \quad (3)$$

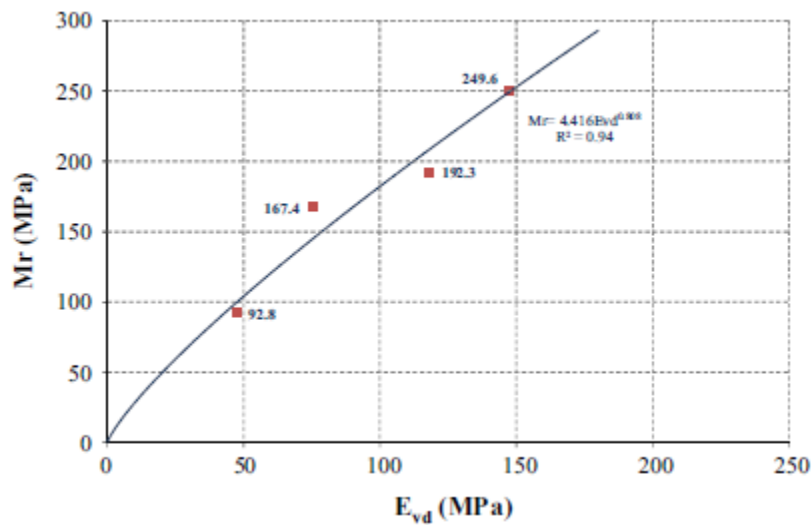


Fig. 11: Correlation between resilient modulus and dynamic deflection modulus

	In situ dry density (g/cm ³)	In situ humidity (%)	Modified Proctor density (g/cm ³)	Modified Proctor humidity (%)	% Compaction	Dynamic deflection modulus E_{vd} (MPa)
Pattern	2.185	6.5			95.8	
1.0% Mix	2.185	6.9			95.8	
2.5% Mix	2.241	6.7	2.280	6.6	98.3	89.3
5.0% Mix	2.234	6.2			98.0	

Table 5: Field tests results for the platform material under each section

	In situ dry density (g/cm ³)	In situ humidity (%)	Modified Proctor density (g/cm ³)	Modified Proctor humidity (%)	% Compaction	Static deformation modulus E_{v2} (MPa)	Dynamic deflection modulus E_{vd} (MPa)
Pattern	2.262	6.4	2.360	6.2	95.8	232	147
1.0% Mix	2.240	7.5	2.300	6.2	97.4	195	118
2.5% Mix	2.197	6.7	2.260	6.2	97.2	160	75
5.0% Mix	2.120	6.9	2.160	6.2	98.1	84	47

Table 6: Field tests results for the subballast materials in each section

With a R^2 coefficient of 0.94. This result may be useful to further characterise this kind of mixed materials by means of more cost-effective testing devices such as the LFWD, particularly when more expensive systems such as the cyclic load triaxial test are not available.

Another noteworthy result is that all the mixes tested, except the 5 % mix, yield dynamic modulus (E_{vd}) greater than 50 MPa, which is the threshold required by the German Railways normative NGT 39 (1997) for subballast layers. The static modulus (E_{v2}) is well over the 120 MPa threshold required by the PF-7 (2006) except, once again, for the 5 % mix (Fig. 12).

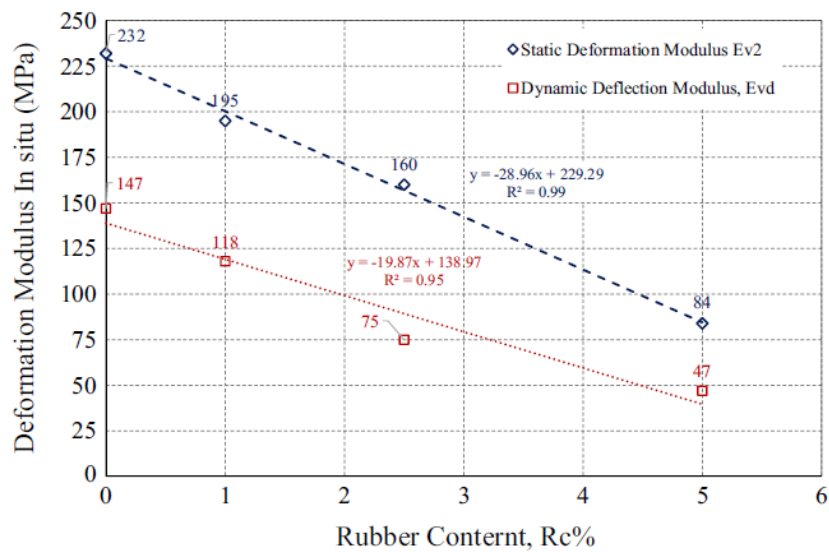


Fig. 12: Static modulus E_{v2} and Dynamic modulus E_{vd} vs. % rubber content

4. Conclusions

From the results discussed in the previous section, a few conclusions may be drawn. First of all, the addition of rubber particles to a granular material enhances the resistance of the resultant mix against degradation, improving the standard wear coefficients used to test that characteristic (Los Angeles and Micro-Deval). Nevertheless, these standard procedures might not be completely apt for the kind of unbound rubber-aggregates mixes studied.

On the other hand, density and bearing capacity are reduced, but the CBR index obtained is still over 20 (which is a usual minimum for this kind of material) unless the addition of rubber is equal to 10% of the total weight.

The resilient modulus (M_r) obtained from the cyclic load triaxial test also shows the same trend: the more rubber added, the lower the modulus. This difference is more evident for lower stress levels. In any case, it was found

that the content of rubber should be limited to less than 5% (in weight) in order to ensure enough bearing capacity and resilient modulus.

Furthermore, the addition of rubber within the range considered ($\leq 10\%$ in weight) does not alter the resistant parameters of the soil obtained from a shear tests. Nevertheless, more deformation is required to reach the maximum shear stress.

From all these results it can be concluded that the addition of a small percentage of rubber to a coarse aggregate may improve the material in terms of resistance to degradation while maintaining its bearing capacity and resilient modulus in acceptable levels. In order to ensure such balance, rubber particles should be added in a proportion lower than 5% in weight. In this way, materials otherwise invalid for their use as subballast in railway platforms may be enhanced and used while fulfilling all the requirements set on Regulations. This may bring an economic advantage in terms of cost reduction, as there would be no need of dispose of the previously unacceptable material and obtain a better and more expensive soil. Moreover, the generalization of this use for rubber particles will allow the recycling of large quantities of scrap tyres, whose accumulation represents an environmental threat to modern societies.

All these potential advantages should encourage further research in this topic, focusing particularly in some aspects that are still not well known, such as the effect of the rubber particle size and the applicability of some of the procedures and thresholds defined in the regulations to materials that are certainly different to those these limits were fixed for. Finally, modifying the elasticity of the subballast layer may provide a certain level of attenuation of the vibration caused by the trains. This is a rather important feature as the mitigation of vibration has become a key issue regarding the environmental impact of railway networks; hence it should be studied in future stages of research.

Acknowledgments

The authors wish to thank GUEROLA for providing the soil samples from its quarry, EMRO for providing the rubber particles and Ángel Morilla Rubio, Manolo Medel Perallón and Esther Medel Colmenar for their help during the field tests.

References

- AASHTO (2003). T307-99-UL. 'Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.'
- Araya, A.A., Huurman, M., Molenaar, A.A.A., Houben, L.J.M. (2012). 'Investigation of the resilient behavior of granular base materials with simple test apparatus.' *Materials and Structures*, 45, pp. 695-705.
- ASTM (1998). D6270-98. 'Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications.'
- ASTM (2001a). D3017. 'Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth).'
- ASTM (2001b). D2922. 'Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth).'
- ASTM (2005). D1883. 'Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils.'
- ASTM (2006a). C131. 'Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.'
- ASTM (2006b). D5821. 'Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate.'
- ASTM (2007). D4959. 'Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil By Direct Heating.'
- ASTM (2009a). D75/D75M-09. 'Standard Practice for Sampling Aggregates.'
- ASTM (2009b). D6913. 'Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis.'
- ASTM (2009c). D2419. 'Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate.'
- ASTM (2009d). D4694. 'Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device.'
- ASTM (2010a). D4318. 'Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.'
- ASTM (2010b). D5084. 'Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Method B and C.'
- ASTM (2010c). D6928. 'Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus.'

ASTM (2011a). D3080/D3080M. 'Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.'

ASTM (2011b). D7181. 'Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.'

ASTM (2012a). C127. 'Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.'

ASTM (2012b). D7760. 'Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Tire Derived Aggregates Using a Rigid Wall Permeameter.'

ASTM (2012c). D1557. 'Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)).'

ASTM (2013). D2974. 'Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils.'

ADIF (2008). 'Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008).'

Brown, S.F. and Pappin, J.W. (1985). 'Analysis of Pavements with Granular Bases.' *Transportation Research Record*, 1022, pp. 52-59.

BS (1990a). 1377-5. 'Methods of test for soils for civil engineering purposes. Compressibility, permeability and durability tests.'

BS (1990b). 1377-9. 'Methods for test for soils for civil engineering purposes In-situ tests: Determination of the vertical deformation and strength characteristics of soil by the plate loading.'

Buonanno, A. and Mele, R. 'The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways'. *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Barcelona, 20-22 September 2000.

Cano, H., Estaire, J. and Rodríguez, R.. 'Terraplén Experimental construido con Neumáticos Troceados (Experimental embankment built with shredded tyres). ' *Jornada Técnica Sobre Experiencias Recientes en Estructuras de Tierra para Infraestructuras Viarias*. Madrid, 10 February, 2011.

CEDEX (1991). NLT-148/91. 'Toma de muestras de roca, escorias, grava, arena, polvo mineral y bloques de piedra empleados como materiales de construcción de carreteras (Sampling of rocks, slags, sand, mineral dust and stone blocks used for road construction).'

CEDEX (1998). NLT-357:98. 'Ensayo de carga con placa (Load plate test).'

- Di Mino, G., Di Liberto, M., Maggiore, C. and Noto, S. (2012). 'A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer.' *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 366-378.
- Edinçliler, A., Baykal, G. and Saygılı, A. (2010): 'Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction.' *Waste Management*, 30, 1073-1080.
- European Commission (1999). Directive on the Landfill of Waste 1999/31/EC. *Official Journal of the European Union*, 182, 1-19.
- European Commission (2008). Waste Framework Directive 2008/98/EC. *Official Journal of the European Union*, 312, 3-30.
- Feng, Z. and Sutter, K. (2000). 'Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures.' *Geotechnical Testing Journal*, 23 (3), 338-344.
- FGSV: Earthworks and Foundation Engineering Task Force (1994): ZTVE-StB 94. 'Supplementary Technical Terms and Conditions of Contract and Guidelines for Earthworks in Road Construction.'
- Garnica, P. A., Pérez, G. N., and Gomes, L. A. (2001). 'Módulo de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares. (Resilient Modulus in Fine Soils and Aggregate Materials).' *Publicación Técnica*, 142, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI), Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandila, México.
- German Railways (1997). NGT 39. 'Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau. (Directions of Application of Light Drop-Weight Tester in Railways).'
- Gudishala, R. (2004). 'Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results.' PhD Thesis. SriKrishna Devaraya University, Andhra Pradesh, India.
- Hataf, N. and Rahimi, M. M. (2006). 'Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds.' *Construction and Building Materials*, 20 (10), 910-916.
- Humphrey, D. N., Whetten, N., Weaver, J. and Recker, K. 'Tire shreds as lightweight fill for construction on weak marine clay.' *Proceedings of the International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*, Balkema, Rotterdam, 2000.
- Humphrey, D. N. and Blumenthal, M. (2010). 'The Use of Tire-Derived Aggregate in Road Construction Applications.' *Green Streets and Highways 2010*, 299-313.
- Melis, M. (2006). 'Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria (Embankment and ballast in High Speed Railways).' *Revista de Obras Públicas*, 3464, 7-36.

Mohammad, L.N., Puppala, A., and Alavalli, P. (1999). 'Effect of Strain Measurements on Resilient Modulus of Granular Soils.' *Dynamic Geotechnical Testing, Second Volume*, ASTM STP 1213, pp. 202-221.

Nakhaei, A., Marandi, S. M., Sani Kermani, S. and Bagheripour, M. H. (2012). 'Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber.' *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 124-132.

National Cooperative Highway Research Program (2004). 'Research Results Digest. Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design.' Available at: http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rrd_285.pdf (accessed 01/04/14).

RENFE (1982). N.R.V. 2-1-0.0. 'Obras de Tierra, Calidad de la Plataforma. (Earthworks, platform quality).'

Salgado, R., Yoon, S. and Zia Siddiki, N. (2003). 'Construction of Tire Shreds Test Embankment.' *Joint Transportation Research Program. Technical Report N°: FHWA/IN/JTRP-2002/35*. Available at: <http://docs.lib.purdue.edu/jtrp/42/> (accessed 11/02/2013).

Sharma, V.K., Fortuna, F., Mincarini, M., Berillo, M. and Cornacchia, G. (2000). 'Disposal of waste tyres for energy recovery and safe environment.' *Applied Energy*, 65 (1-4), 381-394.

Sheehan, P. J., Warmerdam, J. M., Ogle, S., Humphrey, D. N. and Patenaude, S. M. (2006). 'Evaluating the risk to aquatic ecosystems posed by leachate from tire shred fill in roads using toxicity tests, toxicity identification evaluations and groundwater modeling.' *Environmental Toxicology and Chemistry*, 25 (2), 400-411.

SIGNUS (2012): Activity Report 2012. Available at: <http://www.signus.es/> (accessed 02/07/2014).

Spanish Ministry of Public Works (2006). 'Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast).' *Boletín Oficial del Estado*, 103, 16891-16909.

Speir, R. H. and Witzak, M. W. (1996). 'Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers.' *Transportation Research Record*, 1547, 96-106.

Tutumluer, E., and Seyhan, U. 'Laboratory determination of anisotropic aggregate resilient moduli using a new innovative test device.' *78th Annual meeting of the transportation research board specialty session on "Determination of resilient modulus for pavement design."* Washington DC, USA, 1999.

Vipulanandan, C., Bilgin, Ö., Jeannot, Y., Vembu, K. and Bahadir, M. (2009). 'Prediction of embankment settlement over soft soils.' *Project Report N° FHWA/TX-09/0-5530-1*. Available at: <http://d2dt15nnlpfr0r.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/0-5530-1.pdf> (accessed 30/06/2014).

Wang, J. and Zeng, X. (2004). 'Numerical simulation of vibration attenuation of high-speed train foundations with varied trackbed underlayment materials.' *Journal of Vibration and Control*, 10, 1123-1136.

Wolfe, S. L., Humphrey, D. N. and Wetzel, E. A. (2004). 'Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track'. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects: Proceedings of Geo-Trans 2004*, 750-759. ISSN: 0-7844-0744-4.

Yoon, S., Prezzi, M., Zia Siddiki, N. and Kim, B. (2005). 'Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material.' *Waste Management*, 26, 1033-1044.

ARTÍCULO N° 2:

Revista:

MATERIALS AND STRUCTURES

Título:

“Analysis of the vibration alleviation of a new railway sub-ballast layer with waste tyre rubber”

ANALYSIS OF THE VIBRATION ALLEVIATION OF A NEW RAILWAY SUB-BALLAST LAYER WITH WASTE TYRE RUBBER

Carlos Hidalgo Signes,¹ Pablo Martínez Fernández,² Elías Medel Perallón,³ Ricardo Insa Franco^{4*}

Abstract. This paper focuses on the assessment of the vibration behaviour of granular sub-ballast materials mixed with rubber particles from scrap tyres. The main objective is to evaluate whether these mixes attenuate vibrations caused by passing trains, and if so, to what extent. Several laboratory and field tests were carried out to monitor the response of such materials to various excitation sources. The results show that under controlled laboratory conditions, the addition of rubber (up to 5% by weight) greatly increases the damping ratio and reduces vibration. Field tests also show that higher percentages of rubber yield a significant alleviation of vibration caused by repetitive and harmonic loads that are similar to those produced by passing trains. An addition of 5% by weight yields a reduction of 50% in the mean acceleration peak at one metre from the excitation source. The anisotropy of the mix is another key factor when evaluating the vibration behaviour of these mixes.

Keywords: railways; sub-ballast; waste tyres; rubber-aggregate mix; vibration alleviation

Original article: Materials and Structures, 50 (2), 102. doi: 10.1617/s11527-016-0951-0

"The original publication is available at the publisher's web site" (<http://link.springer.com/journal/11527>). The copyright to this article is transferred to RILEM.

Received: 24 February 2015 / Accepted: 19 September 2016. Published online: 19 November 2016 © Rilem 2016

¹ Geological engineer. Laboratory technician, Geotechnical Laboratory, Department of Geotechnical and Geological Engineering. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: chidalgo@tr.upv.es

² Civil engineer. Researcher, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: pabmarfe@cam.upv.es

³ Laboratory technician, Roads Laboratory, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: emedelp@tra.upv.es

⁴ PhD civil engineering. Railways professor, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: rinsa@tra.upv.es

*Corresponding author. Phone: +34 96 387 70 07 Ext. 73767

1. Introduction

Scrap tyres are a troublesome waste material as they are produced in large quantities and their disposal is problematic. Alternatives have been proposed in recent years to deal with this environmental issue, and a promising suggestion is to use scrap tyres as a building material for large infrastructures such as roads and railways.

We propose a new mix of granular material and rubber shreds from scrap tyres as a sub-ballast layer in new railway lines. Sand-rubber mixtures (Yoon et al., 2005; Nakhaei et al., 2012) and bitumen-rubber (Buonanno and Mele, 2012; Di Mino et al., 2012) mixtures have been studied in depth in recent years, but mixing rubber particles with coarse aggregates is a relatively unexplored alternative. The addition of rubber will enable reusing an otherwise useless waste material and may also provide added benefits such as vibration alleviation.

As a first step in the study of rubber and granular material mixtures, an extensive set of laboratory and field tests were carried out to assess the physical, chemical, and mechanical properties of such mixtures (Hidalgo et al., 2014). It was found that the addition of up to 5% of rubber particles (by weight) yields certain improvements in terms of resistance to degradation while providing enough bearing capacity and resilient modulus. The mixture fulfilled all the usual requirements for materials used as sub-ballast in railway tracks.

As a second step of research, we aim to further assess the behaviour of these mixes, focusing on their promising potential for vibration alleviation. One of the main issues regarding the development of railways, particularly in urban areas, is that they are a source of noise and vibration which may disturb residents. This phenomenon has been extensively studied in recent years, both from a theoretical point of view (Thompson, 2009; Auersch, 2005) and practical point of view (Di Mino and Di Liberto, 2007). Various solutions have been proposed to mitigate ground-borne vibrations, such as elastic mattresses (Alves et al., 2012) and open and filled trenches (Karlström and Boström, 2007), and somewhat irregular results have been produced. However, less attention has been paid to the improvement of traditional construction materials and this approach may provide a more integrated solution (one example of this type of solution is described in Wolfe et al., 2004).

We aim to determine whether these mixes provide a mitigation of the transmitted vibration and to what extent and in which range of frequencies. A broad array of laboratory and field tests were carried out and the results have been carefully analysed.

2. Materials and methods

To assess the potential attenuation of the new rubber-aggregate unbound mixes, several laboratory and field tests were carried out. These tests are described below.

2.1. Laboratory tests

There is no specific test to measure the vibration behaviour of granular mixes such as those studied in this paper. Therefore, new *ad hoc* laboratory tests were designed that followed standard procedures and previous published works: UNE EN 29052-1:89; ASTM C215:02; and the ‘Free-Free Resonance Testing of In Situ Deep Mixed Soils’ developed by Guimond-Barrett et al. (2013) in the IFFSTAR laboratory. These works were taken into account as a base to define the tests described in this paper, with variations due to the specific characteristics of the mixes. It is worth noting that to determine the precise testing protocols, several attempts were made to assess the influence of factors such as impact force, sample size, and sampling frequency. The procedures described are the product of these preliminary tests.

Three different mixes were tested – with rubber percentages ranging from 1% to 2.5% and 5% respectively (by weight). Rubber particles were sized between 1 and 20 mm, with a low percentage of fibres and no steel wires. The aggregate material was sampled according to the sub-ballast requirements found in the *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (2006)* and the *Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los proyectos de Plataforma PGP-2008* issued by the Spanish Ministry of Public Works and the main Spanish railway infrastructure organisation (ADIF) respectively. An unbound granular material, typically used as traditional sub-ballast, was also tested as a pattern to compare the results with those of the various mixes. For a detailed characterisation of the physical, chemical, and mechanical properties of the mixes and their constitutive components see Hidalgo et al. (2014).

Test specimens were cylinders with the same size and shape used for the Standard Proctor Test, although some variations were made depending on the type of test applied. All specimens were

compacted to at least 99% of their maximum dry density for optimal *Proctor* moisture. It is important to consider that the addition of rubber in the percentages considered has very little influence on the optimal humidity, as seen in Fig. 1. This was also observed by Singh and Vinot (2011).

Two tests were performed. The first was a *longitudinal* test to evaluate the resonant frequency of the sample when excited in a direction parallel to the cylinder axis. The second test, called *flexional*, determined the resonant frequency of the sample when excited in a direction perpendicular to such axis.

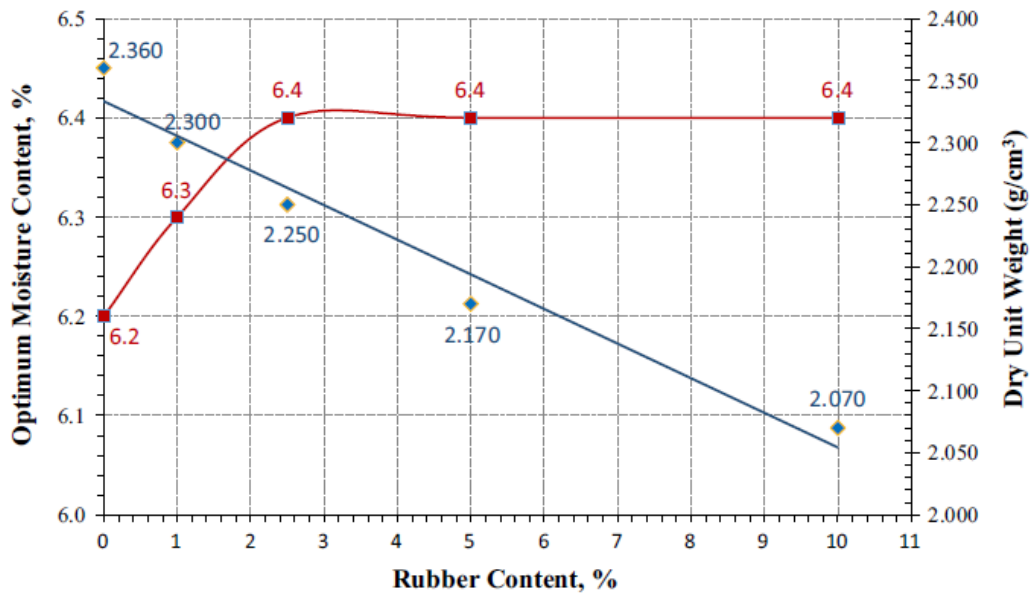


Fig. 1 Optimum moisture content and dry unit weight vs. % rubber content

2.1.1. Longitudinal test

Preliminary attempts found that the best height-to-diameter ratio for the specimens was about 0.45. Samples were placed on an elastic mattress (Fig. 2a) and hit by a metallic ball (diameter 9.97 mm and weight 4.10 g) falling from a fixed height of 100 mm. As shown in the picture, a metallic piece was added to the top of the specimen to avoid excessive damage (as the rubber-aggregate mix is unbound and therefore shows no cohesion) after several hits. Characteristics of all the samples tested are detailed in Table 1.

Longitudinal test				
Sample	% Rubber	Ø (mm)	H(mm)	Dry density (g/cm ³)
SUB-BALLAST	0	101.91	43.45	2.347
SUBMIX 1%	1	102.69	45.00	2.280
SUBMIX 2.5%	2.5	103.50	45.66	2.231
SUBMIX 5%	5	102.00	49.33	2.152
Flexional test				
Sample	% Rubber	Ø (mm)	H(mm)	Dry density (g/cm ³)
SUB-BALLAST	0	101.52	132.00	2.338
SUBMIX 1%	1	102.05	129.06	2.278
SUBMIX 2.5%	2.5	101.91	126.80	2.243
SUBMIX 5%	5	102.76	140.56	2.149

Table 1: Longitudinal and flexional samples characteristics

Vibrations in the sample were recorded using a piezoelectric accelerometer (PCO 352A21) glued to the bottom of the specimen. Data was recorded with an amplifier (PCO 480C02) and an oscilloscope (Rigol DS1062) and then stored in a computer for post-processing.

2.1.2. Flexional test

Samples for the flexional test were similar to those for the longitudinal test, except for the cylinder height – which yielded a height-to-diameter ratio of 1.29 (in this case, with no modification from the Standard Proctor specimen size). Table 1 details the characteristics of the samples.

The same equipment was used for the testing procedure. Only the relative position of the elements was modified with respect to the longitudinal test – as shown in Fig. 2b. The sample was placed horizontally over an elastic mattress, with the accelerometer located on one side of the sample and the impact spot (once again reinforced with a metallic piece) on the other side.

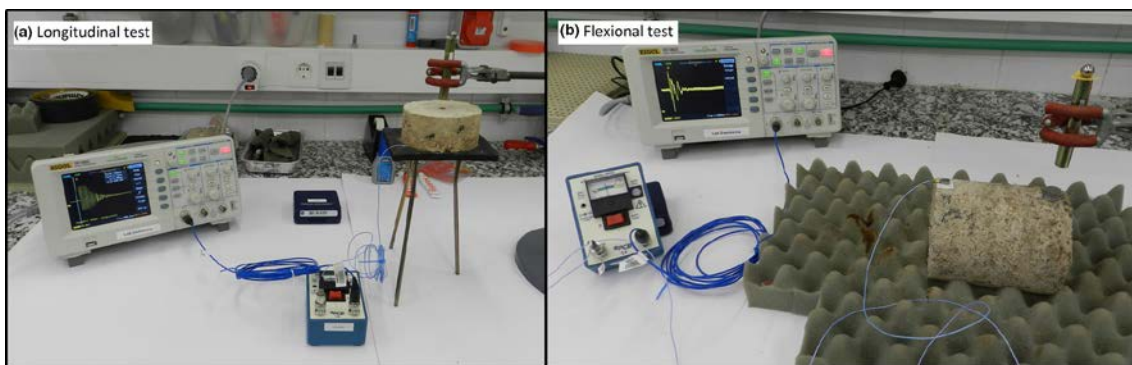


Fig. 2 a) Longitudinal test layout. b) Flexional test layout

2.2. Field tests

While laboratory tests were designed to evaluate certain characteristics of the new mixes (namely damping ratio), field tests aimed to assess the performance of the mixes under circumstances closer to those of a railway track. To this end, an experimental railway platform was built.

This platform consists of a 10x10 m square, with a 35 cm thick underground layer of aggregate that represents the railway platform. Over this foundation, a second layer (30 cm) was laid that represents the sub-ballast. This layer was divided into four sections, each accounting for one of the three mixes studied (1%, 2.5% and 5% of rubber content by weight) and a fourth mix representing the traditional unmixed sub-ballast. A more detailed description of the experimental platform can be found in Hidalgo et al. (2014).

The CSWS (continuous surface wave system) test was chosen to characterise the vibration response of the sub-ballast layer as this is a common and well known test used to measure ground-borne wave propagation speed, and provides a shear modulus (G_{max}) with depth. However, this test does not enable measuring wave speed in a layer as thin and as close to the surface as the sub-ballast layer designed for the experimental platform (the minimum depth where results can be obtained is 0.5 m, which is well under the sub-ballast layer). This is clearly shown in Fig. 3. We therefore designed *ad hoc* test.

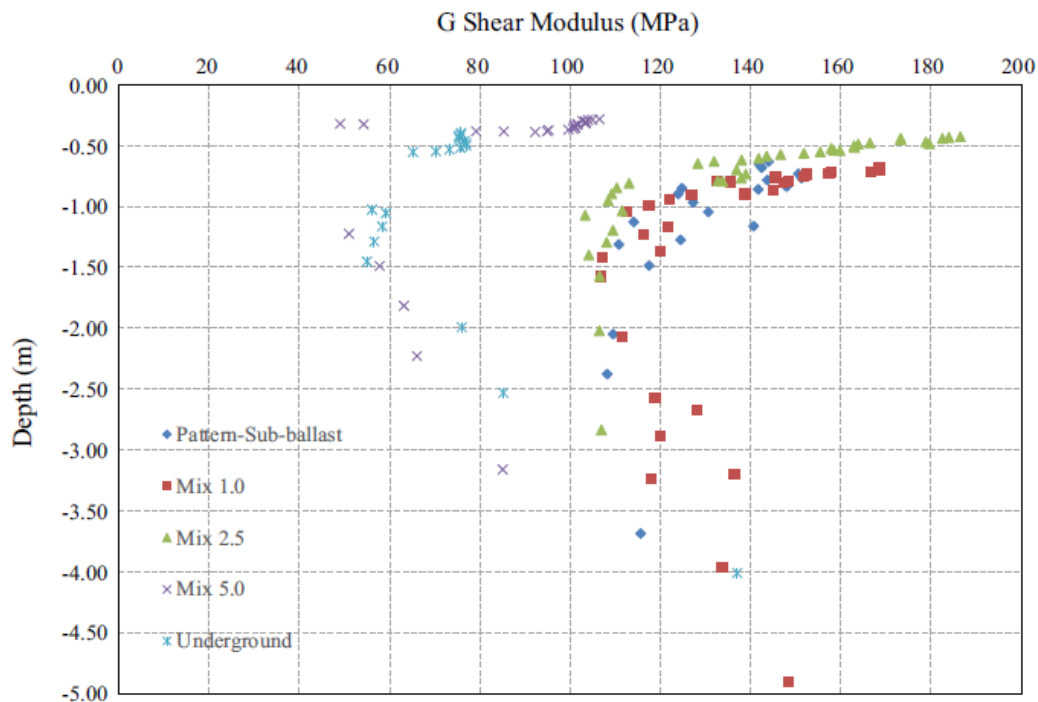


Fig. 3 Results from the CSWS test (shear modulus vs depth)

Uniaxial piezoelectric accelerometers (MMF KS 76C-100) were glued to metallic spikes buried in each section of the sub-ballast layer. Data was recorded using a signal conditioner with a tenfold amplification of the acceleration levels registered. The excitation source was a pneumatic hammer (KANGO 900 Series) that exercises an energy blow of 16.4 J with a frequency of about 33 Hz (Fig. 4a). This was intended to represent a repetitive harmonic excitation similar to that caused by the passing of a train. It is clear that a train passing over a railway track excites a broad frequency band depending on several factors such as speed and track structure (Thompson, 2009). However, the frequency applied by the pneumatic hammer (33 Hz) is well within the usual frequency band measured in previous studies (Martínez et al., 2013).

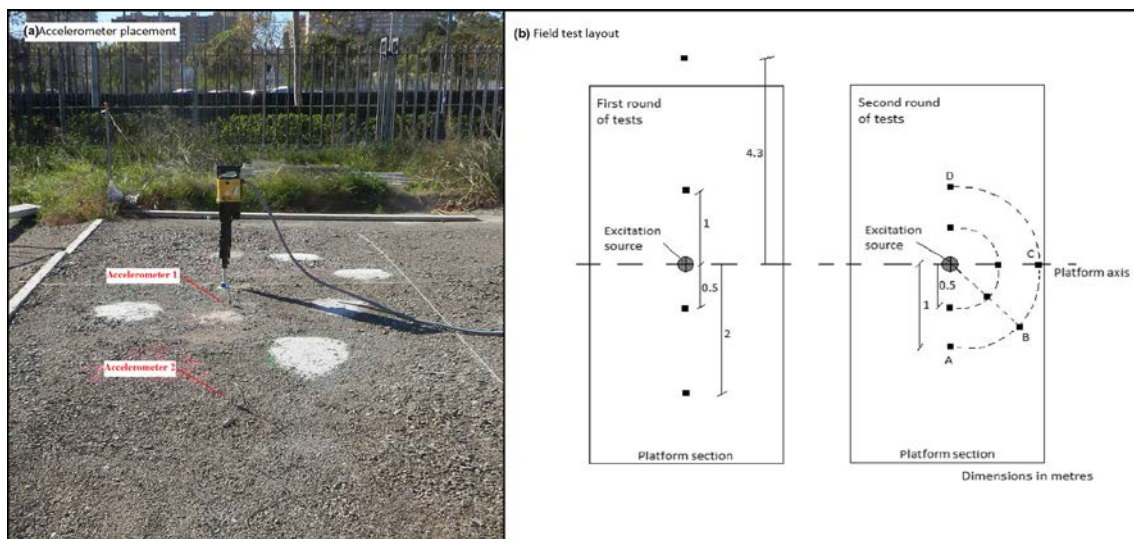


Fig. 4 a) Accelerometer placement. b) Field test layout

Measurements were carried out in two separate rounds. During the first round, the pneumatic hammer was operated in the centre of each section and the resultant acceleration was measured at 0.5, 1, 2 and 4.3 metres, the latter located beyond the limit of the experimental platform. As the data gathered from this initial test was insufficient, a second round was carried out within the pattern and 5% mix sections. Sensors were placed at 0.5 and 1 metre in four directions (A, B, C and D) radiating from the section centre so as to account for the potential heterogeneity of the materials (Fig. 4b). Three tests were run for each of the four sensor configurations.

2.3. Data processing

Accelerations from the laboratory tests were recorded at a very high sampling frequency (10^8 Hz) and exported to MATLAB (The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA). Vibration spectra were obtained using the fast Fourier transform (FFT) so as to identify the resonant frequency. Additionally, the exponential envelope of the time-based signal was obtained by means of the Hilbert transform, and then the damping ratio (ξ) was calculated from the regression curve of the envelope (free decay method):

$$\xi = \frac{|K|}{2\pi f_0} \quad (1)$$

where f_0 is the resonant frequency and K is the exponential regression coefficient.

Data from field tests was measured with a sampling frequency of 2500 Hz and exported to MATHEMATICA (Wolfram Research Inc., Champaign, Illinois, USA), where vibration spectra were calculated and a high pass filter (0.5 Hz) was applied to eliminate low frequency noise. 1/3 octave spectra were also obtained as they provide a better insight of the distribution of the signal in the frequency bands that most affect humans (ISO 2631-2:2003).

No damping ratio was calculated from field data as these measurements are far more heterogeneous and affected by many uncontrolled factors (such as irregularities in the load application and signal noise) than those obtained from carefully controlled laboratory tests. An index was calculated to quantify variations between materials, as defined below:

$$CI = \frac{a_m}{a_p} \times 100 \quad (2)$$

Where CI (Continuity Index) is the aforementioned index, a_m is the mean acceleration peak measured in each sample mix, and a_p is the mean acceleration peak measured in the pattern material (i.e. the unmixed sub-ballast). In this way, the mean acceleration peak registered at each position is normalised with regards to the equivalent acceleration peak from the pattern material.

3. Results and discussion

In this section, the results obtained from both the laboratory and field tests are presented and discussed.

3.1. Laboratory tests

Figure 5 shows the accelerograms measured for four specimens (unmixed sub-ballast, 1% mix, 2.5% mix and 5% mix) during the longitudinal test. There is a clear attenuation of the acceleration as more rubber is added to the mix, to the point that the acceleration peak presents a tenfold reduction between the unmixed sub-ballast and the 5% mix.

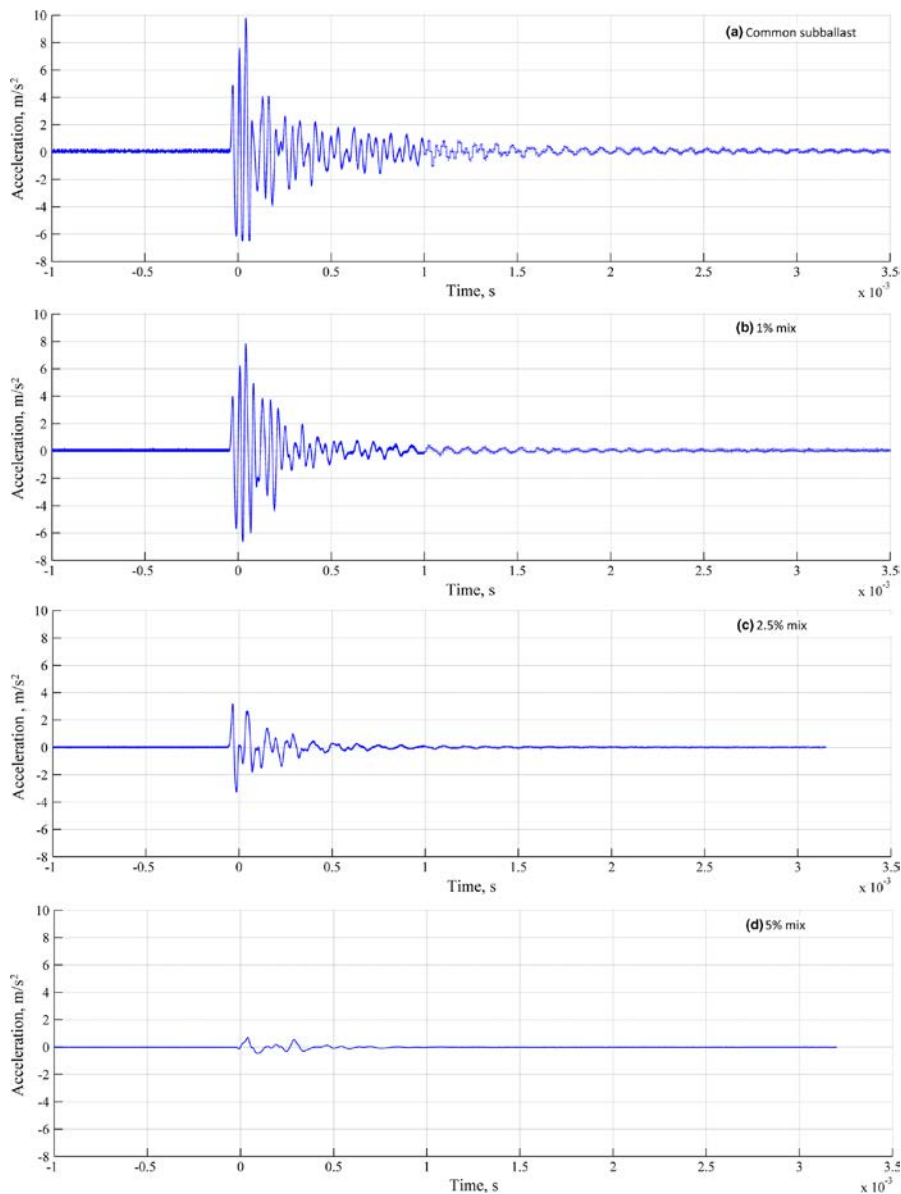


Fig. 5 Acceleration registered during the longitudinal test: a) common sub-ballast. b) 1% mix. c) 2.5% mix. d) 5% mix

This behaviour is further confirmed as the damping ratio (ξ) increases noticeably when more rubber is added (Table 2). This increase fits the results obtained in previous studies (Feng and Sutter, 2000). The resonant frequency (f_0) is reduced: from over 10 KHz in the common sub-ballast to 7.6 KHz in the 5% mix.

Sample	f_0 (Hz)	Damping ratio ξ	Maximum acceleration (m/s^2)
SUB-BALLAST	10530	0.046	8.39
SUBMIX 1%	10141	0.077	7.31
SUBMIX 2.5%	8702	0.099	3.20
SUBMIX 5%	7670	0.106	0.66

Table 2: Results from the longitudinal test

The corresponding vibration spectra (Fig. 6) show two main acceleration peaks: one at 10 KHz; and another one at about 25 KHz in the pattern material (Fig. 6a). Both peaks are consistently attenuated as the rubber content increases, until the peak at 25 KHz is completely mitigated in the 5% mix (Fig. 6d), while the 10 KHz peak was reduced by one order of magnitude.

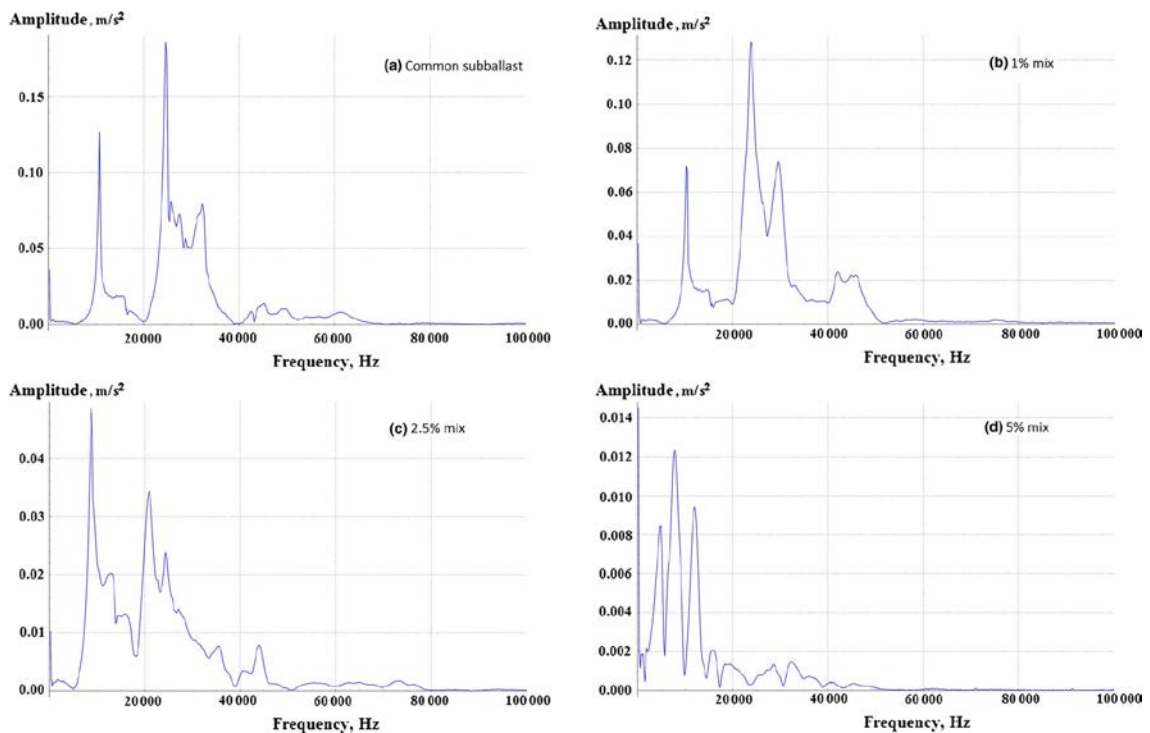


Fig. 6 Vibration spectra registered during the longitudinal test: a) common sub-ballast. b) 1% mix. c) 2.5% mix. d) 5% mix

The results from the flexional test follow the same trend. As Figure 7 shows, a clear mitigation is observed in the samples, with a magnitude similar to that of the longitudinal test. The damping ratio increases with the addition of rubber, and the resonant frequency decreases once again from over 10 KHz to barely 8 KHz (Table 3).

Sample	f_0 (Hz)	Damping ratio	Maximum acceleration (m/s^2)
SUB-BALLAST	10476	0.040	2.71
SUBMIX 1%	9532	0.079	1.47
SUBMIX 2.5%	8476	0.098	0.83
SUBMIX 5%	8015	0.119	0.26

Table 3: Results from the flexional test

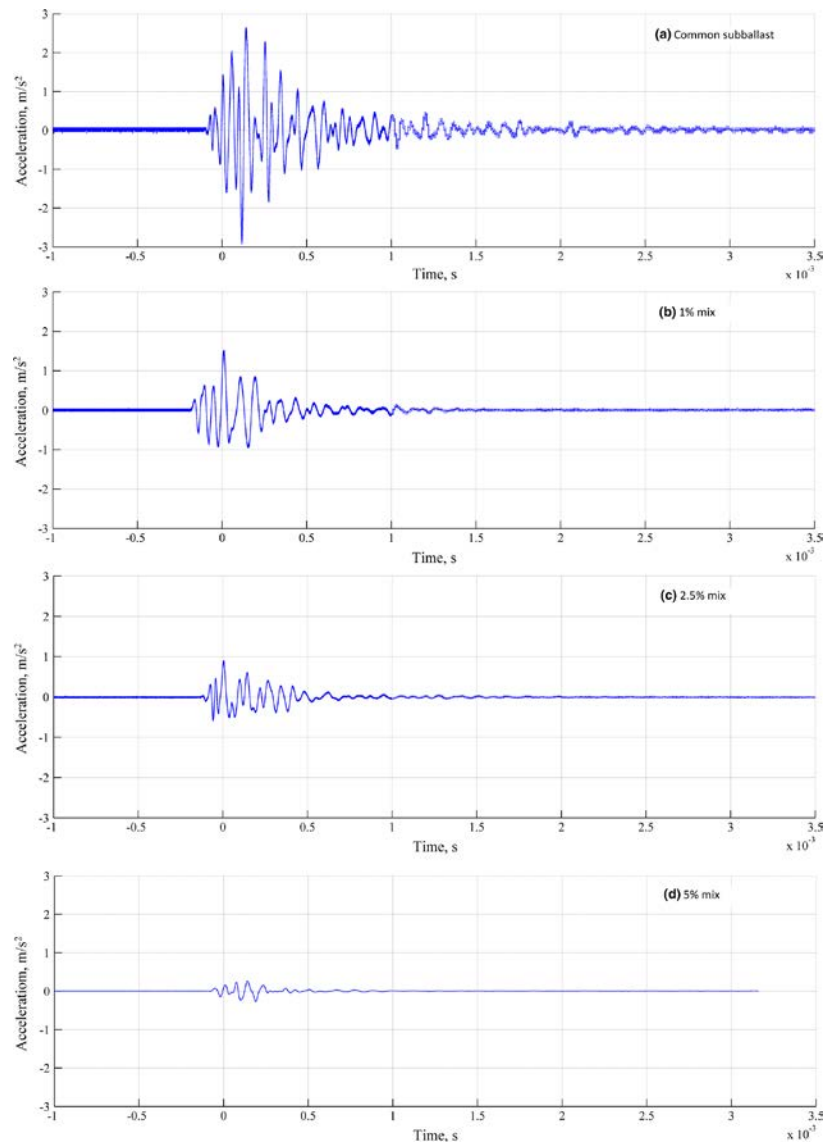


Fig. 7 Acceleration registered during the flexional test: a) common sub-ballast. b) 1% mix. c) 2.5% mix. d) 5% mix

The vibration spectra shown in Figure 8 display two main peaks at 10 and 20 KHz, and a third smaller peak at about 33 KHz in the pattern material (Fig. 8a). In the 1% mix there is a shift of frequencies as the 20 KHz peak moves towards 15 KHz, and the peak in 33 KHz moves towards 25 KHz. Amplitude is also reduced.

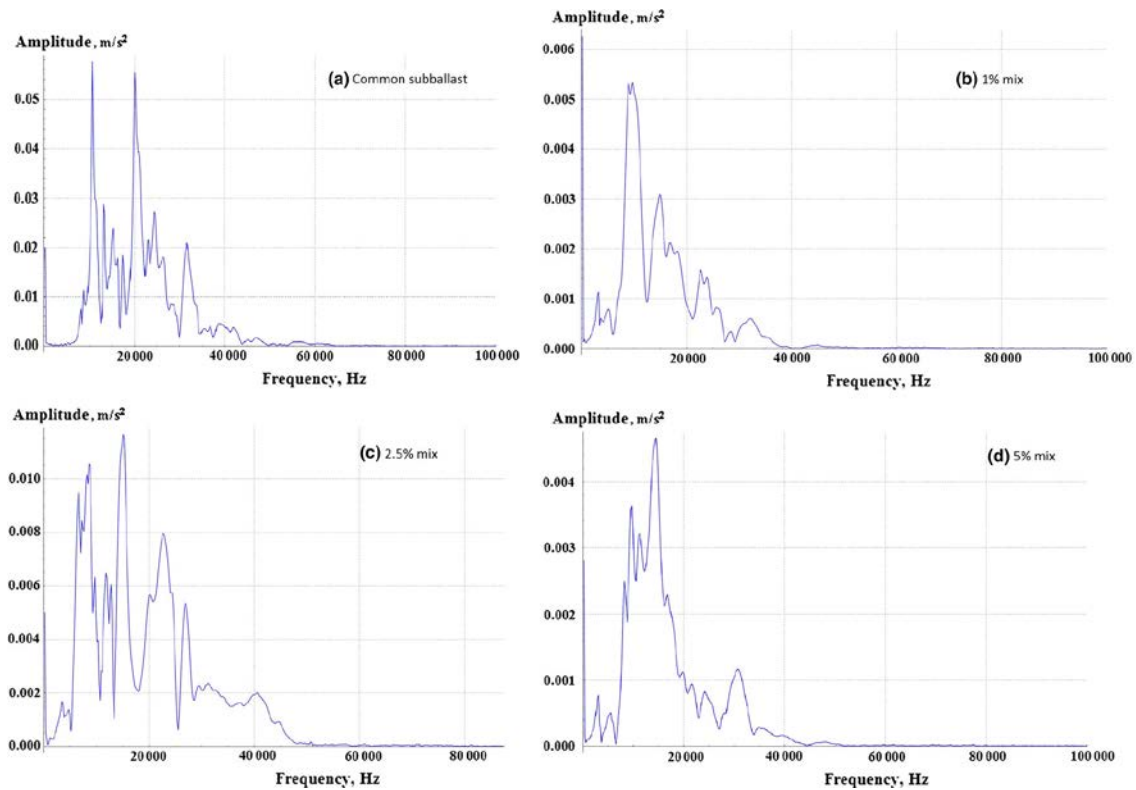


Fig. 8 Vibration spectra registered during the flexional test: a) common sub-ballast. b) 1% mix. c) 2.5% mix. d) 5% mix

In the 2.5% mix, however, these peaks are greatly amplified (Fig. 8c), a result that distorts the overall trend and may be caused by some irregularity in the specimen or the experimental process. Peaks are reduced to their lowest amplitude in the 5% mix (Fig. 8d).

Considering the laboratory results, it can be concluded that under the tested conditions, the addition of rubber reduces the amplitude of vibration in the material. The damping ratio increases considerably with the addition of rubber in all cases.

3.2. *Field tests*

During the field tests, the pneumatic hammer was used as an excitation source so as to simulate a harmonic load similar to that caused by the passing of a train. Four configurations of two sensors were

tested for each section. The first evident result is that the levels of vibration between sensors placed at the same distance from the excitation source differ considerably in all sections, despite applying the same harmonic load. An example of this is shown in Table 4.

Sensor configuration	0.5 m	1 m
A (Perpendicular 1)	21.18	3.93
B (Diagonal)	24.90	6.06
C (Parallel)	42.79	4.57
D (Perpendicular 2)	38.63	8.66
MEAN	31.88	5.81

Table 4: Mean acceleration peak (m/s^2) in the unmixed subballast section (hammer)

Therefore, despite the careful mixing and layout of each material during the construction process of the experimental platform, these types of granular materials and mixes present a certain degree of anisotropy with regards to the transmission of mechanical waves. This affects the way the vibration is attenuated depending on the direction from the source.

However, despite this irregularity, certain trends can be observed when comparing the results between different materials. As Table 5 shows, there is a clear reduction in the mean acceleration peak as the content of rubber from scrap tyres increases. At 0.5 metres from the excitation source, the peak is halved in the 1% band (CI=56.46%) and even more so in the 2.5% and 5% bands (CI=38.58%).

At one metre from the source (position D) the trend is similar, as shown in Figure 9.

Section	0.5 m	CI (0.5 m)	1 m	CI (1 m)
SUB-BALLAST	31.88	-	5.81	-
SUBMIX 1%	18	56.46 %	6.10	105 %
SUBMIX 2.5%	12.30	38.58 %	4.15	71.43 %
SUBMIX 5%	12.30	38.58 %	2.69	46.30 %

Table 5: Mean acceleration peak and Comparison Index (m/s^2 , all positions)

The accelerograms show a clear reduction of the acceleration peaks as the content of rubber from scrap tyres increases. Interestingly, the difference between the pattern material and the 1% mix is almost negligible (there is even a slight increase), but there is a clear mitigation in the 2.5% mix, and the signal registered in the 5% mix is less than half of that registered in the pattern (CI=46.30%). The

same trend is observed for all sensor configurations and distances, despite the aforementioned irregularities.

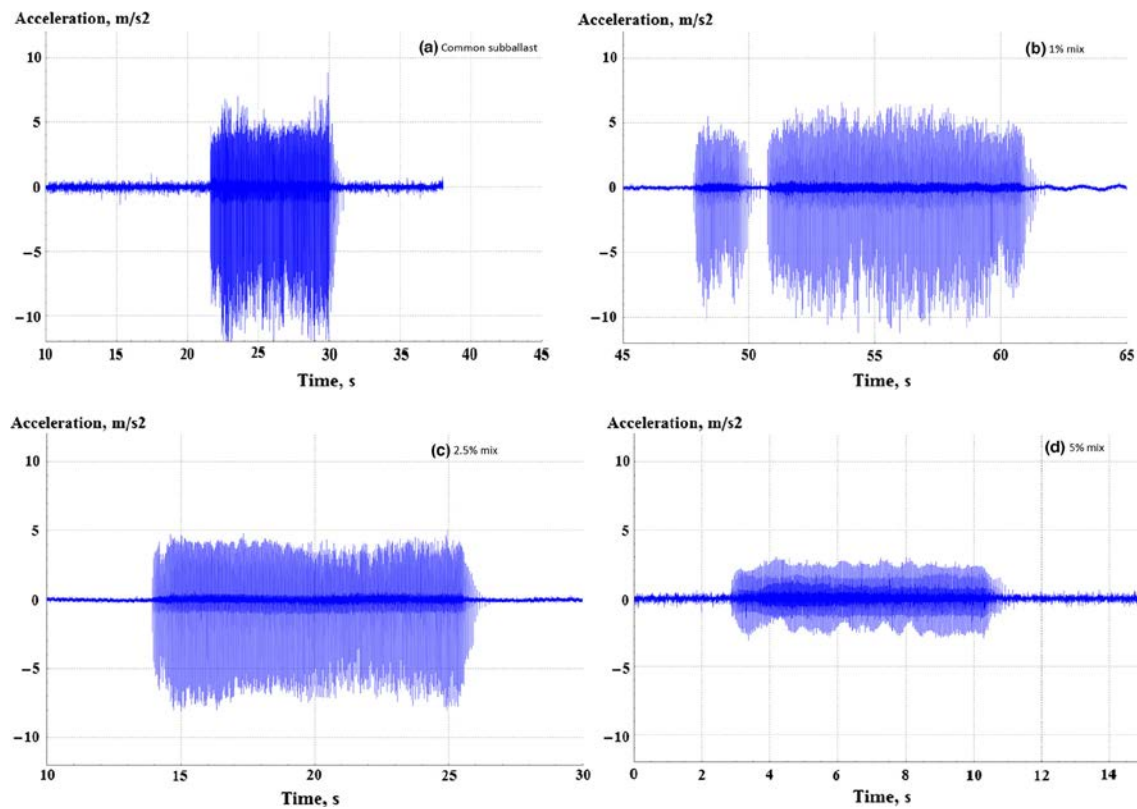


Fig. 9 Acceleration registered at one metre from the excitation source: a) common sub-ballast. b) 1% mix. c) 2.5% mix. d) 5% mix

When looking at the 1/3 octave vibration spectra for the pattern and 5% mix sections (Fig. 10, once again at one metre in position D), there are two main frequency ranges excited by the pneumatic hammer: a lower range (between the 1 and 5.5 Hz band) and a higher broader range (over 125 Hz and up to 1000 Hz in the pattern soil). There is also a small but clear peak at 80-100 Hz. Both ranges present certain differences between the unmixed sub-ballast and the 5% mix, but the lower range suffers relatively small changes. The main peak at 1.6-2 Hz presents a similar value, while the lowest peaks (1-1.25 Hz) are slightly reduced in the 5% mix.

The higher band changes dramatically between both sections as the main peak shifts from 400 to 160 Hz between both sections and reaches a higher amplitude. Additionally, the highest frequencies (over 315 Hz and up to 1000 Hz) are clearly reduced in the 5% mix with regards to the unmixed sub-ballast.

Therefore, by applying a harmonic excitation of about 33 Hz, two wide ranges of frequencies are activated in the ground. The lowest range is broadly similar in the traditional sub-ballast and the mix with 5% of rubber from scrap tyres, while the highest range presents important changes (partial mitigation and partial shift to a lower frequency band) that explains the overall reduction in the acceleration peak observed between the two sections.

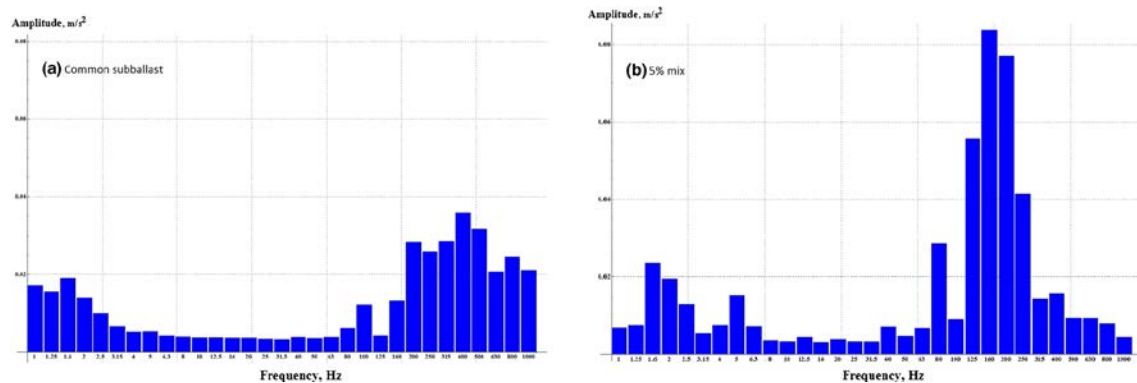


Fig. 10 1/3 octave spectra registered at one metre from the excitation source: a) common sub-ballast. b) 5% mix

These results point out the remarkable importance of the material composition regarding its vibrational behaviour, as applying the same load frequency and amplitude to materials that are only slightly different excites fairly diverse frequency ranges. The addition of rubber increases the alleviation of the sub-ballast with regard to harmonic loads with a moderately high frequency (in terms of the usual values measured in railways), but has no observable effect for the lowest frequency band (which may be an important component of the complex load a train applies to the track).

4. Conclusions

This paper assesses the vibration behaviour of sub-ballast material mixed with different percentages of rubber particles from scrap tyres. This is a follow-up research from previous studies in which the suitability and mechanical properties of such mixes were assessed. Laboratory and field tests were carried out with different excitation sources to evaluate potential vibration alleviation. From the laboratory tests it is clear that, under these experimental conditions, the addition of rubber reduces the overall vibration of the sample. The damping ratio increases significantly with the percentage of rubber in longitudinal and flexional tests. The vibration spectrum is also consistently mitigated, although

there is also a shift of peaks towards lower frequency bands (particularly for the flexional test). Therefore, rubber particles present a clear potential for vibration alleviation.

The field tests results, whose conditions are far more similar to those of a real track, confirm to a certain degree the behaviour of the mixed materials. First of all, it is clear that these mixes present a degree of anisotropy that influences behaviour. Secondly, the addition of rubber particles, even as a small fraction of the total weight, not only increases alleviation but remarkably affects the whole range of frequencies excited in the subballast despite applying always the same load with constant frequency and amplitude.

The addition of rubber seems to improve the attenuation of the vibration caused by a harmonic load, as the highest frequencies excited in the ground (i.e. over 300 Hz) are clearly reduced. However, the lowest frequencies excited (<2 Hz) are barely affected.

In conclusion, the addition of rubber to traditional sub-ballast material presents a clear potential for vibration alleviation in the higher frequency band (>300 Hz) of the spectrum commonly excited by passing trains. The reduction measured in the field tests (in terms of mean acceleration peak) at 0.5 metres is about 60% for a rubber content of 2.5% or higher by weight, and about 50% for a rubber content of 5% at one metre from the excitation source. This clearly shows that adding rubber particles to granular sub-ballast provides a way of disposing of this problematic waste material and also yields a useful characteristic in the form of vibration mitigation.

To further assess the effectivity of these mixes and reach a sounder conclusion, it is necessary to test them in an real railway track under real traffic conditions, and so analyse behaviour under a broader frequency range.

Acknowledgments

The authors wish to thank GUEROLA for providing the soil samples from its quarry, EMRO for providing the rubber particles, and Ángel Morilla Rubio, Manolo Medel Perallón, and Esther Medel Colmenar for their help during field tests.

References

- ADIF. 'Pliego de Prescripciones Técnicas Tipo para los Proyectos de Plataforma PGP-2008 (Technical Specifications for Railway Platform Projects PGP-2008).'
- AENOR (1994) UNE EN 29052-1:89. 'Acoustics – Determination of the dynamic stiffness. Part 1: Materials used under floating floors in dwellings.'
- Alves P, Caçada R and Silva A (2012) 'Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study.' *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42:137-150.
- Ansys Inc. (2010) ANSYS [Software], version 13.0, Canonsburg, Pennsylvania, USA.
- ASTM (2002) C215:2002. 'Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens.'
- Auersch L (2005) 'The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines.' *Journal of Sound and Vibration*, 284(1):103-132.
- Buonanno A, and Mele R (2012) 'The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways'. *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Barcelona, 20-22 September 2000.
- Di Mino G and Di Liberto M (2007) 'Modelling and experimental survey on ground borne vibration induced by rail traffic.' *4th International SIV Congress*, 12-14 September, 2007, Palermo, Italy.
- Di Mino G, Di Liberto M, Maggiore C and Noto S (2012) 'A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer.' *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53:366-378.
- Feng ZY and Sutter KG (2000) 'Dynamic Properties of Granulated Rubber/Sand Mixtures.' *Geotechnical Testing Journal*, 23 (3):338-344.
- Guimond-Barrett A, Nauleau E, Le Kouby A, Pantet A, Reiffsteck P and Martineau F (2013) 'Free-Free Resonance Testing of In Situ Deep Mixed Soils.' *Geotechnical Testing Journal*, 36 (2). DOI: 10.1520/GTJ20120058.
- Hidalgo C, Martínez P, Medel E and Insa R (2014) 'Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers.' *Materials and Structures*. Article in press. DOI 10.1617/s11527-014-0443-z.
- ISO (2003) 'Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Vibration in buildings (1 to 80 Hz).'
- Karlström A and Boström A (2007) 'Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub- or supersonic speeds.' *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27:625-641.
- Martínez P, Villalba I, Botello F and Insa R (2013) 'Monitoring and analysis of vibration transmission for various track typologies. A case study.' *Transportation Research Part D*, 24:98-109.
- Nakhaei A, Marandi SM, Sani Kermani S and Bagheripour MH (2012) 'Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber.' *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43:124-132.
- Singh B and Vinot V (2011) 'Influence of Waste Tire Chips on Strength Characteristics of Soils.' *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 5 (9):819-827.
- Spanish Ministry of Public Works. 'Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Subballast).' *Boletín Oficial del Estado*, 2006; 103:16891-16909.
- Thompson DJ (2009) *Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of control*. Elsevier, Oxford.
- Wolfe S, Humphrey D and Wetzel E (2004) 'Development of tire shred underlayment to reduce ground-borne vibration from LRT track.' *Geotechnical Engineering for Transportation Projects. Proceedings of GeoTrans*. 126 (I):750-759.
- Wolfram Research Inc (2008) *Mathematica* [Software], version 7.0, Champaign, USA.
- Yoon S, Prezzi M, Zia Siddiki N and Kim B (2005) 'Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material.' *Waste Management*, 26:1033-1044.

ARTÍCULO N° 3:

Revista:

***MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN (CSIC)***

Título:

*“Analysis of the bearing capacity of
unbound granular mixtures with
rubber particles from scrap tyres
when used as sub-ballast”*

ANALYSIS OF THE BEARING CAPACITY OF UNBOUND GRANULAR MIXTURES WITH RUBBER PARTICLES FROM SCRAP TYRES WHEN USED AS SUB-BALLAST

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE MEZCLAS DE MATERIAL GRANULAR CON PATÍCULAS DE CAUCHO PROCEDENTES DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO PARA SU USO COMO SUBBALASTO

Carlos Hidalgo Signes,^{a,*} Pablo Martínez Fernández,^b Julio Garzón-Roca,^c Ricardo Insa Franco^b

^a Geological engineer. Laboratory technician, Geotechnical Laboratory, Department of Geotechnical and Geological Engineering. Universitat Politècnica de València (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: chidalgo@trr.upv.es

^b Civil engineer. Assistant researcher, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universitat Politècnica de València (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: pabmarfe@cam.upv.es

^c PhD, Civil engineer, Assistant professor. Department of Geotechnical and Geological Engineering. Universitat Politècnica de València (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: jugarro@upv.es

^b PhD, Civil engineer. Full professor, Department of Transport Engineering and Infrastructure. Universitat Politècnica de València (UPV). Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, Spain. Email: rinsa@tra.upv.es

*Corresponding author. Phone: +34 96 387 75 80 Ext. 75832

Original Article:

Materiales de Construcción, 66, (324), e105, October–December 2016, doi:10.3989/mc.2016.11515.

Received: 9 December 2015 / Accepted: 24 May 2016. Available on line: 2 November 2016.

"The original publication is available at the publisher's web site: (<http://materconstrucc.revistas.csic.es/index.php/materconstrucc>)".

The copyright to this article is transferred to Editorial CSIC.

Abstract

Scrap tyres are a problematic waste material. As a method for recycling large quantities of rubber from scrap tyres, this paper analyses the use of unbound granular mixtures with varying percentages of rubber particles as sub-ballast in railway lines. Bearing capacity for such mixtures is studied in laboratory and field tests using static and dynamic plate load tests, as well as cyclic triaxial tests. It is found that adding rubber increases permanent and resilient strain and that none of the mixtures suffer plastic creep after 2.5 million cycles. Considering the usual bearing capacity requirements, the optimum rubber content is 2.5% (by weight). This percentage increases resistance to degradation while ensuring sufficient bearing capacity.

Resumen

Los neumáticos fuera de uso son un material de desecho problemático. Para poder reutilizarlos en grandes cantidades, el artículo se centra en el análisis de mezclas granulares sin ligante con un porcentaje variables de partículas de caucho, y su uso como capa de subbalasto ferroviario. La capacidad portante de dichas mezclas se estudia mediante ensayos de laboratorio y de campo (ensayos de placa de carga estática y dinámica, y ensayos triaxiales cíclicos). Se evalúa la influencia del contenido de caucho en cada caso. Se ha observado que, a mayor contenido en caucho, se incrementa la deformación permanente y resiliente, y que ninguna de las mezclas experimenta fluencia plástica tras 2,5 millones de ciclos de carga. Considerando los requisitos habituales de capacidad portante, el contenido óptimo de caucho es 2,5% en términos de peso. Este porcentaje incrementa la resistencia a la degradación al tiempo que asegura una capacidad portante suficiente.

Keywords: Waste treatment; Aggregate; Modulus of Elasticity; Cycles; Mechanical properties.

Palabras clave: Tratamiento de residuos; Árido; Módulo Elástico; Ciclos; Propiedades mecánicas.

1. Introduction

Scrap tyres are a problematic waste material as they are produced in large quantities and their disposal is difficult. One of the most promising options is to use rubber shreds from scrap tyres as raw material for the construction sector, particularly for roads and railway lines. The shreds are either mixed with other materials or used as a standalone component to form some of the earthwork layers below the infrastructure.

This option has been studied in some detail in recent decades, especially for roads [1-4], and there are some promising results regarding long-term stability. However, the use of tyre shreds in the construction of new railway lines has been little studied and such studies are mostly limited to bituminous mixtures [5]. Unbound mixtures of mineral aggregates and rubber particles have so far been neglected – apart from a noteworthy experiment that added rubber to ballast [6] and found that a 10% addition of rubber (by volume) to the ballast layer reduces particle breakage and improves energy dissipation.

These experiments show that the use of crumbled scrap tyres in earthworks offers a potential method for disposing of such material and can improve certain properties of the unmixed aggregate. However, the scarcity of works devoted to this topic, at least in the context of railways, also reveals a lack of knowledge regarding the behaviour of unbound aggregate-rubber mixtures and shows the need for more detailed studies.

This is particularly true for the sub-ballast layer, which plays a vital role as a foundation for the superstructure (i.e. rails, sleepers, and ballast) and carries the vehicle loads to the ground. To the authors' knowledge, the addition of rubber particles to this layer has not been assessed in detail. As the sub-ballast layer is a key element of the track and its performance dramatically affects the reliability and durability of the whole infrastructure, an in-depth investigation must be made prior to substituting the traditional material with a new mixture of mineral aggregate and rubber.

In a previous investigation, the authors carried out a comprehensive set of standardised laboratory and field tests [7] to fully characterise unbound granular mixtures with rubber particles that were intended to substitute traditional sub-ballast layers in railway tracks (see Figure 1). Results from that study show that adding up to 5% (by weight) of rubber particles to an unbound granular soil produced a mixture with improved resistance

to degradation and that the bearing capacity is within the limits required by Spanish and international regulations (PF-7 [8] and UIC 719R [9] respectively).

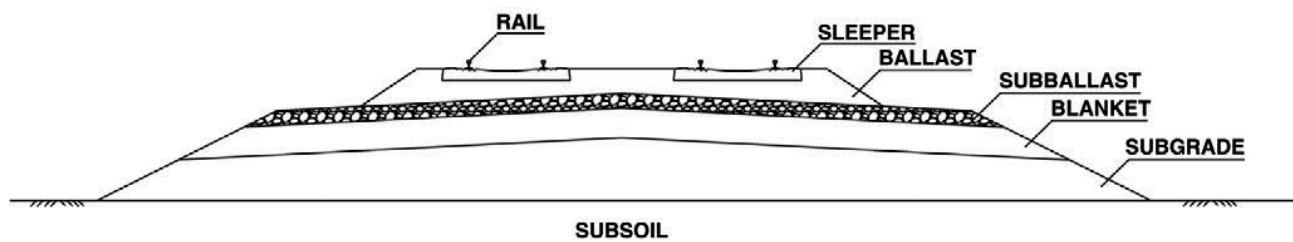


Figure 1. Railway track cross section

The results from [7] indicate the potential for adding rubber particles to the sub-ballast layer. Nevertheless, certain key aspects were barely assessed during that initial investigation; namely, the long-term bearing capacity; behaviour with cyclic loads; and the influence of moisture. Moreover, the reliability of field tests presents another problem. Many characteristics required by national and international regulations for the sub-ballast layer are measured using standardised laboratory and field tests, and while the former are performed under carefully controlled conditions, the latter may be affected by several factors that compromise reliability [10]. Bearing capacity is usually assessed with just the static bearing plate test (BS 1377-9 [11]). However, this common test may be affected by many in situ factors (e.g. variations in moisture) that may lead to an overestimation of the bearing capacity [12].

Taking into account these issues regarding field tests and the results from the authors' previous study [7], this paper aims to further assess the reliability of such mixtures by further describing their behaviour and focusing on short and long-term bearing capacity. These fundamental aspects of sub-ballast layers in railway infrastructures were not taken into account in the previous study. Close attention is also paid to the mixture behaviour with cyclic loads and optimum moisture content, as well as the relationship between laboratory and field tests.

The objectives are, firstly, to study in detail the short-term bearing capacity of the mixtures using static bearing plate tests in the laboratory; as well as testing the long-term bearing capacity using a combination of dynamic cyclic and static tests that measure structural stability. Secondly, the paper aims to address the field test drawbacks mentioned above by carrying out laboratory and field tests and studying the relationship

between the former (obtained under more controlled conditions) and the latter (which is the test most commonly required by regulations). It is interesting to mention that these types of correlations have been studied in the past, mostly focusing on field tests such as *light falling weight deflectometer* (LFW) vs. *plate load test* (PLT) [13-14] while field vs. lab test correlation is less studied.

The final objective is to determine the optimum content of rubber particles that ensures a bearing capacity that complies with regulations, guarantees long-term stability and preserves the advantages of mixing such particles found in previous works [7].

2. Materials and methods

2.1. Material selection and sampling

The mixtures studied in this paper were made of two main materials: mineral aggregate and rubber particles from scrap tyres. The aggregate was a well graded crushed dolomite rock provided by an aggregate treatment company from Alicante (Spain) that meets all the requirements set by Spanish [8] and international standards [9]. This material was chosen as it is representative of the natural aggregates used in south-eastern Spain for building roads and railways. Rubber particles were provided by a Spanish scrap tyre company (SIGNUS) in three different fractions: a maximum size of 20 mm; a maximum size of 2 mm; and a maximum size of 1 mm (hereafter NFU 20, NFU 2 and NFU 1 respectively). This material was chosen as the most common and economic option offered by the supplier.

Once received in the laboratory, the materials were stored, treated, and sampled according to ASTM D75/D75M-09 [15]. It is worth noting that since both the aggregate and the NFU 20 are retained on the 19 mm sieve in a proportion of less than 30% (by mass), and more than 20% is retained on the 10 mm sieve, gradation corrections are not required in accordance with ASTM D-1557 [16].

Figure 2 shows the samples prepared for the rubber-aggregate mixtures. Mixing was carried out by weight as this is common practice on works in situ. All mixtures were prepared using a laboratory planetary mixer, first mixing the aggregate and the rubber particles for two minutes and then adding water and mixing for an additional minute. All mixtures were prepared with the same aggregate, sampled, and dried during 24h at

105 °C, with only the rubber content being varied. Irrespective of the total amount of rubber particles added to each mixture, the proportion of each rubber fraction was 40% NFU 20, 40% NFU 2 and 20% NFU 1.



Figure 2. Sampled materials

Four mixtures were prepared with varying percentages of rubber, namely 1, 2.5, 5 and 10% by weight. For a more detailed description of the materials used, as well as a thorough characterisation of their basic properties see Hidalgo et al. [7].

Laboratory and field tests were made in accordance with international standards. Table 1 shows the tests, whose purpose is explained in detail in the following sections.

Laboratory test	Standard	Aggregate	Rubber	Mixture
Modified Proctor compaction	ASTM D1557	X	X	X
Laboratory static bearing plate (Ø 75 mm)	Adapted from BS 1377-9	X		X
Laboratory cyclic bearing plate test (Ø 75 mm)	Ad hoc	X		X
Cyclic load triaxial test	UNE-EN 13286-7	X		X
Hydraulic conductivity: falling head permeability test	PF-7 Annex 3	X	X	X
Field test	Standard	Base ground	Platform	Sub-ballast
Density 'in situ' (radioactive isotopes)	ASTM D3017:2001	X	X	X
Static bearing plate (Ø 300 mm)	ASTM D2922:2001 BS 1377-9		X	X
LFWD (Ø 300 mm)	ASTM D4694		X	X

Table 1: Laboratory and field tests

2.2. Laboratory tests

2.2.1. Compaction test

Compaction tests were conducted to obtain the maximum dry density and optimum moisture content for each studied mixture. Samples were placed in moulds (152.4 mm diameter) and dynamically compacted using a 4.535 kg mass falling from a height of 457 mm. Five layers were laid, each compacted with 56 impacts in accordance with method C described in ASTM D-1557 [16].

2.2.2. Static/dynamic bearing plate tests

Once both maximum dry density and optimum moisture content were determined, bearing plate tests were conducted in the laboratory, as adapted from a common field test [8, 9]. The objective was to study the bearing capacity of the mixtures and how it is affected by the addition of rubber particles. The tests were performed in the laboratory so as to improve control testing conditions and compare the results with those from the traditional field test.

A mould (300x300x200 mm) was used to prepare the samples. The mould was placed over a concrete block (600x600x200 mm) to ensure a proper compaction. Samples were prepared by laying and compacting the material in three layers (using a vibratory plate) until maximum dry density was reached. To ensure homogenous moisture content, each sample was then left to rest for 24 hours before further testing. To perform the bearing plate test, a circular steel plate with a diameter of 75 mm was used, hence ensuring that the ratio between the plate diameter and the sample maximum particle size was less than four.

Loads were applied in accordance with BS 1377-9 [11] in four steps (all values in MPa): (i) 1st loading step: 0.00, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40, 0.45, 0.50; (ii) 1st unloading step: 0.25, 0.12, 0.00; (iii) 2nd loading step: 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.40; and (iv) 2nd unloading step: 0.25, 0.12, 0.08, 0.00. After the first loading step, the first static deformation modulus (E_{v1}) was obtained, and the second static deformation modulus (E_{v2}) was obtained after the second loading step.

The specific purpose of this static test was to assess how the addition of rubber particles affects the bearing capacity of the mixtures, measured using the compressibility moduli (E_{v1} and E_{v2}) of each mixture, as well as the pattern (unmixed aggregate).

Once the static bearing plate test was completed, the second round of tests was performed, consisting of a combination of dynamic and static bearing plate tests). The purpose of this second set was to evaluate the long-term behaviour of the mixtures at the end of their life cycle, and more precisely to assess whether they experience creep in the long term. A dynamic variation of the static bearing plate test was devised to simulate some 20 years of railway traffic. Four new samples were prepared independently of those used in the first testing campaign. The dynamic test was performed at a controlled stress level of 100 kPa (which is similar to stress levels measured in sub-ballast layers, according to Melis [17]) with a frequency of 10 Hz, using a servo-hydraulic press (Instron 8874) and applying up to 2.5 million cycles (Figure 3). The test was intended to reflect a typical high-speed train service such as the Spanish AVE 112 series, whose usual configuration consists of 21 wheelsets and 14 daily services (the usual schedule on the Madrid-Valencia high-speed line). This test represents approximately 20 years of service. The static bearing plate test was carried out immediately after the dynamic test was completed. Moisture content was measured for all samples after each test.



Figure 3. Dynamic test

2.2.3. Cyclic triaxial test

A cyclic load triaxial test was carried out for all the samples to further examine the issue of long-term behaviour. The main purpose of this test was to define the plastic creep limit for each mixture, in accordance with the Shakedown theory as explained by Werkmeister et al. [18] and Cerni et al. [19]. This theory establishes that permanent strain tends to stabilise after a given number of loading cycles when low magnitude cyclic loads are applied to an aggregate. However, if the magnitude of the loads is high enough, permanent strain increases dramatically and may cause a gradual failure. Therefore, there is a critical stress value that marks the border between stability and instability, and the cyclic triaxial test enables this limit to be identified. Once known, we can determine whether the expected loads that a sub-ballast layer will experience during its life cycle will be under the limit. If so, failure would only be expected after many load cycles [19].

All the samples were submitted to a consolidated drained (CD) cyclic triaxial test to measure behaviour under permanent strain, following the procedure in UNE-EN 13286-7 [20]. Each sample was submitted to four confining pressures (σ_3): namely; 20, 50, 70 and 100 kPa. The test starts with the lowest deviation stress, which is then gradually increased until failure. The plastic creep limit is defined by the stress combination that yields a difference between the 3000 and 5000 permanent strain cycles of at least 400 μ strain units.

A repeated load triaxial apparatus (Cooper NU-14 model) was used, equipped with a force cell inside the triaxial chamber to measure axial stress and linear variable differential transformers (LVDT) outside the chamber to measure axial strain. For each mixture (including the pattern), four cylindrical samples were made with a diameter of 150 mm and a height of 200 mm. All the samples were at an optimum moisture level and 100% compacted (Modified Proctor). They were protected after compaction with 0.6 mm thick latex membranes. Table 2 shows the combinations of cyclic axial stress (σ_1) and confining pressure (σ_3) used. The cyclic load was applied using a sine wave with a frequency of 10 Hz.

Confining stress σ_3	Minimum deviator stress σ_d	Stress ratio σ_d / σ_3			
		Sub-ballast	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0
20	5	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20; 21	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8	1; 2; 3; 4; 5; 6
50	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4
70	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4
150	5	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6; 7	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4; 5; 6	1; 1.5; 2; 2.5; 3; 4

Table 2: Stress levels during the multi-stage cyclic triaxial test

2.2.4. Hydraulic conductivity test

The influence of rubber particles on the hydraulic conductivity of the mixtures was assessed using a falling head permeability test, carried out according to the procedure found in PF-7 annex 3 [8]. This is particularly important as regulation requires that the sub-ballast hydraulic conductivity be less than $1E-6$ m/s, so as to guarantee that water filtered through the ballast and onto the sub-ballast be easily washed away and does not reach the underlying platform layers with the subsequent risk to embankment stability.

Figure 4 shows the layout of the test. All samples were compacted in a modified CBR mould up to 100% of the Modified Proctor energy.

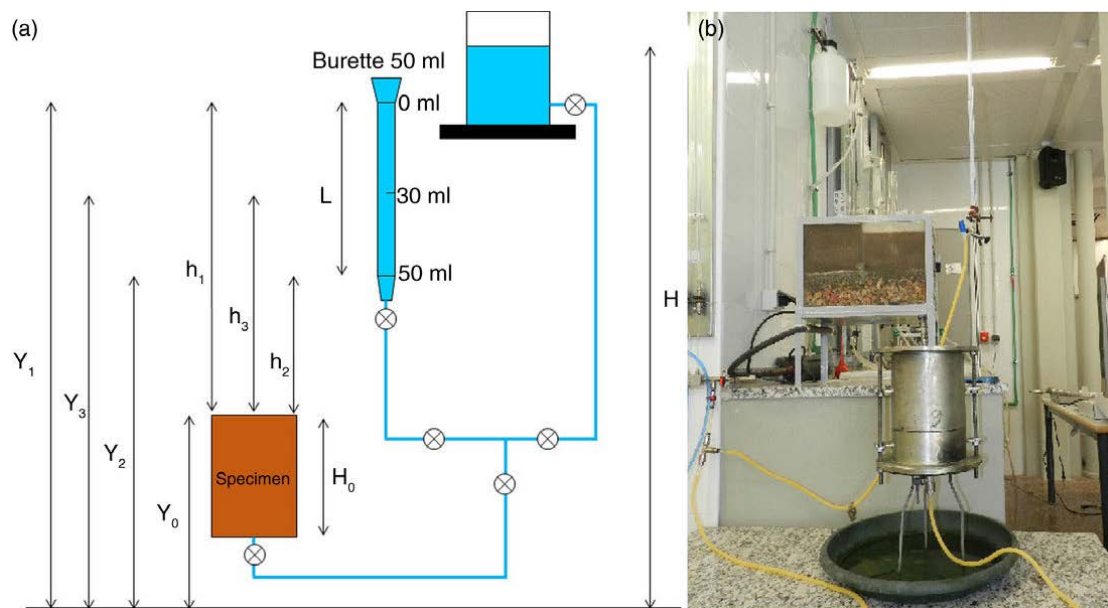


Figure 4. Falling head permeability test: a) Test setup b) Permeameter

2.3. Field tests

An experimental railway platform was built to assess the results obtained in the laboratory and study the correlation between those results and the usual field tests carried out in situ. The platform was 10 metres long and 10 metres wide (Figure 5) and consisted of two layers: a 35 cm thick layer made of selected granular material (platform) covered by a second 30 cm layer (sub-ballast).

The underlying layer was common for the whole platform, and the sub-ballast layer was divided into four 2.5 m long sections: one made from traditional sub-ballast material and the others from various aggregate-rubber mixtures (1, 2.5 and 5% by weight, respectively). All layers were compacted (100% Modified Proctor) and moisture content was controlled using radioactive isotopes. For a more detailed explanation of the experimental platform configuration see Hidalgo et al. [7].



Figure 5. Experimental railway platform

Bearing plate tests were carried out in accordance with BS 1377-9 [11] using a 300 mm diameter plate and with the same loading steps defined for the laboratory tests. Additionally, LFWD tests were performed in accordance with ASTM E2835 [21] and UNE 103807-2 [22]. The configuration for both tests is shown in Figure 6.

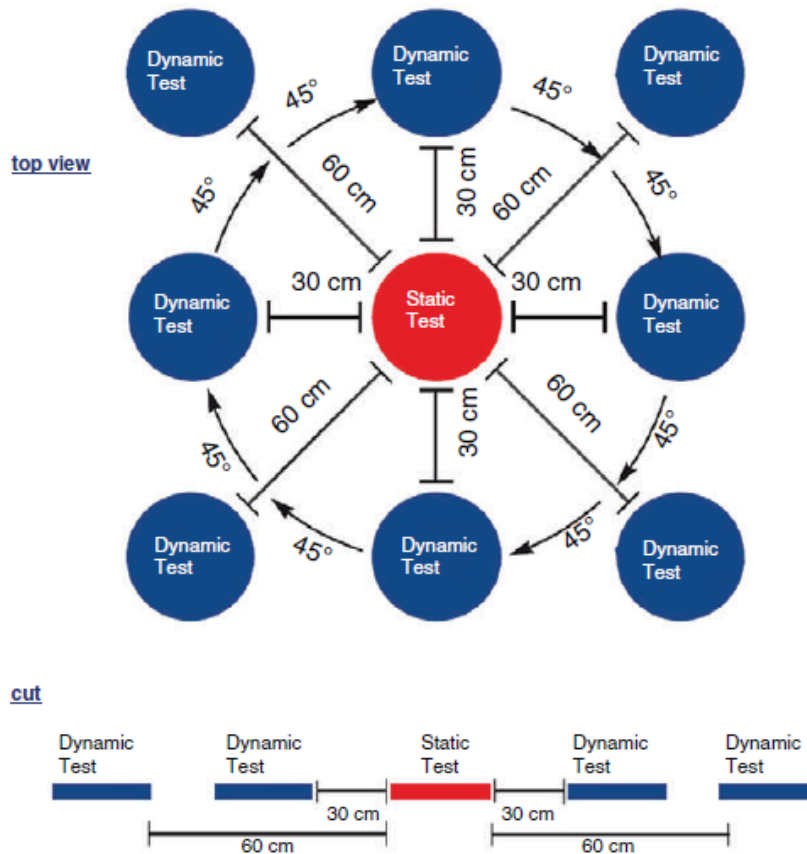


Figure 6. Experimental layout for field tests

It should be noted that the bearing plate test is currently the only test required by Spanish and international regulations to control sub-ballast placing during the construction of railway lines. This test delivers a static deformation modulus (E_{v1} and E_{v2}), while the LFWD yields a complementary dynamic deflection modulus (E_{vd}). By performing both tests, it is possible to assess their relationship and make comparisons with laboratory results.

3. Results and discussion

3.1. Laboratory results

3.1.1. Gradation size

All the mixtures were designed to ensure a low void ratio as a means to achieve a good bearing capacity and little deformation. Figure 7 shows the gradation curves for all mixtures, as well as for the unmixed aggregate. It is clear from the figure that the gradation of all mixtures is very similar to that of the pattern material, and all the mixtures are well within the limits of the gradation curves required by PF-7.

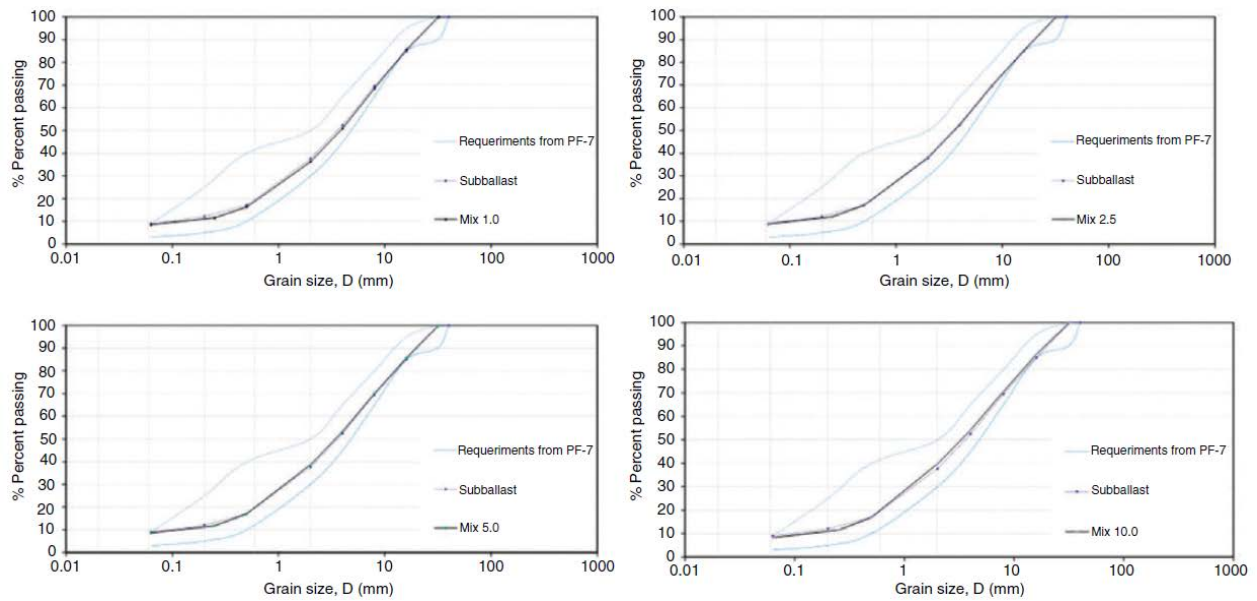


Figure 7. Gradation curves. Mixtures vs. pattern aggregate

3.1.2. Compaction test

Figure 8 shows the results obtained from the compaction test, which aims to determine the maximum dry density and optimum moisture content for the four mixtures, as well as the unmixed sub-ballast used as a pattern material. As the figure shows, the dry unit weight reduces as the rubber content increases. Conversely, the optimum moisture content remains almost constant due to the differing absorption rates of the two mineral fractions (i.e. fine and coarse). In the short term, the added water is absorbed by the finest aggregate fraction despite the rubber content [23].

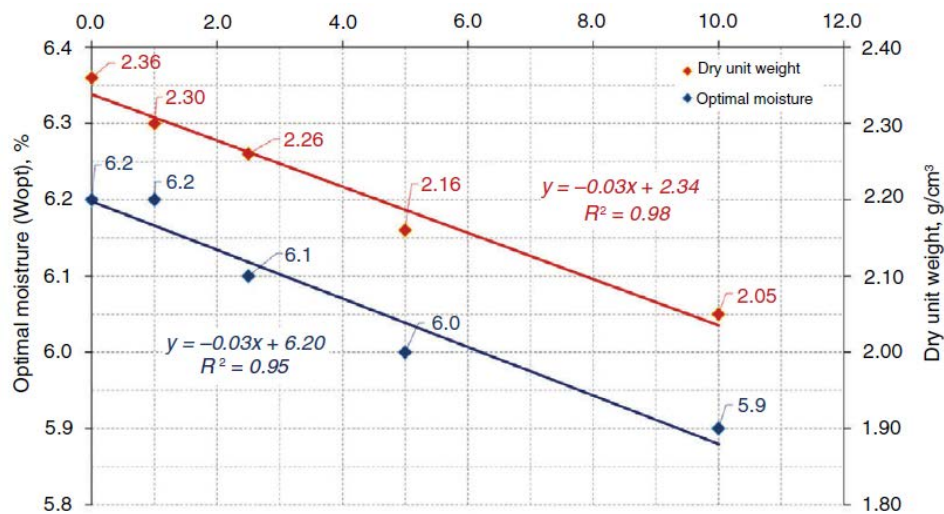


Figure 8. Dry unit weight and optimal moisture content vs rubber content

Considering these small differences in the optimum moisture content, all mixtures subjected to the bearing plate tests were compacted with the same moisture content (6.2 %) in order to ensure a wet-of-optimum compaction (which is the best option for granular materials). Table 3 enables a further analysis of the relationship between moisture and rubber content and shows the results obtained for moisture content in the samples submitted to bearing plate tests.

Standalone bearing plate test	Sub-ballast	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0	Mix 10.0
Dry unit weight (g/cm ³)	2.35	2.28	2.24	2.18	2.01
Initial moisture content (%)	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
Final moisture content (%)	5.20	5.30	4.90	4.90	4.90
Dynamic test + bearing plate test	Sub-ballast	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0	Mix 10.0
Dry unit weight (g/cm ³)	2.36	2.28	2.24	2.19	2.01
Initial moisture content (%)	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
Final moisture content (%)	4.90	4.90	4.80	4.70	4.70

Table 3: Dry unit weight and moisture content before and after bearing plate tests

Those mixtures with higher rubber content show lower moisture content after being tested because their higher compressibility and porosity facilitates drainage. Although porosity is independent of particle size [24], it is modified (increased in this case) by the change in the particle packing due to the addition of rubber. Another noteworthy result is that water loss was slightly higher after the dynamic and static tests were completed because these tests take longer to carry out than the standalone bearing plate test.

3.1.3. *Static/dynamic bearing plate test*

Table 4 shows the results obtained from the standalone bearing plate test and the dynamic/static test combination.

Standalone bearing plate test	Sub-ballast	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0	Mix 10.0
E _{v1} (MPa)	29	30	31	14	6
E _{v2} (MPa)	225	180	129	75	20
Ratio K = E _{v2} /E _{v1}	7.76	6.00	4.16	5.36	3.33
Dynamic test + bearing plate test	Sub-ballast	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0	Mix 10.0
E _{v1} (MPa)	101	98	83	47	37
E _{v2} (MPa)	209	176	153	116	68
Ratio K = E _{v2} /E _{v1}	2.07	1.80	1.84	2.47	1.84

Table 4: Bearing plate test results.

The results show that both the compressibility moduli (E_{v1} and E_{v2}) decrease with the addition of rubber particles. However, after the dynamic test (2.5 million cycles) the parameter E_{v1} clearly increases when compared to the materials tested without previous alterations. The same trend is observed for the E_{v2} parameter, especially when the rubber content is greater than 2.5%. This growth in bearing capacity is because the rubber-aggregate mixtures show greater permanent strains than the unmixed aggregate, and so their density increases after cyclic loading (post-compaction) with the subsequent increase in bearing capacity. This result shows that dynamic loading modifies the packing between aggregate and rubber particles, as previously explained.

This is further observed in the E_{v2}/E_{v1} ratio, which is required to be below 2.2 [8]. Although the addition of rubber tends to reduce the E_{v2}/E_{v1} ratio, the requirement is only fulfilled when the mixtures have previously been dynamically compacted. The samples tested under the static bearing plate test are far from the threshold (although the addition of rubber tends to reduce the K ratio). This is partly because the E_{v2}/E_{v1} ratio is very sensitive to the compaction conditions of the upper layer – and so the first loading step modulus tends to be lower than expected. This is one of the main criticisms made regarding the standard test as explained by Santiago et al. [12].

Figure 9 shows the deformation achieved in the dynamic test (which represents approximately 20 years of service). Note that the 2.5% mixture was only tested during 1.6 million cycles due to a power shortage during testing, but the trend for all the mixtures after 100,000 cycles is very similar and so we do not expect the 2.5% mixture to behave differently at those levels.

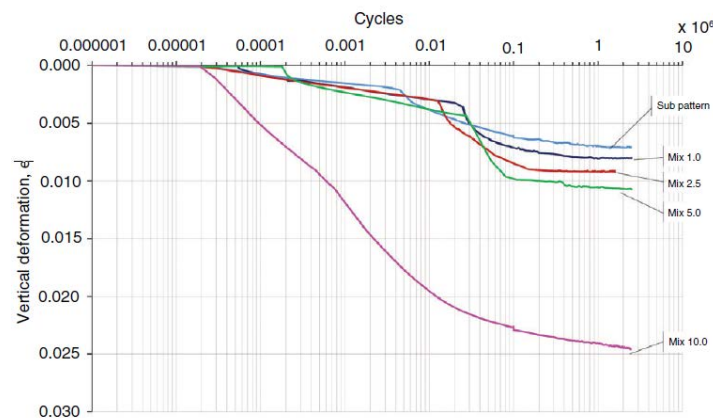


Figure 9. Permanent vertical deformation obtained from the dynamic load plate test

As the figure shows, permanent strain tends to stabilise after 100,000 cycles for all the mixtures tested. This result is similar to that observed by Werkmeister et al. [18] for common unbound granular materials. The 10% mixture experiences a much higher deformation ($\epsilon_p \approx 2.5\%$) than the other mixtures, particularly when compared to the pattern material ($\epsilon_p \approx 0.7\%$), while the other mixtures are within the same order of magnitude (ϵ_p between 0.8% and 1.1%). Therefore, the 10% mixture does not seem suitable for sub-ballast due to its high deformation, which is far above the values usually observed in railway tracks [25]. This result is also in agreement with previous research [7]. Focusing on the behaviour of the other mixtures, the figure shows that all suffer a small progressive collapse between 4,000 and 20,000 cycles, which increases in magnitude as the rubber content increases. Nevertheless, the permanent deformation reaches a stable level in all cases after 100,000 cycles. It is worth noting that none of the mixtures experience plastic creep.

Figure 10 shows the stress-strain curve obtained from the bearing plate test (with and without previous dynamic tests). It shows that the cyclic loading significantly reduces the settlement, hence increasing both compressibility moduli and reducing the K ratio below the required 2.2 threshold. Additionally, it is clear that in both cases the elastic recovery after the second loading step is higher than that of the first step. This is because the behaviour of the sample after the first step is almost entirely resilient.

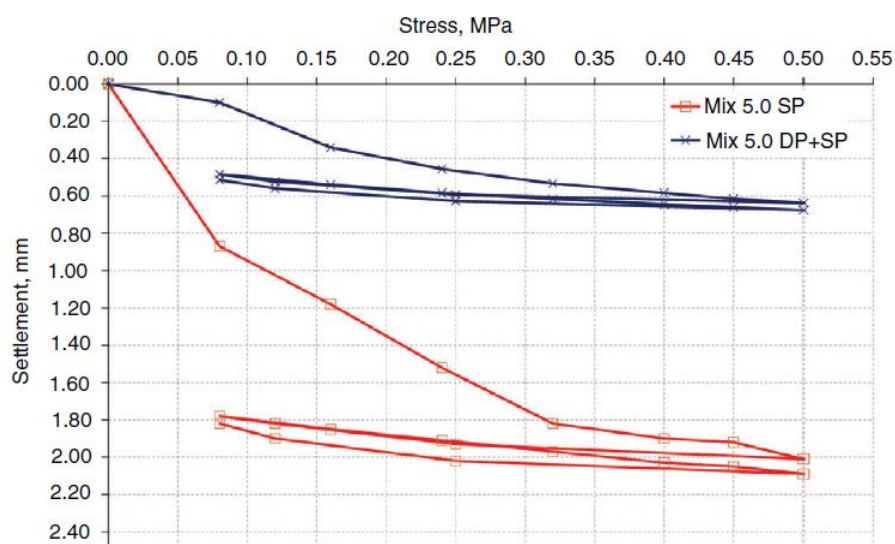


Figure 10. Strain-stress curves from the standalone load plate test (SP) and the combination of dynamic and static load plate test (DP+SP)

The relationship between the compressibility moduli (E_{v1} and E_{v2}) and the content of rubber content is shown in Figures 11 and 12. It is worth noting that the addition of rubber particles tends to reduce the bearing capacity, particularly during the second loading step: the 10% mixture presents a reduction of 20% in the value of E_{v1} and about 40% in E_{v2} in comparison with the pattern material.

This is particularly important as PF-7 [8] and UIC 719R [9] both require E_{v2} to be greater than 120 MPa. Taking this into account, the appropriate rubber content would be about 2.5% by weight. However, after applying cyclic loads equivalent to 20 years of service, a content of 5% would also fulfil the requirements. This aspect requires further research, for instance by measuring the bearing capacity at increasing levels of plastic deformation (e.g. 25%, 50%, 75%, until reaching 100% at approximately 100,000 cycles as shown in Figure 8).

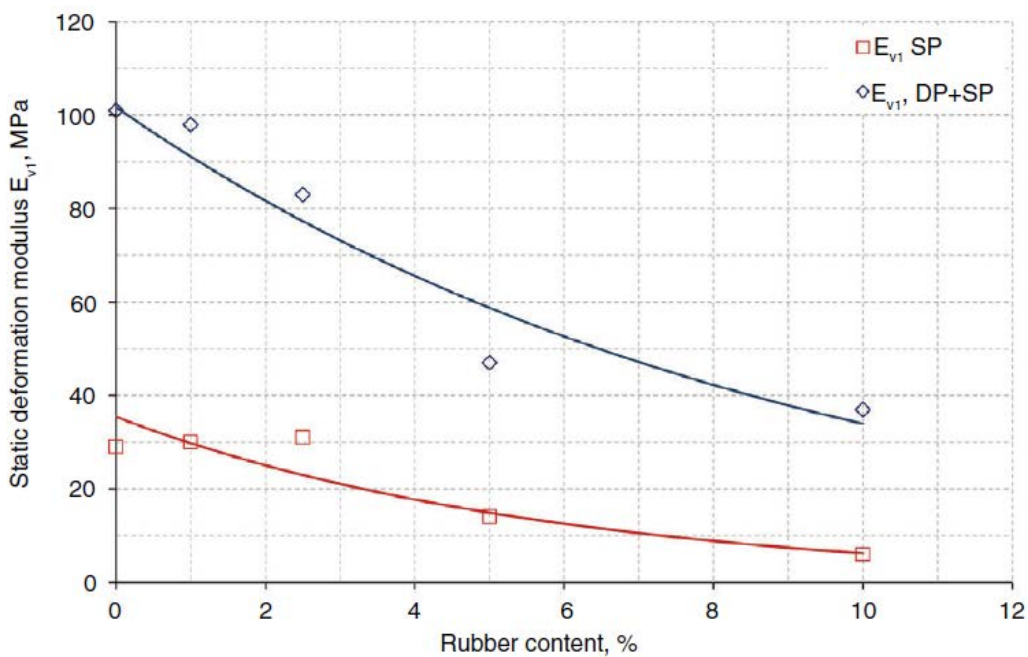


Figure 11. Comparison between E_{v1} modulus and rubber content after the static test (SP) and after the combination of static and dynamic test (DP+SP)

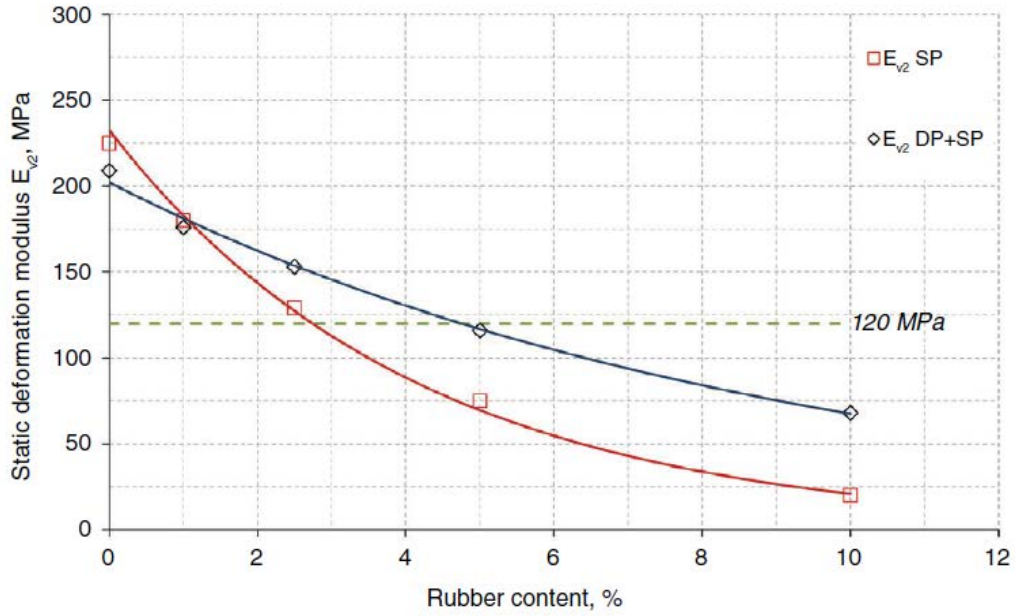


Figure 12. Comparison between E_{v2} modulus and rubber content after the static test (SP) and after the combination of static and dynamic tests (DP+SP)

3.1.4. Cyclic triaxial test

The purpose of the cyclic triaxial test was to examine the issue of long-term behaviour. Figure 13 shows the results obtained for each mixture, where each curve defines the plastic creep limit for the corresponding rubber-aggregate mixture.

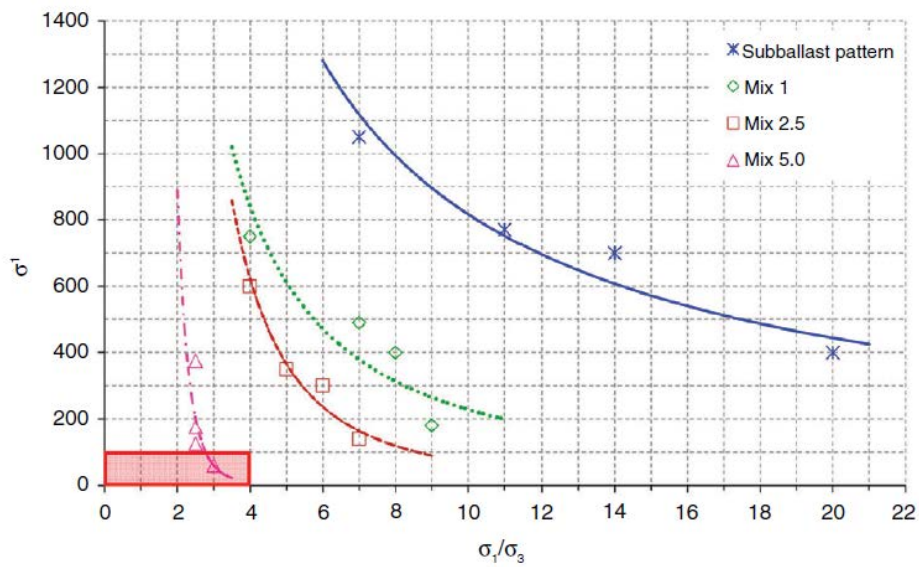


Figure 13. Plastic creep limits for each mixture and s_1/s_3 stress ratio. The red box shows the usual stress values in a sub-ballast layer

As the figure shows, the addition of rubber modifies the plastic creep limit and the mixtures with higher rubber content experience plastic creep with lower σ_1/σ_3 stress levels. Stress levels in sub-ballast layers under railway tracks are usually below 100 kPa [25] with a σ_1/σ_3 ratio of between three and four (as indicated by the red box in Figure 13). Taking into account these levels, it is clear that an addition of rubber above 2.5% (by weight) is undesirable as the resultant mixture may experience a combination of stress over the plastic creep limit, and so the sub-ballast layer will be more prone to failure under repeated loading.

As shown in Figure 14, resilient strain (recoverable under repeated loads) also tends to increase with the rubber content. For the same level of stress, all mixtures suffer major post-compaction before the first 100,000 cycles (after which permanent strain tends to stabilise). The common trend for all mixtures is that the elastic recovery increases along with rubber content, resulting in a decrease in the resilient modulus when more rubber particles are added [7].

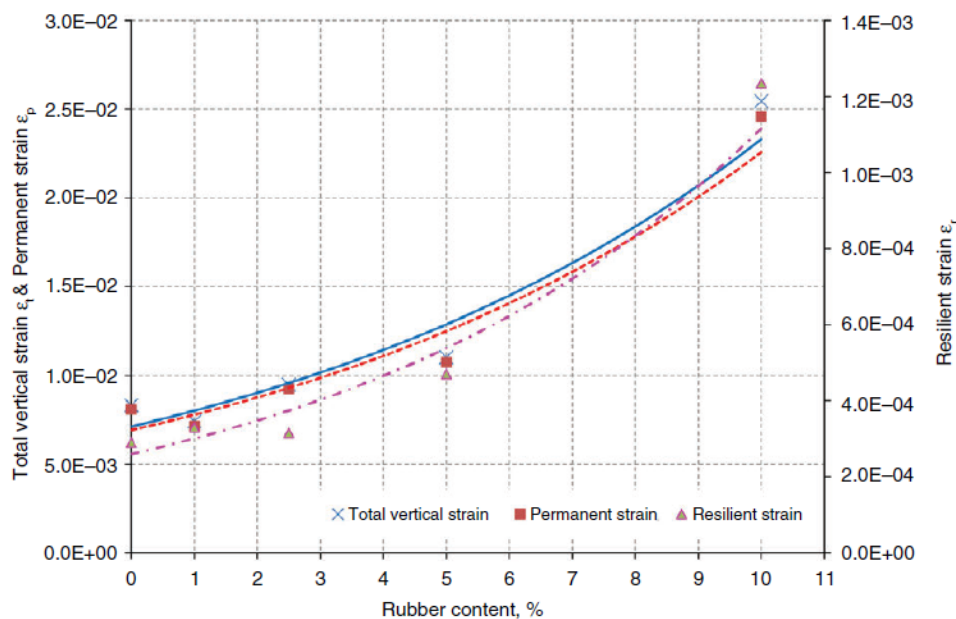


Figure 14. Total, permanent, and resilient strains obtained from the dynamic load plate test

It is worth noting that both the permanent and resilient strains in the 10% mixture are about 3.5 to 4 times greater than those of the pattern (comparatively, the growth ratio in the 5% mixture is about 1.5). This means that once the mixtures are placed beneath the track they will suffer a greater permanent strain than traditional

sub-ballast after the first trains pass over. However, once stabilised, these mixtures will also present a greater elastic recovery than conventional aggregate.

3.1.5. Hydraulic conductivity test

Table 5 shows the results of the hydraulic conductivity tests carried out according to PF-7 [8]. All the mixtures yield a hydraulic conductivity within the same order of magnitude, namely 2.50E-5 m/s, a value similar to the unmixed aggregate and common in uniform gravels with sands and without fine fractions [26]. This result shows that adding rubber does not improve hydraulic conductivity because of the bulking induced in the mixture. Therefore, taking into account the conductivity trend observed in Table 5, rubber particles could be added up to 5% of total weight providing that the aggregate has a hydraulic conductivity below 1E-5 m/s.

Rubber content, %	Hydraulic conductivity, K (m/s)
0	1.03E-5
1.0	2.30E-5
2.5	3.53E-5
5	6.26E-5
10	2.68E-4

Table 5: Hydraulic conductivity vs. rubber content

3.2. Field results

Table 6 shows the results obtained for static plate load and LFWD tests carried out in the experimental platform.

Parameter	Pattern	Mix 1.0	Mix 2.5	Mix 5.0
E_{v1} (MPa)	53	53	51	14
E_{v2} (MPa)	232	195	160	75
$K = E_{v2}/E_{v1}$	4.41	3.71	3.11	5.36
E_{vd} (MPa)	147	118	75	47
s/v ratio (average)	1.85	1.78	1.93	2.79

Table 6: Static plate load and LFWD tests results

In a similar manner to that which was observed during the laboratory tests, the moduli tend to decrease as the rubber content increases. It is also clear that neither the mixtures, nor the pattern material, present a K ratio below 2.2 as required by PF-7 [8], and this result was also observed in the laboratory (where conditions are more controlled and samples are more carefully compacted [13]).

However, an analogous criterion is used taking into account the results from the LFWD test, which is the s/v ratio (i.e. the ratio between the maximum displacement measured 's' and the maximum speed of the loading plate 'v'). This ratio is often used to analyse results from the LFWD and is based on many years of experience in central Europe where the test was developed [27]. It is usually assumed that a value greater than 3.5 milliseconds (ms) represents an underachieved compaction. Table 6 show that all samples yield an s/v ratio below 3.5 ms, suggesting that the compacted soil can be further compacted (as the K values previously obtained from the laboratory tests also show). If the s/v ratio is greater than 3.5, the soil is unsuitable for further compaction and should be replaced or improved using other techniques to fulfil the regulatory requirements.

An important criterion, as already discussed in Hidalgo et al. [7], is the requirement fixed by the German Railways regulation NGT 39 [28], which establishes that the dynamic modulus E_{vd} should be greater than 50 MPa. Considering this criterion and the aforementioned criterion related to E_{v2} (which should be greater than 120 MPa), it is clear that the maximum rubber content to ensure a proper bearing capacity should be about 4% by weight.

However, these field tests present certain drawbacks as they are rather sensitive to conditions that are not easily controlled in the field, or at least not as controllable as in the laboratory. Therefore, it is interesting to analyse their relationship with the results from laboratory tests. Figure 15 shows a comparison between the second step static deformation modulus (E_{v2}) measured in the laboratory and the same parameter measured in the field for the four mixtures analysed. The data shows a strong linear correlation between both moduli, a fact that indicates the possibility of estimating the E_{v2} on field using a more controlled laboratory test for this type of rubber-aggregate mixture. Nevertheless, more research is needed to further establish this relationship and obtain a sound correlation formulation.

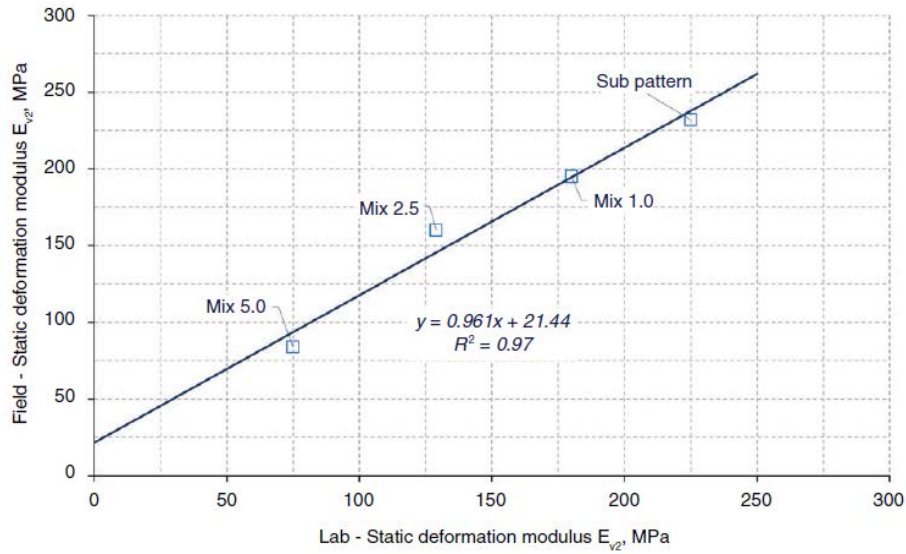


Figure 15. Comparison between field and lab static deformation modulus E_{v2}

With regards to the relationship between the dynamic (E_{vd}) and static deformation modulus (E_{v2}), Figure 16 shows the comparison between both moduli (from field tests). There appears to be a clear linear correlation. Similar results were previously observed for common unmixed aggregate [13]. This indicates that the addition of rubber in the range considered (i.e. 5% or less by weight) does not significantly alter the behaviour of the mineral aggregate and so the same type of correlation between static and dynamic moduli can be studied.

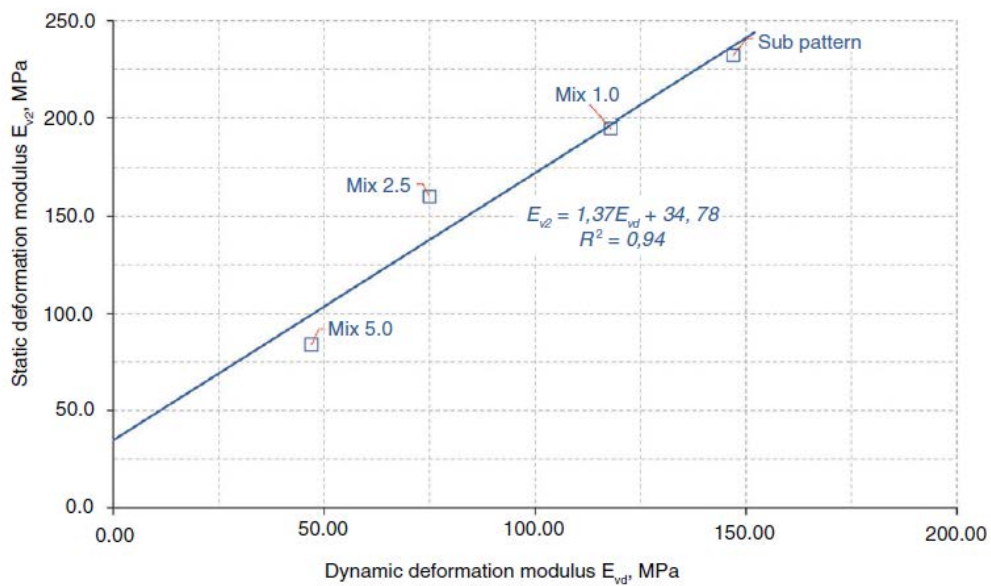


Figure 16. Comparison between field dynamic (E_{vd}) and static (E_{v2}) deformation modulus

4. Conclusions

This paper assesses the short and long-term bearing capacity of unbound granular materials mixed with rubber particles from scrap tyres when used as sub-ballast under railway tracks. Four mixtures were prepared with varying rubber contents, namely 1, 2.5, 5 and 10% by weight. These four mixtures, together with an unmixed granular material used as a control sample, were subjected to a series of static load plate tests in the laboratory, as well as a cyclic triaxial test. Specimens were tested following two configurations. The first consisted of standalone load plate test to obtain the static deformation modulus E_{v1} and E_{v2} . The second consisted of a dynamic load test followed by a static load test to assess variations in the aforementioned moduli after dynamic compaction. Furthermore, field tests were carried out on an experimental railway platform for comparison with laboratory results.

A series of conclusions can be drawn from the results. Firstly, adding rubber particles to granular sub-ballast reduces the dry density; while the optimum moisture content remains relatively constant (only small variations were observed between mixtures). Moreover, the addition of rubber increases both permanent and resilient strain. All the mixtures studied experienced major post-compaction and a progressive collapse during the first 100,000 loading cycles, as well as post-compaction increased as the rubber content increased. However, permanent deformation stabilised after 100,000 cycles and remained constant for 2.5 million cycles, which is equivalent to some 20 years of life under normal traffic conditions. None of the mixtures showed any sign of plastic creep.

Furthermore, the results from the cyclic triaxial test show that the addition of rubber modifies the plastic creep limit by reducing the stress combination that may lead to failure under repeated cyclic loads. Taking into account the usual stress levels found in sub-ballast layers, mixtures with rubber content greater than 2.5% may exceed the plastic creep limit, thus becoming more prone to failure.

Considering these results and all the usual criteria required for sub-ballast materials in terms of bearing capacity, the result of adding up to 2.5% of rubber particles (by weight) complies with the requirements of PF-7 [8] and UIC-719R [9]. Adding more rubber may compromise the bearing capacity of the material and long-term stability.

The results obtained from the field tests yield similar conclusions. Considering the usual criterion regarding the dynamic modulus (E_{vd}), rubber content should be limited to 4%. A strong linear relationship was observed between the laboratory and field second step static modulus (E_{v2}) and between the field static and dynamic moduli (E_{v2} vs E_{vd}). Both correlations may help in assessing the bearing capacity of these mixtures when using more controlled laboratory tests, although further research is required to obtain a statistically sound correlation formulation.

As a final conclusion, the results show that adding rubber up to a maximum of 2.5% by weight yields a material suitable for use as a sub-ballast layer. This may enable recycling large quantities of a problematic waste material and provide a feasible alternative to burning or accumulation in dumping sites.

Acknowledgements

The authors wish to thank GUEROLA for providing the soil samples from its quarry, EMRO for providing the rubber particles, and Elias Medel Perallón and Ángel Morilla Rubio for their help during field tests. Tests were carried out in the Geotechnical Laboratory of the Universidad Politécnica de Valencia.

References

- [1] Humphrey, D.N.; Blumenthal, M. (2010) The use of tire-derived aggregate in road construction applications. *Green Streets Highway* 2010, 299-313, American Society of Civil Engineers. [http://dx.doi.org/10.1061/41148\(389\)25](http://dx.doi.org/10.1061/41148(389)25).
- [2] Wolfe, S.L.; Humphrey, D.N.; Wetzel, E.A. (2004) Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track. *Geotech SP*, 750-759.
- [3] Salgado, R.; Yoon, S.; Siddiki, N.Z. (2003) Construction of tire shreds test embankment. Publication FHWA/IN/JTRP-2002/35. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN. <http://dx.doi.org/10.5703/1288284313165>.
- [4] Yoon, S.; Prezzi, M.; Siddiki, N.Z.; Kim, B. (2006) Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material. *Waste Manage.* 26 [9], 1033-1044. <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2005.10.009>.

- [5] Buonanno, A.; Mele, R. (2000) The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways. 2nd *Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Barcelona, 20-22 September 2000.
- [6] Sol, M.; Thom, N.H.; Moreno, F.; Rubio, M.C.; Airey, G.D. (2015) A study into the use of crumb rubber in railway ballast. *Constr Build Mater.* 75, 19-24. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.045>.
- [7] Hidalgo, C.; Martínez, P.; Medel, E.; Insa, R. (2015) Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers. *Mater Struct.* 45 [12], 3847-3861. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0443-z>.
- [8] PF-7 (2006) Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de Materiales Ferroviarios PF-7: Subbalasto (General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Sub-ballast). Spanish Ministry of Public Works and Transport, Madrid (In Spanish).
- [9] UIC Code 719R (2008) Earthworks and Track-Bed Layers for Railway Lines. International Union of Railways, Paris.
- [10] Panadero, C.; Sanz, J.L. (2010) Análisis de las propiedades del sub-balasto: Contradicciones y procesos que afectan a su función (Analysis of sub-ballast properties: Contradictions and processes that affect their performance). *Revista Ingeopres* 196, 14-21 (In Spanish).
- [11] BS 1377-9 (1990) Methods for test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests: determination of the vertical deformation and strength characteristics of soil by the plate loading. British Standards Institution, London.
- [12] Santiago, E.; García, J.L.; González, P. (2010) Comparación de diferentes métodos de control de compactación del subbalasto (Comparison of different sub-ballast compaction control methods). *CEDEX Geotechnical Laboratory*, Madrid. (In Spanish).
- [13] Seyman, E. (2003) Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools. MSc Thesis, Louisiana State University, Baton Rouge, LA.
- [14] Tompai, Z. (2008) Conversion between static and dynamic load bearing capacity moduli and introduction of dynamic target values. *Period Polytech-Civ.* 52 [2], 97-102. <http://dx.doi.org/10.3311/pp.ci.2008-2.06>.
- [15] ASTM D75/D75M-09 (2009) Standard practice for sampling aggregates. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

- [16] ASTM D1557 (2012) Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)). American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- [17] Melis, M. (2006). Terraplenes y Balasto en Alta Velocidad Ferroviaria (Embankment and ballast in high speed railways). *Revista de Obras Públicas* 3464, 7–36 (In Spanish).
- [18] Werkmeister, S.; Dawson, A.R.; Wellner, F. (2005) Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials. *Road Mater Pavement*. 6 [1], 31-51. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2005.9689998>.
- [19] Cerni, G.; Cardone, F.; Virgili, A.; Camilli, S. (2012) Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Constr Build Mater*. 28 [1], 79-87. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.066>.
- [20] UNE-EN 13286-7 (2008) Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR), Madrid.
- [21] ASTM E2835 (2011) Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- [22] UNE 103807-2 (2008) Plate loading test of soils by means of dynamic plate. Part 2: Rigid plate, diameter 2r=300 mm, Method 2. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR), Madrid.
- [23] Speir, R.H.; Witczak, M.W. (1996) Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers. *Transp Res Record*. 1547, 96-106. <http://dx.doi.org/10.3141/1547-14>.
- [24] Santamarina, J.C.; Klein, K.A.; Fam, M.A. (2001) Soils and Waves. Particulate Materials. Behavior, Characterization and Process Monitoring. John Wiley & Sons Ltd., Baffins Lane, Chichester.
- [25] Peña, M. (2003) Tramos de ensayo de vía en placa en la línea del corredor del Mediterráneo para su explotación a alta velocidad (Slab track test sites in the Mediterranean Corridor for high speed use). *Revista de Obras Públicas* 3431, 57-68 (In Spanish).
- [26] Cecich, V.; Gonzales, L.; Holsaeter, A.; Williams, J.; Reddy, K. (1996) Use of shredded tires as lightweight backfill material for retaining structures. *Waste Manage Res*. 14, 433–451. <http://dx.doi.org/10.1006/wmre.1996.0043>.

[27] Weingart, W. (1993) Einbaukontrolle mit dem Leichten Fallgewichtsgerät auf Tragschichten ohne Bindemittel – Arbeitsweise des Prüfgerätes, Erfahrungen bei seinem Einsatz (Control of unbound granular materials layers by the Light Drop-Weight Tester – Testing and experience of its use). Mineralstofftagung - Conference on Minerals, Nuremberg, 1993 (In German).

[28] NGT 39 (1997) Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau (Application of Light Drop-Weight Tester in Railways). German Railways (In German).

ARTÍCULO N° 4:

Revista:

***MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN (CSIC)***

Título:

*“Use of rubber shreds to enhance
attenuation of railway sub-ballast
layers made of unbound aggregates”*

**USE OF RUBBER SHREDS TO ENHANCE ATTENUATION OF RAILWAY SUB-BALLAST
LAYERS MADE OF UNBOUND AGGREGATES**

**USO DE PARTÍCULAS DE CAUCHO PARA MEJORAR LA CAPACIDAD DE ATENUACIÓN DE
CAPAS GRANULARES DE SUBBALASTO EN FERROCARRILES**

Carlos Hidalgo Signes^{1*}, Julio Garzón-Roca², José M. Grima-Palop³, Ricardo Insa Franco⁴

1* **Carlos Hidalgo Signes**. Department of Geotechnical and Geological Engineering, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain. *Corresponding author. Email address: chidalgo@trr.upv.es*

2 **Julio Garzón-Roca, PhD**. Department of Geotechnical and Geological Engineering, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain. Email: jugarro@upv.es

3 **José M. Grima-Palop, PhD**. Department of Electronic Engineering, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain. Email: jmgrima@eln.upv.es

4 **Ricardo Insa Franco, PhD**. Department of Transport Engineering and Infrastructure, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain. Email: rinsa@tra.upv.es

Original Article:
Materiales de Construcción (In Press)

"The original publication is available at the publisher's web site: (<http://materconstrucc.revistas.csic.es/index.php/materconstrucc>)"

The copyright to this article is transferred to Editorial CSIC.

Abstract

One of the approaches for solving the problem of induced vibrations in railways is by slightly modifying the materials that form the track. A study is presented of the attenuation capacity of mixes composed of granular soil and rubber shreds when used as sub-ballast (the layer located immediately below the ballast layer). Rubber shreds are obtained from scrap tyres, a troublesome waste material whose reuse and recycling is necessary. A series of mixes of granular soil and rubber shreds with rubber contents of between 1% and 10% are submitted to hammer impact tests to study their response to dynamic excitation. Results reveal that mixing rubber shreds with granular soil increases damping ratios, thus demonstrating the potential of the proposed mixes for attenuating vibration.

Resumen

Una de las posibles formas de resolver el problema de las vibraciones inducidas por el ferrocarril es llevando a cabo una ligera modificación de los materiales que forman la vía. En este artículo, se presenta un estudio de la capacidad de atenuación de mezclas compuestas por zahorras y partículas de caucho para ser usadas como sub-balasto (capa localizada bajo el balasto). Las partículas de caucho se obtienen a partir de neumáticos fuera de uso, un material problemático cuya reutilización y reciclaje es cada vez más necesario. Las mezclas de zahorra-caucho, con un contenido entre el 1% y 10%, se someten a una serie de ensayos dinámicos mediante impacto con martillo, estudiando su respuesta frente a la excitación dinámica. Los resultados revelan que la mezcla de partículas de caucho con zahorras aumenta el coeficiente de amortiguamiento, lo que muestra el potencial que poseen las mezclas propuestas para la atenuación de vibraciones.

Keywords: Waste treatment; aggregate; mixture proportion; vibration; acceleration.

Palabras clave: Tratamiento de residuos; árido; proporción de mezcla; vibración; aceleración.

1. Introduction

Vibrations induced by trains are one of the main concerns addressed in the development of railways, especially when lines run through urban areas [1-7]. Various methods such as elastic mattresses [8-10], open and filled trenches [11-13], and improved fastening systems [14] have been proposed to mitigate vibrations. Alternatively, a more integrated solution consists of introducing a slight modification in the materials that form the track to improve performance. One of these options includes the use of rubber obtained from scrap tyres.

Scrap tyres are a troublesome waste material, produced in large quantities and whose disposal is problematic [15-17]. Taking into account that scrap tyres need nearly 600 years to completely decompose [18], it is evident that management of this material is one of the current challenges of our society. A suitable reuse and recycling of scrap tyres is therefore a promising way of solving the problem. Scrap tyres can be easily recycled in the form of rubber shreds, obtaining a material that absorbs dynamic effects thanks to its mechanical properties. This paper proposes the use of rubber shreds mixed with unbound granular materials to reduce vibrations induced by trains. **Fig. 1** shows a typical cross-section of a railway track. Sub-ballast layers are suitable for absorbing train vibrations because of their location between the ballast and the blanket layer. These layers are mostly comprised of granular soil materials, which do not generally absorb vibrations well. However, the addition of a small portion of rubber shreds is expected to enhance the dynamic performance, resulting in a new material that is promising in building and environmental terms.

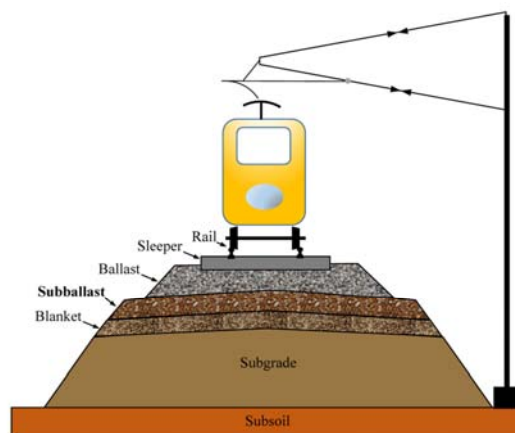


Fig. 1. Typical cross-section of a railway track

Rubber has been shown to successfully absorb train vibrations when added to bituminous and concrete mixes [19-21], and when used directly to form an intermediate layer between ballast and sub-ballast [22]. Nevertheless, research regarding the addition of rubber to an unbound granular material is still limited. Feng and Sutter [23] studied variation in the shear modulus and the damping coefficient of rubber-sand mixes using a resonant column test, but did not reach any significant result. Nakhaei et al. [24] performed triaxial tests for different mixes of soil and rubber and found that higher rubber contents led to decreases in the damping coefficient of the mix when tested under pressures of between 50 and 100 kPa, but produced the opposite effect when tested under pressures of between 200 and 300 kPa. Hidalgo et al. [25] carried out laboratory and field tests and concluded that mixes with a rubber content of between 1% and 5% by weight resulted in a new material with good mechanical properties (although bearing capacity suffered a slight – but totally acceptable – reduction) with an improved resistance to degradation and improved elastic recovery.

In the present paper, the potential capacity for attenuating railway vibrations using sub-ballast mixes composed of aggregate material and rubber shreds is assessed. Specimens with a rubber content of between 1% and 10% by weight are submitted to hammer impact tests to study their response to dynamic excitation. The hammer impact test is used to produce a perfect impulse for an infinitely small duration – thereby causing a constant amplitude in the frequency domain. Evaluation of the sub-ballast mixes is made by means of their damping coefficient values, which are computed [26] in the time domain (logarithmic decrement method) and frequency domain (bandwidth method).

2. Materials and methods

2.1. Materials

Unbound granular materials used in this study were dolomitic in nature and extracted from a quarry near the town of Villena (Spain) which is located approximately 120 km from the laboratory facilities. Several tests were conducted on these materials, including granulometric, density, and water absorption (see **Table 1**). **Fig. 2** depicts their corresponding granulometric curves. Based on this data, the material collected was found to comply with the general characteristics of a sub-ballast material [27-30].

Parameter	Standard	Unit	Unbound granular material	Rubber shreds
Uniformity coefficient (Cu)	ASTM D6913 [34] UNE-EN 933-1:1998 [35]	-	80	1.4
Coefficient of curvature (Cc)	ASTM D6913 [34] UNE-EN 933-1:1998 [35]	-	1.4	0.9
Coefficient of permeability (K)	ASTM D7760 [36] PF-7 [30]	m/s	$3.05 \cdot 10^{-7}$	$2.1 \cdot 10^{-5}$
Dry density	ASTM C127 [37] UNE-EN 1097-3:1999 [38]	g/cm ³	2.77	1.14
Water absorption	ASTM C127 [37] UNE-EN 1097-3:1999 [38]	%	0.71	5.00
Max dry density	ASTM D1557 [31] UNE 103501:1994 [32]	g/cm ³	2.36	0.57
Optimal moisture	ASTM D1557 [31] UNE 103501:1994 [32]	%	6.2	-
Atterberg limits	ASTM D4318 [39] UNE103103:1994 [40] UNE103104:1993 [41]	-	No plasticity	-
Los Angeles (LA)	ASTM C131 [42] UNE-EN 1097-2:1999 [43]	-	25	-
Micro-Deval (MDH)	ASTM D6928 [44] UNE-EN 1097-1:1997 [45]	-	10.5	-
Organic matter content	ASTM D2974 [46] UNE 103204:1993 [47]	%	0.09	-

Table 1. Material characterisation

Rubber shreds were obtained from scrap tyres and supplied by the Spanish recycling company RMD®. For configuring the sub-ballast mixes, the rubber particles were sized between 8 and 18 mm with a low percentage of fibres. Steel wires (always presented in rubber tyres) were removed to avoid the introduction of any metallic element in the tested mixes. Similar to the unbound granular materials, tests such as granulometric, density, and water absorption were undertaken on the rubber shreds to fully characterise this component (see **Table 1**).

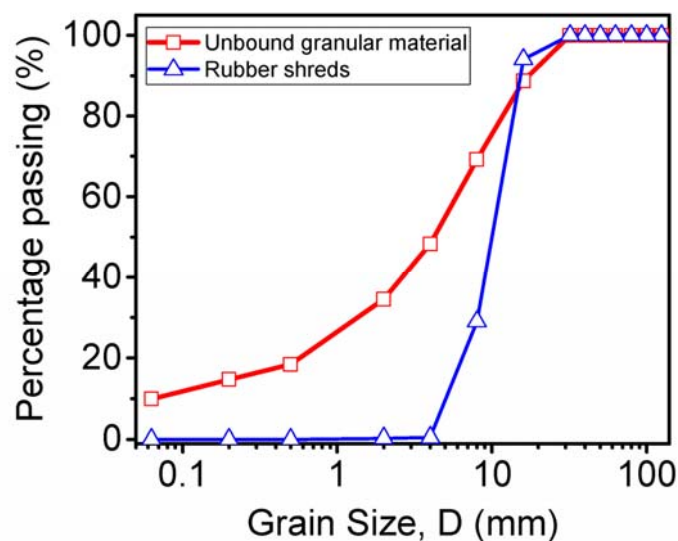


Fig. 2. Granulometric curve of the unbound granular soil and the rubber shreds

2.2. Specimens characteristics

The tested specimens consisted of compacted samples of granular materials and mixes of granular materials with rubber shreds placed in transparent and hollow PVC tubes with an external diameter of 110 mm, a thickness of 2.2 mm, and a length of 1120 mm. Four quantities of rubber shreds introduced in the granular soil were studied: 1%, 2.5%, 5% and 10% over the granular soil weight. Selected dimensions of the specimens took into account various factors, including: heterogeneity of the samples; size of granular soil particles (tube diameter was set at more than five times the maximum soil size); workability conditions; and the need to ensure sufficient slenderness to facilitate the flexural behaviour of the specimens so as to obtain representative values of vibration damping. According to the material supplier, the PVC tubes had a density of 1.36 g/cm³ and water absorption of 0.5%, with an elastic modulus of 3040 MPa. These characteristics ensured that the tubes selected did not have a significant influence on the dynamic response of specimens, and were sufficiently stiff and strong to hold the compacted sample.

Unbound granular materials obtained from the quarry were firstly dried to remove any residual water content. Since each specimen needed more than 20 kg of sample material, homogeneity was achieved by creating 15 subsamples. In each subsample, the granular material was mixed with rubber shreds, and thereafter, the optimum water content for compaction was added. Each subsample was independently and adequately stored in the laboratory. Before compaction, the moisture and dry density of every sample was measured, and a standard Proctor modified test was also performed [31,32].

Compaction of the samples in the PVC tube was conducted by using a vibrating compaction hammer (Kango 900 model) equipped with a tamping foot (100 mm in diameter) capable of exercising an energy blow of 16.4 J with a frequency of about 33 Hz. The total weight of this equipment was nearly 35 kg. Although the thickness of the PVC tube was expected to be able to bear the compaction stresses, nylon clamps were fitted to the tube during compaction of the samples to improve mechanical performance during this process. The compaction operation was carried out in 15 layers with a rate of 10 s of vibration per layer. This procedure, which was determined after carrying out a series of preliminary trial and error tests, ensured that nearly 100% of the dry density of the sample was reached.

Once compaction was finished, the tube ends were closed using polyurethane plates and adhesive tape to avoid any loss of material during the manipulation and testing of the specimens. Specimens were stored in a climatic chamber with a constant temperature and relative humidity of 20 °C and 95% respectively. The specimen preparation process is summarised in **Fig. 3**.

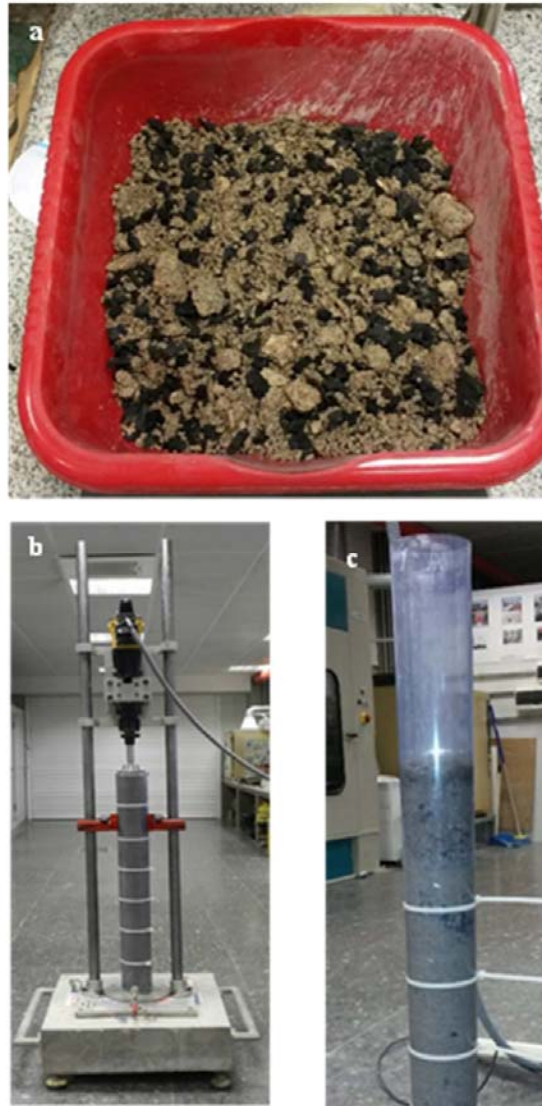


Fig. 3. Specimen preparation: (a) sample mixing; (b) vibrating compaction hammer used for samples compaction; (c) PVC tube filling

As indicated in **Table 2**, specimens were named SUB_X , with X equal to REF for the reference case, i.e. traditional soil-only sub-ballast (no rubber shred), and equal to MIX_p when testing the proposed mix of granular soil and rubber shreds, being p the percentage of rubber introduced over the granular soil weight.

Average values for dry density and moisture in each of the tested specimens are also referred to in **Table 2**. It can be seen that maximum dry density significantly decreases with the amount of rubber introduced in the soil. Similarly, a slight decrease in the optimum moisture is observed. The reduction found in dry density and optimum moisture is approximately proportional to the rubber shred content.

Series	Rubber shreds content (% in weight)	Dry density (g/cm ³)	Compaction (%)	Moisture (%)
SUB_REF	0.0	2.36	100.0	6.1
SUB_MIX1	1.0	2.30	100.0	6.2
SUB_MIX2.5	2.5	2.21	97.8	6.1
SUB_MIX5	5.0	2.11	97.7	6.0
SUB_MIX10	10.0	2.01	98.0	6.0

Table 2. Specimens tested

2.3. Test method

To study the capacity of the proposed mixes to attenuate vibrations, specimens were submitted to a hammer impact test according to [33]. Tests were carried out in the Geotechnical Laboratory of the Universitat Politècnica de València.

Specimens were placed horizontally and subjected to two structural configurations as depicted in **Figs. 4** and **5**: (i) simply supported on steel rollers (referred hereafter as the ‘S’ configuration); and (ii) uniformly supported on highly damping polyurethane (PU) foam (referred hereafter as the ‘U’ configuration).

The excitation impact was applied at a distance of 50 mm from one of the ends of the specimen by an impulse hammer with a force sensor and tips (0-100 lbf, PCB 086C01 model). A piezoelectric accelerometer (MEF KS76C100) with a sensitivity of 100 mV/g, a frequency range of between 0.13 Hz to 24 kHz, and an acceleration range of up to 6 g, was used for registering the vibrations induced by the hammer. A sampling frequency of 200 Hz was selected, and a signal conditioner (MEF M32 model) with an IEPE exit signal, was used to improve the signal received by the data acquisition system. For each structural configuration mentioned (S and U), two tests were conducted by alternatively placing the accelerometer in two positions (see **Figs. 4 and 5**): (1) at the mid-span section; and (2) at a distance of 50 mm from the opposite end to where the impact was applied. A flow chart of the specimen preparation and testing can be seen in **Fig. 6**.

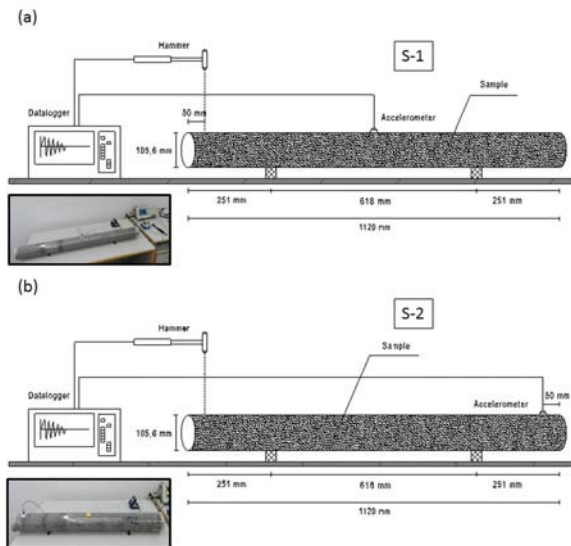


Fig. 4. Impact hammer test setups with a simply supported ('S') configuration: (a) with the accelerometer placed at mid-span; (b) with the accelerometer placed at opposite end to where impact is applied

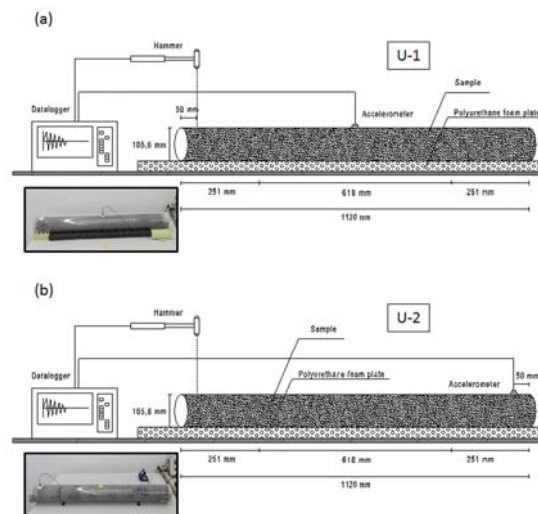


Fig. 5. Impact hammer test setups with a uniform support ('U') configuration: (a) with the accelerometer placed at mid-span; (b) with the accelerometer placed at the opposite end to where impact is applied

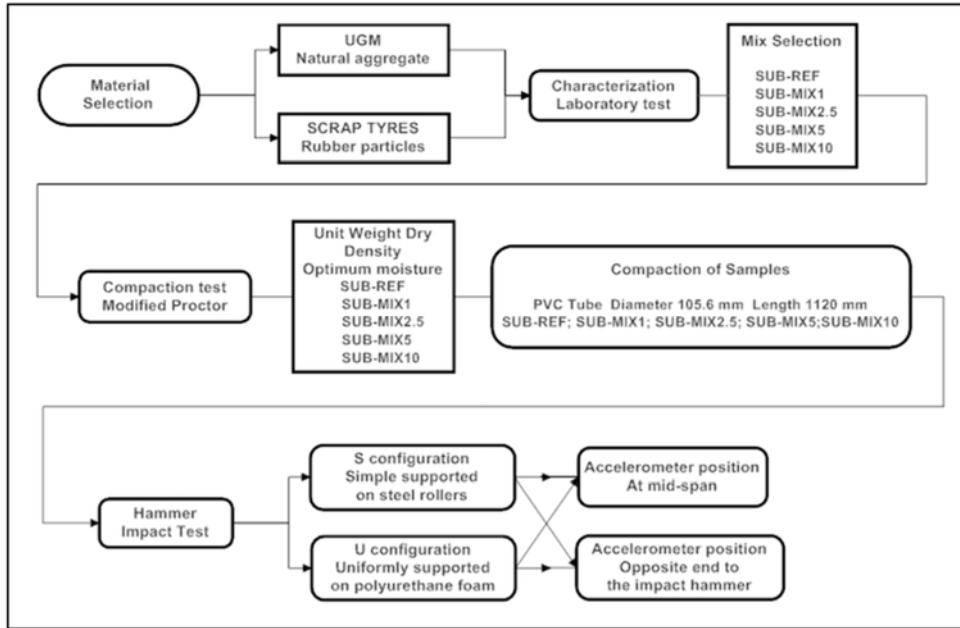


Fig. 6. Specimen preparation and testing flow chart

3. Results and discussion

3.1. Hammer impact test results

A series of hammer impact tests were carried out on the compacted samples of granular soil and mixes of granular soil with rubber shred specimens. The values of the vibration amplitudes induced in the specimens by the hammer and its consequent and progressive diminution over time were registered. Fig. 7 shows the registered excitation over time, as well as the correspondent spectra for specimens SUB_REF, SUB_MIX2.5 and SUB_MIX10 under the ‘S’ structural configuration (simply supported) and for the accelerometer placed at the opposite end to where the impact is applied with the hammer (configuration 2).

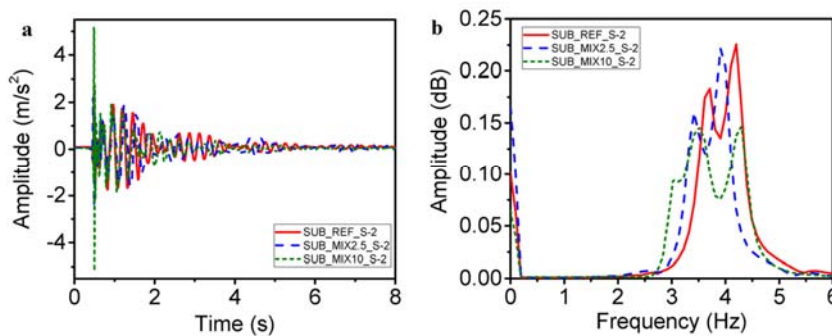


Fig. 7. Hammer impact test results for specimens SUB_REF_S-2, SUB_MIX2.5_S-2 and SUB_MIX10_S-2: (a) excitation registered in time domain; (b) spectral representation (frequency domain)

As can be seen, in the time domain there are no significant differences between these three tests at first sight and the specimens with and without rubber shreds behave similarly. Conversely, the three spectra show a similar pattern in the frequency domain, but the spectra for specimens with rubber shreds is slightly shifted to lower frequencies, which means they have a lower natural frequency.

It was assumed that the natural frequency of the specimens relates to the first of the peaks. The presence of the second peak, very close to the first, might be put down to the existence of some spurious modes which are present in the studied signal due to different sources of noise. It should be noted that the specimens tested are very heterogeneous, since no cementitious material is present, and are composed of granular soil, shredded rubber, water, and the PVC tube. Besides, a hammer impact test introduces a punctual and sudden excitation in the samples. Even though these aspects may have interfered in the registered signals, such events are normal in dynamic testing, and so the results obtained can be considered completely useful.

3.2. Attenuation

The potential attenuation that the inclusion of rubber shreds may cause in a compacted granular soil was studied by obtaining the damping ratio, ζ , in each specimen tested. This parameter can be found [26] in both the time domain of the signal and the frequency domain. In the time domain, the damping ratio can be derived from the logarithmic decrement in the signal, i.e. the natural log of the ratio of the amplitudes of any two successive peaks using Eq. (1):

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{1 + (2\pi / \delta)^2}} \quad (1)$$

where δ is the logarithmic decrement, which can be obtained using Eq. (2):

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \quad (2)$$

being A_1 and A_2 , two amplitudes (with $A_1 > A_2$) separated n successive peaks.

The bandwidth method was used for the frequency domain. On this method, once the spectrum of the given signal is computed, the damping ratio is easily obtained according to Eq. (3):

$$\zeta = \frac{\Delta\omega}{2\omega_n} \quad (3)$$

where ω_n is the natural frequency of the system, and $\Delta\omega$ the distance between the two frequencies located in the same peak as ω_n , but for a spectral amplitude value equal to that registered for ω_n and divided by $\sqrt{2}$.

For the case of the specimens study, both aforementioned procedures were applied for computing the value of the damping ratio, ζ . Results are summarised in **Table 3**, in which in addition to the value of ζ for each specimen, the values are listed for the maximum amplitude (A_{max}) registered during tests, as well as natural frequencies (ω_n). Moreover, for every series of specimens, average values are also shown.

An analysis of the results reveals that the values obtained for the damping ratio for both approaches differ significantly. In the case of the time domain, the damping value ratios are almost identical in all the tests carried out. This gives rise to the idea that using the logarithmic decrement method in the time domain is not an optimal approach with unbound granular materials, due to the diverse sources of noise that might be present in the signals and which may produce no significance for the results.

Series	Time domain		Frequency domain	
	A_{max} (m/s ²)	ζ (%)	ω_n (Hz)	ζ (%)
SUB_REF_S-1	3.09	2.12	2.83	3.62
SUB_REF_S-2	2.44	2.13	3.71	3.77
SUB_REF_U-1	5.18	1.51	1.27	2.85
SUB_REF_U-2	4.62	1.16	1.37	3.18
SUB_REF	3.83	1.73	2.29	3.36
SUB_MIX1_S-1	3.49	2.10	1.96	9.45
SUB_MIX1_S-2	2.20	0.93	3.22	5.64
SUB_MIX1_U-1	3.46	1.36	1.46	9.21
SUB_MIX1_U-2	3.02	2.70	1.47	6.79
SUB_MIX1	3.04	1.77	2.03	7.77
SUB_MIX2.5_S-1	1.68	1.21	2.73	4.38
SUB_MIX2.5_S-2	3.20	0.91	3.42	5.24
SUB_MIX2.5_U-1	2.29	1.84	1.34	9.93
SUB_MIX2.5_U-2	3.85	2.26	1.47	7.61
SUB_MIX2.5	2.76	1.55	2.24	6.79
SUB_MIX5_S-1	2.45	1.82	3.13	3.04
SUB_MIX5_S-2	3.12	1.28	3.71	4.07
SUB_MIX5_U-1	4.92	1.52	1.37	8.57
SUB_MIX5_U-2	4.58	1.44	1.47	7.16
SUB_MIX5	3.77	1.51	2.27	5.71
SUB_MIX10_S-1	5.18	1.60	3.03	3.40
SUB_MIX10_S-2	5.18	1.24	3.52	6.34
SUB_MIX10_U-1	5.09	1.79	1.56	7.68
SUB_MIX10_U-2	5.18	1.10	1.66	5.99
SUB_MIX10	5.16	1.43	2.44	5.85

Table 3. Damping ratios

However, the values of the damping ratio extracted by using the bandwidth method show that the addition of rubber shreds to the unbound granular materials considerably increases this parameter as expected, and consequently the capacity of the sub-ballast to absorb and attenuate vibrations. Hence, the frequency domain shows to be a suitable approach to study this kind of materials; likely, that can be explain because of own the nature of the use of the frequency domain, which makes signals be clearer.

A noticeable dispersion of results in the frequency domain is observed in some specimens though, probably due to the aforementioned noise issues, as well as the own heterogeneity of the tested samples. As **Fig. 8** depicts, an increment in the damping ratio is more evident when using the ‘U’ structural configuration, i.e. when the specimens are laying on PU foam; in these cases, increments of between the 105% and the 191% are observed. In contrast, the simply supported structural configuration (‘S’) gives more scattered values, ranging from increments of around 100% to cases of very low (30%) increments or even no increments. The scattering observed in the ‘S’ configuration may have been the consequence of the reduced elastic modulus of specimens (i.e. of the mixes of granular materials and rubber shreds), as well as the absence of cohesion in the specimens (it is important to remember that specimens were ‘only’ compacted, but any kind of bound material was used). This may have caused a small disturbance in the wave transmission when specimens were excited with the hammer. Given the less scattered results, the use of the uniform PU layer support (‘U’ configuration) appears to mitigate this aspect.

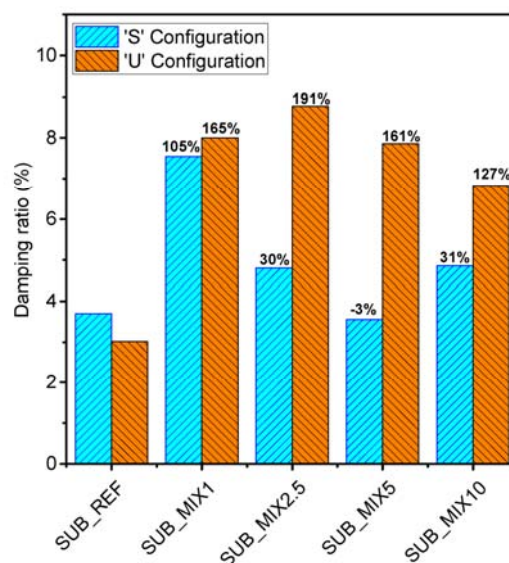


Fig. 8. Variation in damping ratio.

3.3. Optimum amount of rubber shred

As reported in previous research [25], the addition of rubber shreds to granular soil tends to decrease degradation of the materials (a reduction in the values of both Los Angeles and Micro-Deval tests is observed), and this enables the use of unbound granular materials that cannot otherwise fulfil sub-ballast specifications. However, as the rubber content increases, a lower bearing capacity (CBR) is registered. Furthermore, as shown above, the maximum dry density attained by the soil, as well as its optimum water content, are also dependent on the rubber shred content added – and both parameters tend to decrease as rubber content increases.

Conversely, the obtained results show no evidence that a greater amount of rubber shred will cause an increase in the damping ratio. Therefore, at least for the percentages of rubber shreds used in this study (less than 10% by weight), there is no optimum amount of rubber in terms of attenuation capacity. Instead, the results show that an average increase in the damping ratio of around the 95% can be expected once rubber is added to a granular soil. Hence, the amount of rubber to be added will should be determined based on other issues like those previously related.

4. Conclusions

This paper has assessed the capacity for attenuating railway vibrations with sub-ballast layers that are composed of mixes of unbound granular material and rubber shred from scrap tyres. A reference soil-only specimen and four mixes of granular soil and rubber shred specimens (with rubber contents of 1%, 2.5%, 5% and 10% by weight) were subjected to a series of hammer impact tests. The specimens were tested under two structural configurations: simply supported; and uniformly supported on highly damping PU foam. An accelerometer was alternatively placed at mid-span and at the opposite end to where the hammer struck.

Several characterisation tests, including granulometric, water content, and dry density were conducted on the specimen constituent materials (unbound granular soil and rubber shreds) showing that the proposed mixes fulfil all the requirements to be used as a sub-ballast layer [27-30]. Proctor modified tests [31,32] were carried out on the specimens and revealed that both the maximum dry density and the optimum moisture

decrease with the amount of rubber shreds introduced in the soil – this reduction being approximately proportional to the rubber shred content.

The results of the hammer impact tests show that the addition of rubber slightly shifts the spectra to lower frequencies, leading to lower natural frequencies. The potential capacity of attenuation was analysed by means of the damping ratios. Since some source of noise appeared in the signals, resulting in the impossibility of their study in the time domain, the bandwidth method (frequency domain method) was used to extract and compare the damping ratios. Two types of structural configurations were tested: simply supported; and uniformly supported on PU foam. The analyses performed have shown that less scattered results are obtained when using the uniformly supported configuration since noise issues related to the low elastic modulus of the specimens and the absence of cohesion are mitigated. It is interesting to note that currently there is no standard for determining the natural frequencies of unbound materials. Therefore, according observations in this paper, the optimal approach for studying these materials may be to lay the specimen on a soft support (such as the PU foam used) and compute damping coefficients in the frequency domain.

The results obtained reveal that mixing rubber shreds with granular soil leads to an average increase of 95% in the damping ratio, thus proving the potential capacity of the proposed mixes for attenuating vibration. However, no evidence of a tendency correlating the amount of rubber introduced in the soil and the reduction experienced by the damping ratio was found. Further research is needed to confirm that though.

Acknowledgements

The authors wish to thank Guerola SA for providing the soil samples from its quarry, RMD for providing the rubber particles, and Ángel Morilla Rubio, Elias Medel Perallón, Pablo Martínez Fernández and Gonçalo Escusa for their help during the laboratory tests.

Notation

The following symbols are used in this paper:

A_i = Acceleration amplitude.

A_{\max} = Maximum acceleration amplitude.

n = Number of successive peaks between the amplitudes A_i .

$\Delta\omega$ = Frequency range between $\pm \omega_n/\sqrt{2}$

δ = Logarithmic decrement.

ζ = Damping ratio.

ω_n = Natural frequency of the system.

References

- [1] Auersch, L. (2005) The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines. *J. Sound Vib.* 284, 103-132. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2004.06.017>.
- [2] Di Mino, G.; Di Liberto, M. (2007) Modelling and experimental survey on ground borne vibration induced by rail traffic. *4th International SIIV Congress*, Palermo, Italy, 2007.
- [3] Thompson, D.J. (2009) *Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means of control*. Oxford: Elsevier Ed., 2009.
- [4] Ryue, J.; Thompson D.J.; White, P.R. et al. (2008) Wave Propagation in Railway Tracks at High Frequencies. In: *Schulte-Werning B, Thompson D, Gautier P-E, Hanson C, Hemsworth B, Nelson J, et al., editors. Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems*: Springer Berlin Heidelberg; 2008. p. 440-446.
- [5] Zhang, W.; Dai, J.; Sun, B. et al. (2007) FBG sensor network in Qinghai-Tibet railway monitoring system. In: *Rao YJ, Liao Y, G.D. P, editors. Advanced Sensor Systems and Applications III*. Beijing: Society of Photo Optical; 2007. p. 488.

- [6] Oertli, J. (2000) Cost-Benefit Analysis in Railway Noise Control. *J. Sound Vib.* 231 [3], 505 -509. DOI: 10.1006/jsvi.1999.2539.
- [7] Kouroussis, G.; Verlinden, O.; Conti, C. (2009) Ground propagation of vibrations from railway vehicles using a finite/infinite-element model of the soil. *Proc. Inst. Civ. Eng. Transp.* 223 [4], 405-413. DOI: 10.1243/09544097JRRT253.
- [8] Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A. (2012) Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 42, 137-150. DOI:10.1016/j.soildyn.2012.06.014.
- [9] Lombaert, G.; Degrande, G.; Vanhauwere, B. et al. (2006) The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs. *J. Sound Vib.* 297 [3-5], 946-961. DOI:10.1016/j.jsv.2006.05.013.
- [10] Zhao, C.; Wang, P.; Yi, Q. et al. (2015) Viability Analysis of Waste Tires as Material for Rail Vibration and Noise Control in Modern Tram Track Systems. *Shock Vib.* , Article ID 725808, 12 pages. <http://dx.doi.org/10.1155/2015/725808>.
- [11] Alzawi, A.; Hesham El Naggar, M. (2011) Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 31 [3], 306-317. DOI:10.1016/j.soildyn.2010.08.010.
- [12] Jones, C.J.C.; Thompson D.J.; Andreu Medina, J.I. (2011) Initial theoretical study of reducing surface-propagating vibration from trains using earthworks close to the track. In: *Eighth International Conference on Structural Dynamics EURODYN*, Leuven, Belgium, 2011.
- [13] Karlström, A.; Boström, A. (2007) Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub- or supersonic speeds. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 27 [7], 625-641. DOI:10.1016/j.soildyn.2006.12.005.
- [14] Zhao, C.-Y.; Wang, P.; Zhu, Y. et al. (2012) Theoretical Analysis and Experimental Study on vibration damping fastening. *Shock Vib.* 31 [23], 191-196.
- [15] Sharma, V.K.; Fortuna, F.; Mincarini, M. et al. (2000) Disposal of waste tyres for energy recovery and safe environment. *Appl. Energy.* 65 [1-4], 381-394. DOI: 10.1016/S0306-2619(99)00085-9.
- [16] Sheehan, P.J.; Warmerdam, J.M.; Ogle, S. et al. (2006) Evaluating the risk to aquatic ecosystems posed by leachate from tire shred fill in roads using toxicity tests, toxicity identification evaluations, and groundwater modeling. *Environ. Toxicol. Chem.* 25 [2], 400-411.

- [17] Directive on the Landfill of Waste 1999/31/EC. Journal of European Commission; 1999.
- [18] Almeida Júnior, A.F.; Battistelle, R.A.; Bezerra, B.S. et al. (2015) Use of scrap tire rubber in place of SBS in modified asphalt as an environmentally correct alternative for Brazil. *J. Cleaner Prod.* 33; 236-238. DOI: 10.1016/j.jclepro.2012.03.039.
- [19] Buonanno, A.; Mele, R. (2000) The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways. In: *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Barcelona, Spain, 2000.
- [20] Di Mino, G.; Di Liberto, M.; Maggiore, C. et al. (2012) A Dynamic Model of Ballasted Rail Track with Bituminous Sub-Ballast Layer. *Procedia-Social and Behavioral Sciences. SIV-5th International Congress-Sustainability of Road Infrastructures.* 53 [3], 366-378. DOI: 10.1016/j.sbspro.2012.09.888.
- [21] Wang, J.; Zeng X. (2004) Numerical Simulations of Vibration Attenuation of High-Speed Train Foundations with Varied Trackbed Underlayment Materials. *J. Vib. Control.* 10 [8], 1123-1136. DOI: 10.1177/1077546304043268.
- [22] Wolfe S.L.; Humphrey, D.N.; Wetzel, EA. (2004) Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track. In: *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, Geo-Trans, Los Angeles, USA, 2004.
- [23] Feng, Z.; Sutter, K. (2000) Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures. *Geotech. Test. J.* 23 [3], 338–344.
- [24] Nakhaei, A.; Marandi, S.M.; Sani Kermani, S. et al. (2012) Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 43, 124-132. DOI: 10.1016/j.soildyn.2012.07.026.
- [25] Hidalgo Signes C.; Martínez Fernández, P.; Medel Perallón, E. et al. (2014) Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers. *Mater Struct.* 48, 3847–3861. DOI: 10.1617/s11527-014-0443-z.
- [26] Chopra, A.K. (2012) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 2012.
- [27] Manual for Railway Engineering (2015) American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, AREMA; 2015.
- [28] ASTM D1241-07 (2007) Standard Specification for Materials for Soil-Aggregate Subbase, Base, and Surface Courses. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

- [29] UIC 719R/1-1-1994 Earthworks and track-bed layers for railway lines. International Union of Railways, UIC.
- [30] General Technical Specifications for Railway Materials PF-7: Sub-ballast. (2006) Spanish Ministry of Public Works; 2006.
- [31] ASTM D1557-12 (2012) Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m<sup>3

[32] UNE 103501:1994 Geotechnical compaction test. Modified Proctor. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).

[33] UNE EN 14146:2004 Natural stone test methods. Determination of the dynamic modulus of elasticity by measuring the fundamental resonance frequency. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).

[34] ASTM D6913-09 (2009) Standard test methods for particle size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

[35] UNE-EN 933-1:1998 Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution - Sieving Method. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR)

[36] ASTM D7760-12 (2012) Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of tire derived aggregates using a rigid wall Permeameter. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

[37] ASTM C127-12 (2012) Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

[38] UNE-EN 1097-3:1999 Tests for mechanical and physical properties of aggregates. part 3: determination of loose bulk density and voids. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).

[39] ASTM D4318-10 (2010) Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.

[40] UNE 103103:1994 Determination of the liquid limit of a soil by the Casagrande apparatus method. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).</sup>

- [41] UNE 103104:1993 Test for plastic limit of a soil. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).
- [42] ASTM C131-06 (2006) Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- [43] UNE-EN 1097-2:1999 Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 2: Methods for the determination of resistance to fragmentation. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).
- [44] ASTM D6928-10 (2010) Standard test method for resistance of coarse aggregate to degradation by abrasion in the Micro-Deval apparatus. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- [45] UNE-EN 1097-1:1997 Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 1: Determination of the resistance to wear (micro-Deval). Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).
- [46] ASTM D2974-13 (2013) Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- [47] UNE 103204:1993 Organic matter content of a soil by the potassium permanganate method. Spanish Association for Normalization and Certification (AENOR).

ARTÍCULO N° 5:

Revista:

APPLIED CLAY SCIENCE

Título:

“Swelling potential reduction of Spanish argillaceous marlstone Facies Tap soil through the addition of crumb rubber particles from scrap tyres”

SWELLING POTENTIAL REDUCTION OF SPANISH ARGILLACEOUS MARLSTONE FACIES TAP SOIL THROUGH THE ADDITION OF CRUMB RUBBER PARTICLES FROM SCRAP TYRES

Carlos Hidalgo Signes^{a,*}, Julio Garzón-Roca^a, Pablo Martínez Fernández^b, Maria Elvira Garrido de la Torre^a, Ricardo Insa Franco^b

^a Department of Geotechnical and Geological Engineering, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain.

^b Department of Transport Engineering and Infrastructure, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain.

*Corresponding author. Tel.: +34 963 877 000; fax: +34 963 877 569; E-mail address: chidalgo@trr.upv.es

Original Article: Applied Clay Science, 132–133 (2016) 768–773. doi: 10.1016/j.clay.2016.07.027

Article history: Received: 4 May 2016. Received in revised form: 28 July 2016. Accepted 30 July 2016.

Available online: 6 August 2016.

The original publication is available at the publisher's web site: www.elsevier.com/locate/clay.

The copyright to this article is transferred to Elsevier. © 2016 Elsevier B.V. All rights reserved.

Abstract

Expansive soils are problematic materials which is necessary to deal with on road and railways projects. The tendency of these materials to swell or shrink, make difficult their use as construction material for embankment cores. The traditional solutions consist in mixing soil with cement or quicklime, or to import materials from other locations. As an alternative to these solutions, the present paper proposes a less expensive and more sustainable solution, consisting in mixing the natural expansive soil with rubber particles obtained from scrap tyres. Especially, the “Facies Tap” (a typical soil of southeastern Spain) is studied in this paper. This soil, which is mainly a white argillaceous marlstone, is mixed with six different amounts of rubber content (2.5, 5, 10, 15, 20 and 25% in terms of weight) and submitted to several geotechnical tests, including compaction, free swelling, unidimensional consolidation, direct shear testing and undrained shear compression. The addition of rubber particles to the soil up to a 15% make it lighter and less prone to swelling, while compressibility remains similar to the natural soil and the drained shear strength slightly increases. Based on experimental results, the optimum rubber content mixed with the soil to prevent its swelling is established at around 3%.

Keywords: scrap tyres; rubber-soil mix; expansive soil; swelling; embankment cores.

1. Introduction

When a new road is built, embankment cores represent one of the main and most expensive step of the construction project. In many cases, roads pass through areas whose geology makes impossible the use of in situ natural soils as a construction material. This is a typical issue in Spain, where many southeastern clayey soils are prone to suffer from swelling and as a consequence they do not fulfil standard road requirements (PG-3; PGP-2008). Therefore, materials from other locations are required, or in situ natural soils have to be improved by cement-like materials or quicklime treatments (Nelson and Miller, 1992), the use of synthetic fibres (Akbulut et al., 2007) or geo-membranes (Steinberg, 1998). All of these solutions cause a significant increase in the cost of the project (Mahdi Hejazi et al., 2012). An alternative, which may result in a less expensive and more sustainable solution, consists in mixing the natural clayey soil with rubber particles obtained from scrap tyres.

Over the last few decades, many researchers focused on the application of scrap tyres on earthworks (ASTM D6270, 1998) as a way of waste management. It is important to note that scrap tyres represent a serious environmental threat as they are produced in large quantities and their disposal tends to be rather problematic. Studies demonstrated that rubber particles from scrap tyres can be mixed with soil, resulting in suitable material for being used in road embankments (Edil and Bosscher, 1994; Humphrey and Blumenthal, 2010), and even providing a certain degree of enhancement in the soil properties. The material resulting of mixing soil and rubber is lighter and less prone to swelling (Higuera Seda et al., 2007) due to the lower specific gravity of rubber (typically between 1.15 and 1.21) when compared to that of natural soils (typically between 2.55 and 2.75). Likewise, rubber particles was also applied to railways, as a layer completely made of tyre shreds (Wolfe et al., 2004), mixed with bitumen (Buonanno and Mele, 2000) as well as mixed with aggregates and soil (Benda, 1995; Hidalgo et al., 2015a; 2015b; Long et al., 1984; Trouzine et al., 2012).

Hence, this paper studies the use of rubber particles obtained from scrap tyres to improve the soil properties of a typical clayey soil of the southeastern Spain named “Facies Tap”, to its use as embankment core. This material is basically a marine deposit made of white argillaceous marlstone, and is well-known by Spanish civil engineers due to its high degree of degradation, which creates stability

problems when excavated, as well as its tendency to present swelling, which makes difficult its use as construction material for embankments. To complete the soil geotechnical identification and its geological description, chemical and mineralogical study of the Facies Tap soil was conducted by X-ray diffraction (XRD) and X-ray fluorescence. In order to study the effect of the rubber particles addition on the soil behaviour, six mixes with different percentages of rubber (2.5, 5, 10, 15, 20 and 25 wt%) were tested and compared to the natural soil (laboratory tests include compaction, free swelling, consolidation, direct shear and unconfined compression tests). The aim of the study is to evaluate an optimum content of added rubber considering the required properties for embankment cores.

2. Materials

2.1. Clayey soil

Samples were obtained according to the standard practice for sampling aggregates (ASTM D75/D75M-09) from several trenches located at the Spanish A-7 Highway near the town of “Muro de Alcoy”, at around 90 km in south from Valencia (Spain). Selected soil corresponds to the Facies Tap (**Fig. 1a**), a marine deposit mainly composed by white argillaceous marlstone, with some content of organic clay and lignite. In its natural state, this soil tends to form aggregates that gives to the soil the appearance of a granular soil. However, those aggregates have very low consistency and are easily crumbled.



Fig. 1. Soil and rubber samples: (a) Soil; (b) Rubber particles; (c) Soil-rubber mixture (scale bar in cm)

2.2. Rubber particles

Rubber particles were obtained from scrap tyres and supplied by a Spanish company that is specialized in tyre recycling. Maximum particle size of rubber powder (on **Fig. 1b**) was 2 mm and steel from wires and metal particles (still present in rubber tyres) were removed to avoid the inclusion of any metallic element in soil-rubber mixes. As in the case of the soil, sampling of the rubber particles was carried out according to ASTM D75/D75M-09.

2.3. Soil-rubber mixes

Six mixes of cohesive soil and rubber particles (**Fig. 1c**) were prepared with varying percentages of rubber, namely 2.5, 5, 10, 15, 20 and 25%, in terms of weight. Mixes with rubber over 25% were not considered due to the high degree of bulking observed in such mixtures when moisture content was close to the Proctor optimum.

3. Testing program

3.1. Mineralogy and chemical composition of the soil

The soil was analysed using a D8 ADVANCE diffractometer from Bruker. Powder X-ray pattern was collected on 2-65° 2 θ range with a step of 0.02°2 θ and a time acquisition of 0.7 seconds per step.

To identify the clay mineralogy, a soil sample was decarbonated with hydrochloric acid and the < 2 μ m soil fraction was extracted by sedimentation in deionised water completed by ultrasounds dispersion. Afterwards, three oriented glass slides were made and then analysed by X-ray diffraction. A semi-quantitative mineralogical analysis was made on the clay component by means of the reflective power method (Barahona, 1974). Clay mineral identification was conducted according to Środoń (1984) and Moore and Reynolds (1989). A semi-quantitative chemical analysis with X-ray fluorescence spectroscopy was then carried out using a Bruker S2Ranger device while total carbon content was analysed using a SHIMADZU TOC-V (CSH) device equipped with a solid sample module SSM-5000A.

3.2. Identification tests on soil and rubber particles

Several geotechnical tests were conducted in both the soil sample and the rubber particles to fully characterize these materials. Those tests were carried out according to ASTM standards and included granulometry, Atterberg limits, specific density and water absorption (**Table 1**).

Parameters	Standard	Unit	Cohesive soil (Facies Tap)	Rubber particles
Grain size	ASTM D6913			
Maximum particle size		mm	-	2.0
Gravel (> 5000 μm)		%	0.0	0.0
Sand (80–5000 μm)		%	3.6	99.9
Fines (< 80 μm)		%	96.4	0.1
Sedimentation analysis	ASTM D7928			
Particles < 2 μm		%	47.2	-
Atterberg Limits	ASTM D4318/ASTM D427			
Liquid Limit (W_L)		-	52.2	-
Plastic Limit (W_P)		-	24.1	-
Plasticity Index (PI)		-	28.1	-
Shrinkage Limit (SL)		-	13.4	-
Soil classification - USCS	ASTM D2487	-	CH	-
Specific gravity (G_s)	ASTM D854	-	2.692	1.136
Water absorption	ASTM C127	%	-	5.0
Soluble salt	ASTM D4542	%	0.6	-
Calcium carbonate content	ASTM D4373	%	68.4	-
Organic matter content	ASTM D2974	%	0.2	-

Table 1. Properties of soil and rubber particles

3.3. Compaction tests

Compaction tests were performed on natural soil and the soil-rubber mixes to obtain their maximum dry density and optimum moisture content. A Standard Proctor test (ASTM D698) and a Modified Proctor test (ASTM D1557) were carried out on each sample, analysing two different levels of compaction energy. Values of dry density and optimum moisture obtained from these tests were used as a reference to prepare the specimens for all the subsequent tests.

3.4. Free swelling tests

A free swelling test based on ASTM D4546 was carried out on both the natural soil (an argillaceous marlstone) and the soil-rubber mixes. Conventional oedometric equipment with 70 mm (diameter) per 20 mm (height) oedometric ring was used to perform this test. Remoulded specimens were compacted

up to 100% of Standard Proctor energy at the corresponding Standard Proctor optimum moisture content. Free swelling was assessed under a small constant load of 10 kPa and by filling the testing cell with water once initial deformations were stabilised. Then, vertical deformation was measured and controlled every 10 seconds until stabilization (after at minimum 72 hours).

3.5. Unidimensional consolidation tests

A unidimensional consolidation test in oedometric conditions was carried out on both the natural soil and the soil-rubber mixes following ASTM D2435/D2435M-11 standard. The same oedometric equipment described for the free swelling test was used. Load increments of 5, 10, 20, 40, 80, 150, 300, 600 and 1000 kPa were set for the loading path, while unloading decrements were set to 600, 300, 80, 20 and 5 kPa. The device was equipped with deformation sensors capable of measuring up to a 10 mm deformation with a 0.001 mm accuracy. Due to the swelling behaviour of the tested specimens, most of the tests during the saturation stage had to be started and ended with a load corresponding to the swelling pressure of each mix.

3.6. Direct shear tests

Specimens of both natural soil and soil-rubber mixes were submitted to consolidated and drained (CD) direct shear tests, according to ASTM D3080/D3080M. A direct shear equipment with circular shear boxes of 50 mm of diameter and 25 mm of height was used. For the natural soil and each studied mix, three specimens were tested with different normal vertical stresses: 100, 200 and 300 kPa. All specimens were saturated during 24 hours before testing. After saturation, specimens were consolidated during 24 hours. Finally, a shear load was applied at a speed of 0.03 mm/min until reaching a horizontal strain of 8 mm (maximum displacement of equipment). Failure was considered to be the shear stress corresponding to the 15% of shear deformation (Cetin et al., 2006).

3.7. Unconfined compression tests

Resistance to simple compression (Unconfined Compression Strength, hereafter UCS) of specimens of both natural soil and soil-rubber mixes was obtained according to ASTM D2166/D2166M-13. An electromechanical universal testing machine with axial deformation sensors was used. One cylindrical

specimen for each mix (diameter 38.1 mm; height 76.2 mm), as well as for the natural soil, was manufactured and tested. Those specimens were compacted at 100% of the Modified Proctor energy, then put inside a plastic bag and stored during 24 hours in a humid chamber (%RH > 95-100 and T °C = 20-25) to homogenise moisture before in specimen testing. Specimens were tested under controlled deformation, at a speed of 0.76 mm/min until either a 15% maximum axial strain was reached or the maximum stress level was achieved.

4. Results

4.1. Mineralogy and chemical composition of the soil

From powder X-ray diffraction pattern, the natural soil is basically composed of calcite, phyllosilicates (clays), quartz and feldspar (plagioclase). The semi-quantitative mineralogical analysis results are listed in **Table 2**. The marlstone is composed of up to 20% of smectite, which explain that the studied soil is very prone to swell in contact with water. Total organic carbon analysis yields a 8.6 ± 0.8 µg of carbon per g of soil, and 0.8 µg/g of such carbon is organic carbon. This confirms that the studied soil contains organic matter in typical content justifying that such soil belongs to the “Facies Tap” soils.

Mineralogy	Calcite	Phyllosilicates				Quartz	Plagioclase
		Smectite	Palygorskite	Illite	Kaolinite		
Content	63.0%	19.8%	0.9%	0.9%	0.4%	12.0%	3.0%

Table 2. Determination of mineralogy by X-ray diffraction (XRD pattern on oriented aggregates)

The chemical composition from X-ray fluorescence in **Table 3** is in accordance with the mineralogy. The high amount of calcium is associated to calcite while silicon and aluminum are the main components of clay.

Composition in oxides	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	TiO ₂	others
Content	63.7%	22.3%	6.8%	3.6%	1.5%	1.3%	0.5%	0.3%

Table 3. Chemical composition of the soil by X-ray fluorescence

The high amount of iron agrees with the presence of iron-rich smectite (nontronite). Besides, the content in calcium is consistent with a plagioclase such as anorthite (CaAl₂Si₂O₈) and not albite (sodium content

was not found in samples). The magnesium and potassic content are related to the presence of palygorskite and illite, respectively.

4.2. Geotechnical identification

Table 1 presents the geotechnical characterisation carried out on both soil and rubber particles. The studied soil is defined as a high plasticity soil (noted CH) according to the Unified Soil Classification System (USCS). The chemical analyses (soluble salt measures, calcium carbonate content and organic matter content) agree with the mineralogical tests previously presented.

4.3. Effect of the rubber particles on compaction

The Standard Proctor test and Modified Proctor test results (Fig. 2) show that the addition of rubber to the cohesive natural soil leads to decreasing the maximum dry density as well as the optimum water moisture content. This tendency is fairly linear for both maximum dry density and optimum water moisture content. The density tends to decrease as the rubber content increases with a ratio of around a 1.25 kN/m³ of reduction for each 10% increment of rubber. This result is similar to that previously observed by other authors (Edil and Bosscher, 1994). It is a consequence of the different specific gravity between soil and rubber particles (Higuera Seda et al., 2007). Likewise, optimum moisture content also tends to slightly drop as the content of rubber increases, due to the great difference in water absorption between soil and rubber particles.

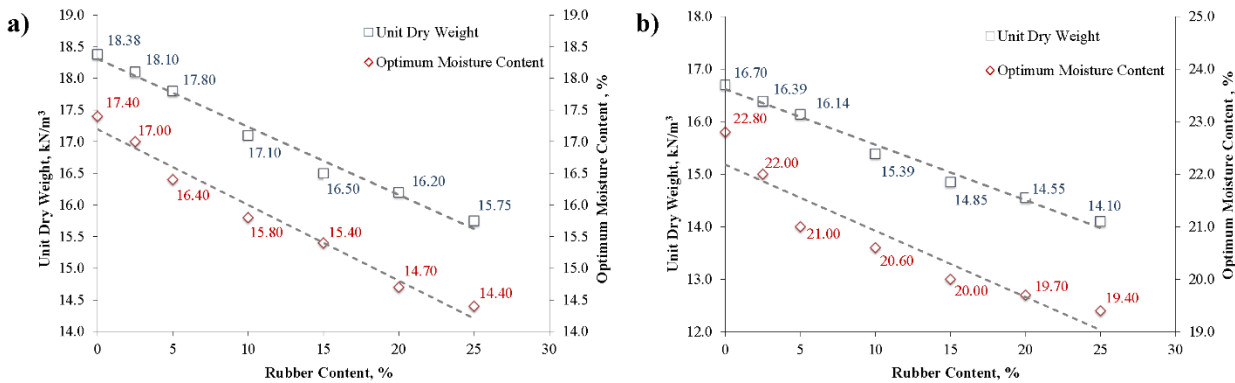


Fig. 2. Optimum characteristics for compaction tests vs rubber content: (a) Standard Proctor; (b) Modified Proctor

4.4. Effect of the rubber particles on free swelling

The natural soil presents a free swelling of 3.71% (**Fig. 3a**). That swelling is the consequence of the presence of smectite in the sample, as confirmed by the mineralogical analysis. The presence of more than 60% of carbonated minerals explains why the swelling potential is not as high as expected for pure smectite. Moreover, soil shrinkage limit (**Table 1**) is not very low, and plastic index rounds 28, so swelling can be expected to be “medium” (Morilla, 2012).

The addition of rubber particles to that soil is able to prevent partially the soil from swelling linked to the smectite hydration. Rubber leads to reducing swelling and an exponential tendency is identified. That means that swelling may be significantly reduced by the addition of a small amount of rubber particles (such as the quantities considered in this paper). Hence, a 15% rubber content is able to divide by more than two the swelling potential.

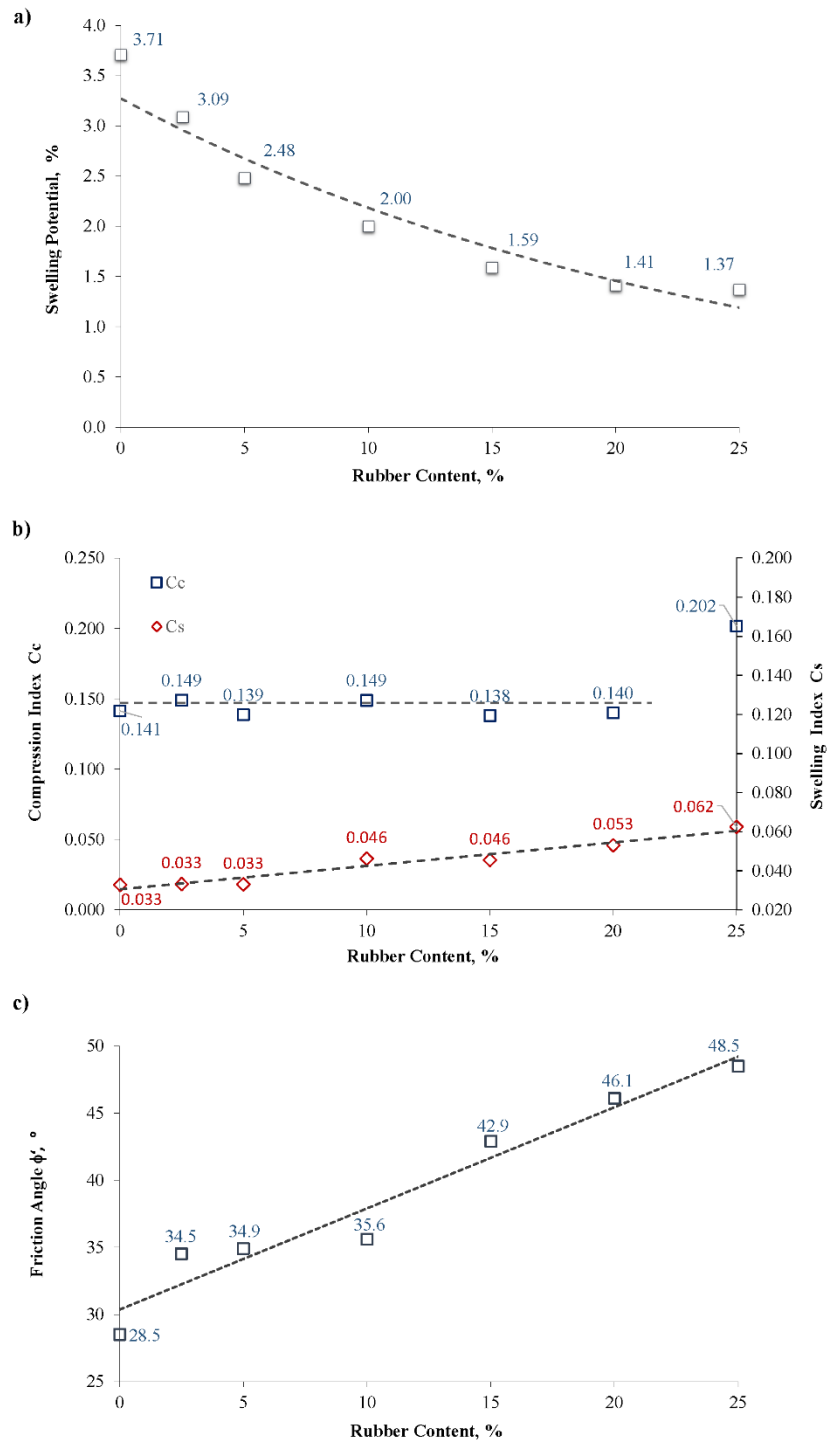


Fig. 3. Geotechnical tests: (a) swelling potential vs rubber content; (b) unidimensional consolidation tests (compressive index, C_c , and swelling index, C_s , vs rubber content); (c) friction angle vs rubber content

4.5. Effect of the rubber particles on compressibility

The variation of the soil compressibility after being mixed with rubber particles can be analysed through their compression index, C_c , and swelling index, C_s , calculated from unidimensional consolidation tests. For amounts of rubber particles equal or lower to 20 wt%, C_c is almost constant (**Fig 3b**). It increases dramatically when the rubber content is extended beyond 20%. On the other hand, C_s (which is related to the elastic recovery of the soil) increases gradually along with the content of rubber, following a fairly linear behaviour. In this case, an addition up to 20% of rubber yields an increment of about 40% of such index compared with the natural soil. Results are in accordance with those found in literature for similar soil mixes (Edil and Bosscher, 1994; Tatlisoz et al., 1997; Higuera Seda et al., 2007).

4.6. Effect of the rubber particles on drained shear strength

The addition of rubber particles impacts on the soil shear strength under drained conditions (**Fig. 3c**). The effective friction angle increases along with the rubber content, with a fairly linear tendency. For instance, the friction angle measured on a 15 wt% rubber-soil mix is nearly 70% larger than the one measured on the natural soil. It may come from the high friction between rubber particles when compared to that of the soil particles (Edil and Bosscher, 1994). As the tests were carried out on remoulded specimens, soil behaved as a normally consolidated soil and consequently, cohesion was null in all specimens.

Furthermore, the shear strength *vs* horizontal displacement and vertical deformation *vs* horizontal displacement curves are given in **Fig. 4** for natural soil and the 15 wt% rubber-soil mix. Curves clearly confirm the tendency mentioned above and the increment in the shear strength experimented by rubber-soil mixes. Besides, rubber-soil mixes tend to experiment smaller vertical deformation, and even present some negative dilation when compared to the increasing compressibility trend observed in the natural cohesive soil (Cetin et al., 2006).

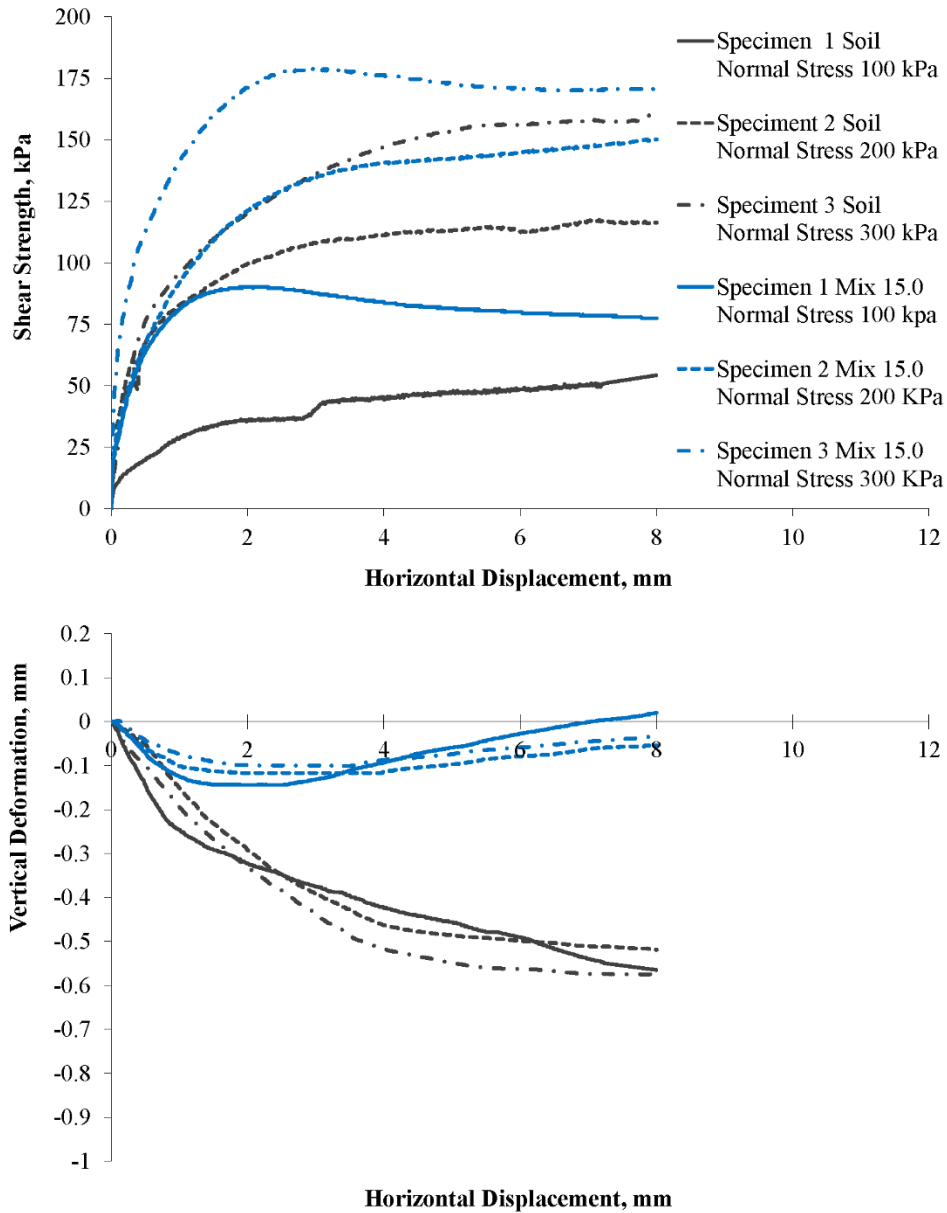


Fig. 4. CD direct shear tests results for natural soil and for 15wt% rubber-soil mixture: (a) Shear strength vs horizontal displacement; (b) Vertical deformation vs horizontal displacement.

4.7. Effect of the rubber particles on UCS

As displayed in **Fig. 5**, the UCS is lower when rubber particles are added to the cohesive natural soil. Mixtures with a rubber content lower than 5% show a UCS similar to that of the natural soil (Akbulut et al, 2007), but when higher content of rubber is added UCS tends to decrease. Furthermore, even

though all mixtures show a maximum peak at failure, those peaks become more flattened as the content of rubber increases. Hence, the UCS of the natural soil is 425 kPa, nearly four times larger than the value obtained for a 25 wt% rubber-soil mix. Conversely, axial strain at failure (i.e. at peak) increases with the addition of rubber. The natural soil reaches the point of failure with an axial strain of 6.5%, barely half the deformation experimented by the 25 wt% rubber-soil mix.

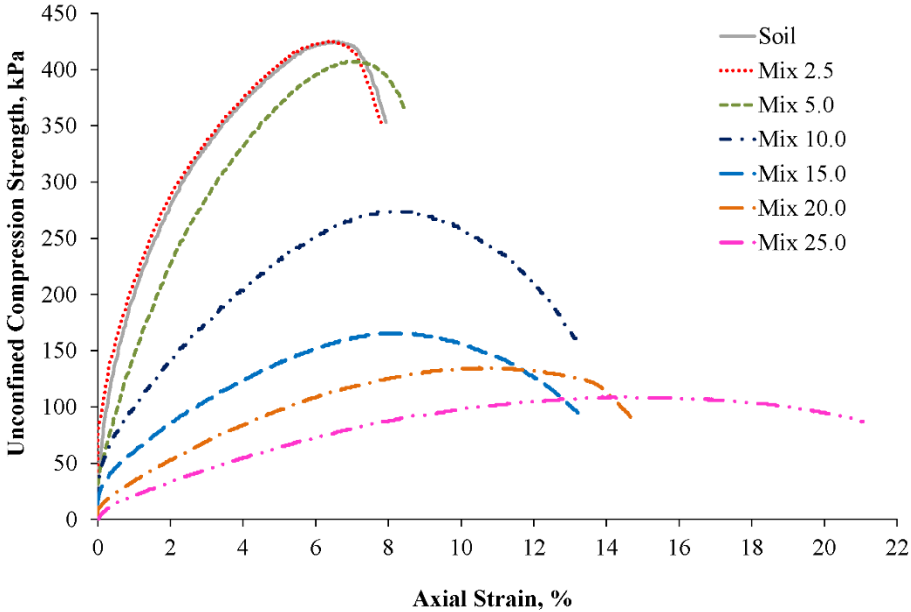


Fig. 5. Unconfined Compression Strength (UCS) tests results: USC vs axial strain

5. Discussion

From experimental results, the optimum content of rubber particles mixed with soil is discussed. The studied soil is a Spanish clayey soil belonging to “Facies Tap”, characterized by a free swelling equal to 3.71% (as a consequence of its mineralogical composition with a 20% smectite content). Such value of free swelling potential does not fulfil Spanish standards (PG-3; PGP-2008) related to the use of materials in embankment cores on both roads and railways. Indeed, this parameter is limited to a maximum of 3%. According to Fig. 3a, this threshold value of free swelling could be reached if about 3 wt% of rubber particles were added to the clayey soil. The resulting rubber-soil mix would then fulfil standard requirements, thus that material would be suitable to be used as embankment core. As this

amount of rubber is lower than a 5%, the UCS of the rubber-soil mix is not expected to be lower than UCS of natural soil (as demonstrated by experimental results), thus the addition of rubber particles to the soil should not be the origin of new stability problems. Likewise, stability issues related to drained states could be calculated as if no rubber would be added to the soil, since drained shear resistance would increase with the addition of rubber (this results contributes to increase the safety). Finally, regarding compressibility issues, the optimized proportion of rubber would provide a similar degree of compressibility to that of the natural soil, while the elastic recovery of the settlements caused by dynamic traffic loads would be slightly improved.

6. Conclusions

In this paper, the effects of the addition of rubber particles from scrap tyres to an expansive soil have been tested and evaluated. This is a more cost-effective and environmentally friendly solution compared to the more traditional addition of cement and/or quicklime, or the replacement of in situ soil by other. The studied soil corresponded to the “Facies Tap” soil, a typical soil present in southeastern Spain. This material is mainly composed of white argillaceous marlstone, and tends to swell, which makes difficult its use as construction material for embankment cores.

Six rubber-soil mixes, with various percentages of rubber particles, (2.5, 5, 10, 15, 20 and 25 wt%), have been assessed and compared to the natural soil, both in terms of free swelling and other geotechnical properties, such as compressibility, drained shear resistance and undrained shear resistance.

The addition of rubber particles to the expansive clayey soil exponentially reduce swelling, and only a 15% of rubber content is necessary to decrease swelling by half. Compressibility index (C_c) remains similar to those of the natural soil while rubber content is less than 15%. For larger amount of rubber content, this index dramatically increases, showing that larger content of rubber would lead to a soil with high compressibility. Conversely, elastic recovery slightly increases with the addition of rubber (the tendency is fairly linear). Rubber particles influenced also shear strength under drained conditions, because the friction angle increases its value with the addition of rubber. On the other hand, undrained shear strength decreases when the amount of rubber content exceeds 5 wt%. In this case, unconfined

compression strength curves become flattened and maximum strength is significantly reduced when compared to the natural soil.

From results, optimum rubber content in soil mixture has been established in a 3%. For such value, the soil would be suitable for road or railway embankment core and it would also keep and even improve geotechnical properties of natural soil. Moreover, due to the use of rubber particles from scrap tyres, the soil improvement also contributes to solve the problem of a waste management, with the subsequent environmental benefits.

Acknowledgements

The authors wish to thank the Spanish Roads Ministry for providing the soil samples as well as the EMRO company for providing the rubber particles used in this research. The authors wish also to thank Ángel Morilla Rubio and Elías Medel Perallón for their help during the tests, and Luis Fernández Pérez for his help in the geological assessment of the area of Alcoy.

References

- Akbulut, S., Arasan, S., Kalkan, E., 2007. Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers. *Appl Clay Sci* 38, 23-32. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2007.02.001>
- ASTM C127, 2012. Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D1557, 2012. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m<sup>3

ASTM D2166/D2166M-13, 2013. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM D2435/D2435M-11, 2011. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM D2487-11, 2011. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM D2974, 2013. Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.</sup>

- ASTM D3080/D3080M, 2011. Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4318, 2010. Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D427, 2004. Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4373-14, 2014. Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4542-07, 2007. Standard Test Method for Pore Water Extraction and Determination of the Soluble Salt Content of Soils by Refractometer. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4546-14, 2014. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6270-98, 1998. Standard practice for use of scrap tires in civil engineering applications. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6913, 2009. Standard test methods for particle size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D7928, 2016. Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D698-12, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D75/D75M-09, 2009. Standard practice for sampling aggregates. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM D854-14, 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- Barahona, E., 1974. Bricked clays in the province of Granada: evaluation of some raw materials tests. University of Granada, PhD Thesis (In Spanish).
- Benda, C. C., 1995. Engineering properties of scrap tires used in geotechnical applications. Report N° 95-1, Vermont Agency of Transportation, Montpelier, VT.
- Buonanno, A., Mele, R., 2000. The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways. 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Barcelona, 20-22 September.
- Cetin H., Fener, M., Gunaydin, O., 2006. Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Eng Geol* 88, 110-120. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.002>
- Edil, T.B., Bosscher, P.J., 1994. Engineering Properties of Tire Chips and Soil Mixtures. *Geotech Test J*, 17(4), 453-464. DOI: 10.1520/GTJ10306J.
- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Medel Perallón, E., Insa Franco, R., 2015a. Characterisation of an unbound granular mixture with waste tyre rubber for subballast layers. *Mater and Struct*, 48(12), 3847-3861. DOI: <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0443-z>.
- Hidalgo Signes, C., Martínez Fernández, P., Garrido de la Torre, M.E., Insa Franco, R., 2015b. An experimental study of a new soil-rubber mix for railway embankment. 13th Arab Structural Engineering Conference ASEC, University of Blida, Algeria, 13-15 December.

- Higuera Seda, J., Lee, J.C., Carraro, J.A.H., 2007. Beneficial Use of Waste Tire Rubber for Swelling Potential Mitigation in Expansive Soils. American Society of Civil Engineers– Geotechnical Special Publication 172. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/40916\(235\)5](http://dx.doi.org/10.1061/40916(235)5).
- Humphrey, D.N., Blumenthal, M., 2010. The Use of Tire-Derived Aggregate in Road Construction Applications. *Green Streets and Highways* 2010, 299-313.
- Long N.T., Delmas P., Pouget, P., 1984. Characteristics and application of use scrap tyres. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 129 (In French).
- Mahdi Hejazi, S., Sheikhzadeh, M., Mahdi Abtahi, S., Zadhoush, A., 2012. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Constr Build Mater* 30, 100-116. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045>.
- Moore, D. M., Reynolds, R. C. Jr., 1989. X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals. Oxford University Press, Nueva York.
- Morilla, I., 2012. Soil Tests Geotechnical Interpretation. Garceta, Madrid (In Spanish).
- Nelson, J.D., Miller, D.J., 1992. Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- PG-3, 2002. Technical Specifications for Road and Bridges Projects. Spanish Ministry of Public Works and Transport, Madrid (In Spanish).
- PGP-2008, 2008. Technical Specifications for Railway Platform Projects. ADIF, Railway infrastructure administrator, Madrid (In Spanish).
- Środoń, J., 1984. X-ray powder diffraction identification of illitic materials. *Clay Clay Miner*, 32, 337-349.
- Steinberg M., 1998. Geomembranes and the Control of Expansive Soils in Construction. McGraw-Hill, New York.
- Tatliso, N., Benson, C.H., Edil, T.B., 1997. Effect of fines on mechanical properties of soil-tire chip mixtures. In: Wasemiller MA, Hoddinott KB (editors), *Testing soil mixed with waste or recycled materials*. ASTM Special Technical Publication 1275, American Society for Testing and Materials.
- Trouzine, H., Bekhiti, M., Asroun, A., 2012. Effects of scrap tyre rubber fibre on swelling behavior of two clayey soils in Algeria, *Geosynthetics International*, 19(2), 124-132.
- Wolfe, S.L., Humphrey, D.N., Wetzel, E.A., 2004. Development of tire shred underlayment to reduce groundborne vibration from LRT track. *Geotechnical engineering for transportation projects: Proceedings of the Geo-Trans 2004*, 750-759.