

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Departamento de Ingeniería Mecánica y de Materiales



TESIS DE MASTER

CARACTERIZACIÓN, MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS, DEL
COMPORTAMIENTO ELASTO – PLÁSTICO DE UN MATERIAL
GRANULAR EMPLEADO EN CAPAS DE SUBBALASTO
FERROVIARIO EN UN ENSAYO CBR.

Presentado por: D. Rafael Sánchez Alandí

Dirigida por: Dr. D. José Enrique Tarancón Caro

Valencia, Septiembre 2016





AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer el trabajo e interés aportado por mi tutor, José Enrique Tarancón. Sin su colaboración no hubiese sido posible la realización de este trabajo. También a Carlos Hidalgo, técnico de laboratorio del departamento de Geotecnia de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos por su gran ayuda y colaboración.





RESUMEN

El trabajo que nos ocupa se realiza como parte del Máster de ingeniería Mecánica y de Materiales impartido por la Universidad Politècnica de Valencia.

En el mismo se hace un estudio del comportamiento elasto-plástico de un material granular empleado en capas de subbalasto ferroviario en un ensayo CBR. Los valores obtenidos en la caracterización del material servirán para la creación de un modelo de elementos finitos de la probeta del citado ensayo. A partir de los resultados de la modelización, se han comparado los valores con los del ensayo CBR. Cabe destacar que el ensayo realizado presenta la particularidad de que se han incluido células extensométricas en determinadas zonas de la probeta, lo que ha permitido evaluar el estado tensional en diferentes partes de la misma y su comparación con la simulación numérica. El objetivo final es conocer la utilidad que puede tener el modelo de elementos finitos construido para predecir propiedades del material granular que se obtienen con otros tipos de ensayos de carácter más completo y costoso.

En concreto, para el modelado y simulación mediante MEF se ha empleado el software de elementos finitos ANSYS.

Palabras clave: Dimensionamiento capas portantes ferrocarril, comportamiento elasto-plástico de subbalasto ferroviario, ensayo CBR, MEF





RESUM

El treball que ens ocupa s'ha dut a terme com a part del Màster d'Enginyeria Mecànica i de Materials impartit per la Universitat Politècnica de València.

En aquest treball es fa un estudi del comportament elasto-plàstic d'un material granular en capes de subbalast ferroviari en un assaig CBR. Els valors obtinguts en la caracterització del material serviran per la creació d'un model d'elements finits de la proveta de l'assaig mencionat. A partir dels resultats de la modelització, s'han comparat els valors amb els obtesos mitjançant l'assaig CBR. Cap destacar que l'assaig dut a terme presenta la singularitat de que s'han inclòs cèl·lules extensomètriques en certes zones de la proveta, la qual cosa ha permés evaluar l'estat tensional en diferents parts de l'element i la seua comparació amb la simulació numèrica. L'objectiu és conèixer la utilitat que pot tindre el model d'elements finits proposat per a predir propietats del material granular que s'obtenen mitjançant altre tipus d'assajos més complets i costosos.

En concret, per al modelatge i simulació mitjançant elements finits s'ha utilitzat el software ANSYS.

Paraules clau: dimensionamet capes portants ferrocarril, comportament elasto-plàstic de subbalast ferroviari, assaig CBR, MEF





ABSTRACT

This work is part of the Master in Mechanical and Materials Engineering by the Polytechnic University of Valencia.

This work studies the elasto-plastic behavior of a granular material used in railway sub-ballast by means of a CBR test. Values obtained after the characterization of the material will be used for to suggest a finite-element model of the mentioned test probe. Values obtained in the modelling will be confronted with those obtained with the CBR test. It is important to highlight that the test performed in this analysis has the singularity of the extensometric cells included in different parts of the probe. This fact has allowed assessing the stress status in different parts of the element and comparing it with the result obtained in the numerical simulation. The main objective is to assess to what extent can the finite-element model proposed to predict granular material properties be used as an alternative to the expensive methods used traditionally.

In particular, ANSYS software has been used to perform the finite-element analysis for the simulation and modelling.

Keywords: Railway Geotechnics layers, elasticity and plasticity behavior, CBR test, FEM.





ÍNDICE:

Agradecimientos	3
Resumen	5
Resum	7
Abstract	9
1. Introducción	13
2. Objetivos	14
3. Estado del Arte	15
3.1 Estructura de la vía	15
3.1.1 Relación de esfuerzos	17
3.1.2 Parámetros de caracterización	18
3.1.3 La plataforma	20
3.1.4 Capas de asiento	21
3.1.5 Dimensionamiento	29
3.2 Breve introducción sobre caracterización de suelos	34
3.3 Tipologías de ensayos de caracterización del terreno	36
4. Metodología de investigación.	42
4.1 Ensayo CBR.	42
4.1.1 Procedimiento del ensayo.	45
4.1.2 Medición de las tensiones diametrales ($\sigma_2 = \sigma_3$). Bandas extensométricas.	53



4.2	Resultados.	56
4.2.1	Relación de tensión axial	56
4.2.2	Relación de tensiones diametrales	57
5.	Caracterización MEF.	59
5.1	Método de los elementos finitos (FEM)	59
5.2	Modelo numérico.	60
5.2.1	Geometría.	62
5.2.2	Caracterización del material.	64
5.2.3	Mallado y condiciones de contorno.	68
5.2.4	Carga.	69
5.3	Resultados.	70
6.	Conclusiones y desarrollos futuros.	84
6.1	Conclusiones	84
6.2	Desarrollos futuros	84
7	Bibliografía	86



1. Introducción

La correcta caracterización de los materiales empleados en la construcción de la infraestructura ferroviaria es fundamental para garantizar unos parámetros de calidad y longevidad de la obra civil. Sin embargo, la versatilidad y disponibilidad de algunos equipos hacen que la caracterización de este tipo materiales sea en muchas ocasiones costosa en términos económicos, retrasando además los plazos de ejecución de las obras. Todo esto se ve agravado en países en vías de desarrollo, donde la escasa disponibilidad de equipos dificulta en gran medida una adecuada caracterización de materiales empleados en la infraestructura ferroviaria. Es necesario por tanto, investigar nuevos procedimientos que permitan la caracterización de materiales, teniendo en cuenta los métodos empleados en la actualidad, reduciendo los costes de ejecución y aportando valor añadido a las actuales técnicas de caracterización.

En el presente trabajo se ha modelado mediante la técnica de elementos finitos el comportamiento de un ensayo CBR (California Bearing Ratio) teniendo en cuenta el comportamiento elasto-plástico del material. Con el mismo, se han obtenido la relación de tensiones radiales producidas tras la aplicación de la carga. Los resultados del ensayo han servido para compararlos con los de un ensayo triaxial, dando los valores de los parámetros intrínsecos del terreno a partir una relación de tensiones considerada.



2. Objetivos

El presente Trabajo Final de Máster tiene los siguientes objetivos específicos:

- Modelización de un ensayo CBR (California bearing Ratio) mediante la técnica de los elemento finitos.
- Simulación mediante elementos finitos del comportamiento de un material granular en un ensayo CBR.
- Obtener, a partir de la simulación mediante elementos finitos, la variación de tensión horizontal ($\sigma_2 = \sigma_3$) a partir del incremento de las tensiones verticales (σ_1) en un ensayo CBR.
- Comparar la relación de tensiones (σ_1 y σ_2) con las obtenidas a partir de un ensayo triaxial.

3. Estado del Arte

El presente bloque tiene como objetivo resumir, de una forma breve, la totalidad de variables que afectan al diseño de una plataforma ferroviaria. Dividiendo el contenido en tres bloques fundamentales. En primer lugar, se describe toda la información relativa a la estructura de la vía, teniendo en cuenta tanto los aspectos básicos, nivel de esfuerzos actuantes o parámetros de caracterización [1]. En segundo lugar se realiza una breve introducción a la caracterización de suelos. Por último se describe la tipología de ensayos de caracterización del terreno.

3.1 Estructura de la vía

El ferrocarril es un sistema de transporte compuesto por un conjunto de subsistemas interrelacionados entre sí necesarios para su correcto funcionamiento. Dichos subsistemas son:

- La infraestructura: obras necesarias para conformar la plataforma que sirva de apoyo de la vía. Obras de tierra, tales como terraplenes, desmontes, y obras de fábrica, túneles y puentes.
- La superestructura (o vía): es el que se encarga de guiar el material móvil, y soportar las cargas y transmitir las al subsuelo. Está formado por carril, traviesas, sujeciones, y las capas de asiento (balasto y subbalasto).
- La electrificación, señalización, control de tráfico y el material móvil (Tren).

El presente trabajo de investigación se va a centrar en la superestructura. En concreto, en la capa de subbalasto, la cual es la encargada de repartir y soportar las cargas transmitidas por el balasto.

Sistemas ferroviarios. Secciones tipo

A continuación se describe, de forma breve, las tipologías de secciones ferroviarias existentes en la actualidad.

VIA CONVENCIONAL

Es la que está constituida por carriles, sujeciones, traviesas y las capas de apoyo-asiento, formadas por la capa de balasto y subbalasto, ambas de naturaleza granular procedentes de procesos de trituración de rocas de buena calidad. Estas capas son las responsables de la elasticidad vertical de la vía y su misión es repartir y minorar la transmisión de cargas a la plataforma.

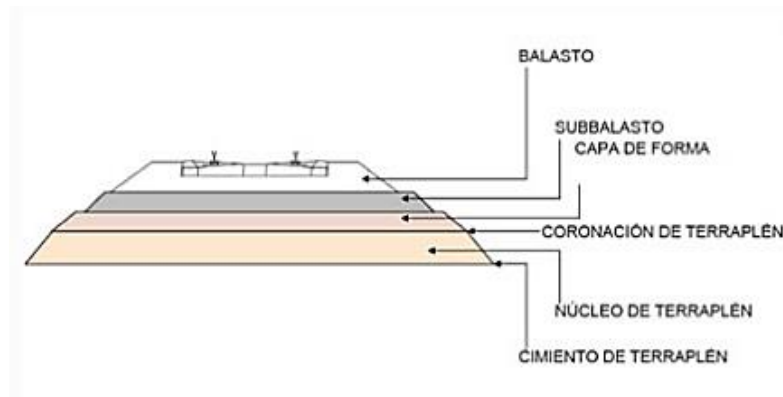


Ilustración 1 Infraestructura y superestructura ferroviaria. Vía Convencional. Fuente: www.fastrack.es

VIA EN PLACA

Este tipo de infraestructura tiene como característica principal la losa de hormigón, la cual le confiere más resistencia y rigidez apta para líneas ferroviarias con elevada carga y velocidad. Este tipo de vía emplea un elemento elastómero situado entre la traviesa y la losa con el objetivo de mejorar la flexibilidad del conjunto.

El principal empleo de este tipo de vía radica fundamentalmente en tramos urbanos, estaciones ferroviarias, en túneles y puentes. Su mayor ventaja es la reducción de los costes de mantenimiento de la infraestructura tanto en el corto como largo plazo.



Ilustración 2. Sección Tipo Vía en Placa. Fuente: www.balzola.com



Por el contrario, el elevado coste de construcción y su gran rigidez vertical, con la escasa disipación de vibraciones que acarrea, merman su expansión en el ámbito constructivo. Además, es necesario un alto grado de calidad en los acabados de la plataforma para evitar asientos diferenciales que pudiesen ocasionar fisuras en la losa de hormigón.

3.1.1 Relación de esfuerzos

La vía está constituida por un conjunto de elementos con módulos de elasticidad y coeficientes de amortiguamiento muy diferentes, a través de las cuales se transmiten las cargas dinámicas desde la rueda a la plataforma. La cuantificación de dichos esfuerzos, así como su distribución es una tarea muy complicada.

Los esfuerzos que se generan en una vía al pasar el material móvil se pueden clasificar en función de los siguientes criterios:

a) Origen de las acciones:

- Estáticos: peso propio del material móvil (Carga por eje).
- Cuasiestáticos: aceleraciones experimentadas en curva por el material móvil.
- Dinámicos: inducidos por la circulación de las cargas. Son de carácter aleatorio y sus características se determinan mediante análisis estadístico. Hay que diferenciar entre los efectos producidos por las masas suspendidas (frecuencia entre 1-5 Hz) y las masas no suspendidas, siendo éstas las que más inciden sobre la vía al no estar suspendidas por ningún tipo de sistema de amortiguamiento del material móvil (frecuencia entre 20-50 Hz).

b) Dirección de aplicación:

- Verticales: esfuerzos de carácter estático, cuasiestático y dinámico.
- Transversales: en alineaciones rectas (movimientos de lazo) y en tramos curvos esfuerzos dinámicos y cuasiestáticos (aceleración centrífuga).
- Longitudinales: esfuerzos térmicos, los producidos por procesos de arranque y frenado así como por los impactos ocasionados en las juntas.

3.1.2 Parámetros de caracterización

A la hora de realizar el cálculo y dimensionamiento de la estructura de la vía es necesario conocer y cuantificar los parámetros de elasticidad de la vía. Los más significativos son los siguientes:

Módulo de la Vía (K): relación entre la carga uniforme repartida sobre un tramo de carril y la deformada correspondiente a dicha carga. Los valores suelen oscilar entre 20 y 200 MPa.

Rigidez de la Vía (ρ): es la reacción que ofrece la traviesa, y es la relación entre una carga puntual aplicada en la traviesa y la correspondiente deformación vertical de la vía en dicho punto. Se expresa en t/mm, y los valores más habituales oscilan entre 3 y 4 t/mm, y en líneas de alta velocidad la rigidez óptima es de 8 t/mm.

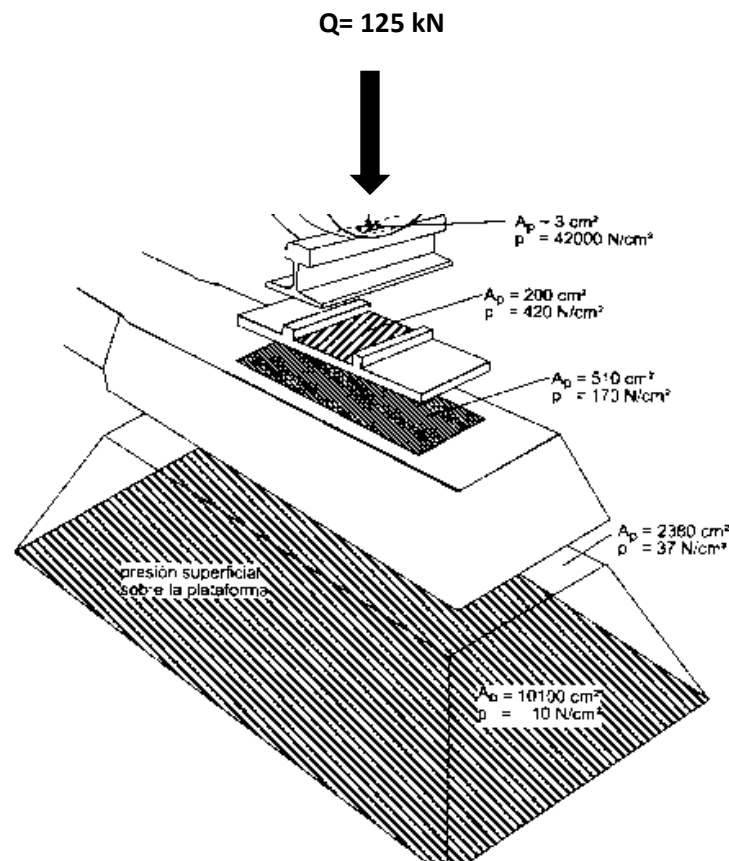


Ilustración 3. Distribución de la presión de la rueda Q a través de los componentes del sistema. Fuente: Manual de Vía. Fig 7

Coefficiente de Balasto (C): es la relación entre una carga puntual aplicada en la traviesa central de un tramo de vía respecto a la flecha vertical producida en dicho punto referido a la superficie de apoyo de la semitraviesa en el balasto. Su valor oscila entre 1 y 50 Kp/cm³. Valores inferiores a 10 Kp/cm³ se considera una vía mala y buena a partir de valores de 18 Kp/cm³.

Relación entre los parámetros elásticos:

$$K = \frac{C \cdot S}{L} = \frac{\rho}{L} \quad (\text{ecuación 1})$$

Siendo L la distancia entre traviesas consecutivas.

Capacidad portante: la evaluación cuantitativa de la capacidad portante se hace a través del módulo de elasticidad (E_v). Este parámetro se obtiene en ensayos de placa estática (E_{v1} - E_{v2}) o bien de forma dinámica mediante el equipo ligero de impacto (E_{vd}). De todos ellos el E_{v2} ha resultado ser el más fiable.

A continuación se muestra un cuadro con los valores de E_{v2} para diferentes tipos de materiales:

Denominación del material	Módulo de elasticidad E_{v2} (MN/m ²)
Subsuelo de arcilla blanda	15
Subsuelo de arcilla semi-dura	25
Subsuelo de arena homogénea	50
Subsuelo de buena calidad	100
Subsuelo de muy buena calidad	200
Balasto	150
Mezcla para plataforma (grava, arena) KG1	250
Mezcla para plataforma (grava, arena) KG1	200
Mezcla para plataforma (grava, arena) KG1	150

Tabla 1. Módulos de Elasticidad típicos de diferentes materiales. Fuente: Manual de Vía. Eurailpress (2007)

3.1.3 La plataforma

Para el dimensionamiento de la estructura de la vía es preciso reconocer la base donde se van a apoyar las capas de asiento, identificando los materiales mediante las propiedades geotécnicas del suelo que va a conformar la última capa denominada capa de forma.

ASPECTOS BÁSICOS

La plataforma tiene como principal objetivo servir de soporte a la capa de subbalasto. Puede estar formada por el propio terreno, cuando se trata de un desmonte, o por suelos de aportación, constituyendo un terraplén. En cualquier caso toda plataforma debe asentar sobre terreno firme, para lo cual es preciso eliminar la capa vegetal y aquellas capas de terreno de baja capacidad portante.

Al igual que las carreteras, la plataforma debe quedar terminada por una serie de capas con materiales de buena calidad. Dicha capa se denomina capa de forma, y deberá estar provista de pendientes transversales para la correcta evacuación de las aguas pluviales.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La calidad de un suelo depende especialmente de dos parámetros:

- Naturaleza geotécnica del suelo.
- Condiciones hidrogeológicas locales.

Estas últimas se consideran buenas cuando se cumplen todas y cada una de las siguientes condiciones:

- La parte superior del suelo está fuera de cualquier capa freática.
- La plataforma no presenta filtraciones naturales nocivas.
- Las aguas de lluvia se evacuan correcta y rápidamente de la plataforma y los dispositivos de saneamiento están en buen estado de funcionamiento.

Según estas condiciones, se distinguen las cuatro clases de suelos siguientes:

- QS0: Suelos inadecuados para realizar las capas subyacentes a la de forma. Estos suelos son difícilmente mejorables y, generalmente, se eliminan.
- QS1: Suelos malos, aceptables solamente cuando se dispone de un buen drenaje.
- QS2: Suelos medianos.
- QS3: Suelos buenos.

La clasificación de suelos queda recogida en la siguiente figura:

N.R.V. 2-1-0.0.

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS (Identificación geotécnica)	CLASE DE CALIDAD DE LOS SUELOS
0-1 SUELOS ORGANICOS 0-2 SUELOS FINOS (Conteniendo más del 15% de finos húmedos y no compactables cuando no puedan mejorarse mediante ligantes por razones técnicas o económicas) 0-3 SUELOS TIXOTRÓPICOS 0-4 MATERIALES SOLUBLES (Por ejemplo: suelo conteniendo sal gema) 0-5 MATERIALES DESCOMPUESTOS (Desechos industriales, etc.) 0-6 SUELOS MIXTOS MINERO-ORGANICOS	QS 0
1-1 SUELOS QUE CONTIENEN MAS DEL 40% DE FINOS 1-2 ROCAS MUY EVOLUTIVAS: Yesos de $f_d < 1,7$ T/m. y de friabilidad fuerte : Margas : Esquistos alterados	QS 1
1-3 SUELOS QUE CONTIENEN DEL 15 AL 40% DE FINOS 1-4 ROCAS EVOLUTIVAS: Yesos de $f_d < 1,7$ T/m. y de friabilidad débil : Esquistos no alterados 1-5 ROCAS BLANDAS: Por ejemplo, con Deval seco 6 y Los Angeles 33	QS 1 Pueden considerarse QS 2 si las condiciones hidrogeológicas son buenas
2-1 SUELOS QUE CONTIENEN DEL 5 AL 15% DE FINOS 2-2 ARENAS CONTIENENDO MENOS DEL 5% DE FINOS PERO UNIFORMES 2-3 ROCAS DE DUREZA MEDIA: $6 \leq$ Deval seco < 9 y 33 Los Angeles 30	QS 2 Pueden considerarse QS 3 si las condiciones hidrogeológicas son buenas
3-1 SUELOS QUE CONTIENEN MENOS DEL 5% DE FINOS 3-2 ROCAS DURAS: Deval seco ≥ 9 y Los Angeles ≤ 30	QS 3

Ilustración 4 Clasificación de Suelos. Fuente: RENFE. Fig. 4.3.1 NRV 2-1-0.0-Calidad de la Plataforma

CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad de soporte de una plataforma depende tanto de la calidad de los suelos que la conforman como de la calidad del suelo que constituye la explanación, así como de la calidad y espesor de la capa de forma (última capa).

En función de estas variables, se pueden distinguir tres tipos de plataforma:

- P1 - Plataforma de mala capacidad portante. CBR ≤ 5 .

- P2 - Plataforma de capacidad portante media. $5 < \text{CBR} \leq 20$.
- P3 - Plataforma de capacidad portante buena. $\text{CBR} > 20$.

En la tabla 2 se muestra la clase de suelos que debería emplearse para constituir la capa de forma y su espesor mínimo para obtener una determinada capacidad portante de la plataforma, en función del suelo que la constituye.

CALIDAD DEL SUELO SOPORTE	CLASE DE CAPACIDAD DE CARGA EN LA PLATAFORMA	CAPA DE FORMA PARA OBTENER LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PLATAFORMA.	
		CALIDAD DEL SUELO	ESPESOR MÍNIMO EN METROS
Q S1	P. 2	SUELO FINO TRATADO CON LIGANTES	0,30
	P. 2	Q S2	0,55
	P. 2	Q S3	0,40
	P. 3	Q S3	0,60
Q S2	P. 2	Q S2	—
	P. 3	Q S3	0,40
Q S3	P. 3	Q S3	—

Tabla 2 Espesor de la Capa de Forma. Fuente: N.R.V. 2-1-0.0. Fig. 4.3.2.

REFUERZOS DE PLATAFORMAS

El saneamiento de una plataforma debería cumplir los objetivos siguientes:

- Lograr que el módulo de elasticidad sea constante en toda la longitud de la vía, con un valor óptimo de 120 MPa.
- Establecer una disminución uniforme del módulo de elasticidad hacia abajo.
- Proporcionar un aislante térmico.
- Lograr una durabilidad al menos de 20 años.
- Tener unos costes de ejecución reducidos.

Los métodos que cumplen todas estas exigencias es la instalación de una Capa Protectora (CPP) tipo “fieltro” o bien una capa de arena. Otros métodos de refuerzo consisten en la instalación de una capa protectora contra heladas (CPH), la estabilización con cal, sustitución del suelo, capa de grava bituminosa y láminas estancas de PVC. Este último refuerzo tuvo un

éxito efímero al perder eficacia a los pocos años debido a que presentan una barrera de vapor que hace reblandecer el suelo. Este mismo fenómeno se puede producir tras la colocación de una capa asfáltica, cuya durabilidad dependerá del grosor de la misma y del clima.

3.1.4 Capas de asiento

Son un conjunto de capas que se disponen entre las traviesas y la capa de terminación de la plataforma, denominada capa de forma (equivalente a la explanada en carreteras), cuya misión es la de amortiguar y repartir esfuerzos, facilitar las operaciones de mantenimiento (corrección de alienación), posibilitar el drenaje y proteger a la plataforma de las heladas. Su estructura queda reflejada en la Ilustración 5:

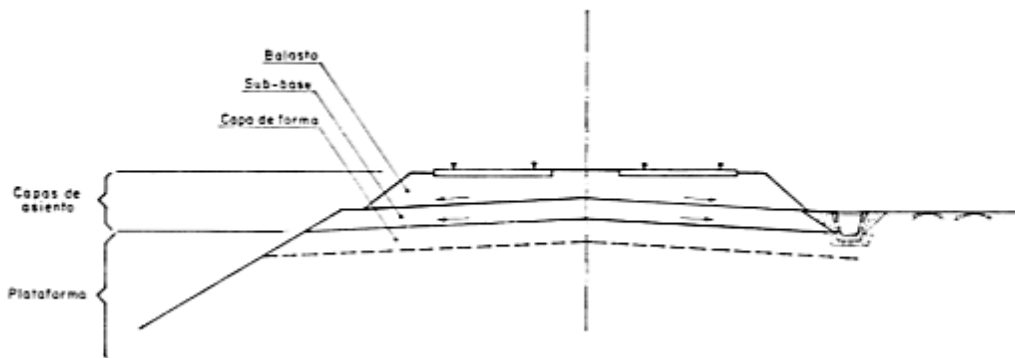


Ilustración 5 Estructura de la capa de asiento sobre plataforma. Fuente: Normas RENFE Vía (N.R.V 3-4.1.0)

- Banqueta de balasto: es la parte de la vía que está en contacto con la estructura principal de la misma: traviesas, carriles y sujeciones, y está constituido por áridos de gran dureza y resistencia al desgaste, y granulometría uniforme comprendida entre 25 y 60 mm cuyas partículas deberán tener una forma poliédrica. La rocas más empleadas son las rocas metamórficas (pórfido y cuarcitas) e ígneas (basalto y granito).
- Capa de subbalasto: apoyo de la banqueta de balasto y protege a la plataforma del punzonamiento de las partículas de balasto. Está formada por gravas arenosas bien graduadas compactadas al 100 % de la densidad seca correspondiente a la energía Proctor Modificado.



- Capa de cimentación: se coloca bajo la capa de subbalasto en aquellas plataformas de baja capacidad de soporte (P1 y P2), constituida por gravillas o zahorras bien graduadas compactadas al 100% de la densidad seca correspondiente a la energía Proctor Normal.
- Capa anticontaminante: es una capa de arena para proteger al balasto en aquellas plataformas de baja calidad y con elevado contenido en finos.
- Geotextil o fieltro anticontaminante: elemento aislante entre la capa de terminación de la plataforma, capa de forma, y la estructura de la subbase.

La ORDEN FOM/1269/2006, de 17 de abril, por la que se aprueban los Capítulos: 6.Balasto y 7.Subbalasto del pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios (PF), establece las especificaciones técnica relativas al balasto y subbalasto.

SUBBALASTO

Debido fundamentalmente al objetivo del presente trabajo, únicamente se va a resumir en esta investigación las especificaciones técnicas que deberá cumplir el subbalasto según el Pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios PF-7. Subbalasto.

Origen y naturaleza

El subbalasto deberá proceder de:

- Extracción en cantera, desmontes o préstamos de materiales rocosos, seguida de machaqueo, cribado y clasificación.
- Reutilización de materiales de naturaleza rocosa procedentes de obras civiles.

Se comprobará, según Norma UNE-EN 933-5:1999, que el 100% de las partículas retenidas por el tamiz 4 son de las denominadas «trituradas».

El subbalasto no podrá contener fragmentos de: madera, materia orgánica, metales, plásticos, rocas alterables, ni de materiales tixotrópicos, expansivos o solubles. El contenido de materia orgánica, según Norma UNE 103-204:1993, deberá ser inferior al 0,2% en peso, de la fracción que pasa por el tamiz 2. Además se realizará un análisis visual de lo retenido en este tamiz, para detectar posibles fragmentos de materia orgánica. El contenido en sulfatos, según Norma UNE 103-201:1996, deberá ser inferior al 0,2% en peso, de la fracción que pasa por el tamiz 2.

Granulometría

El subbalasto estará constituido por una grava arenosa bien graduada, con un pequeño porcentaje de elementos finos. Deberá cumplir lo siguiente:

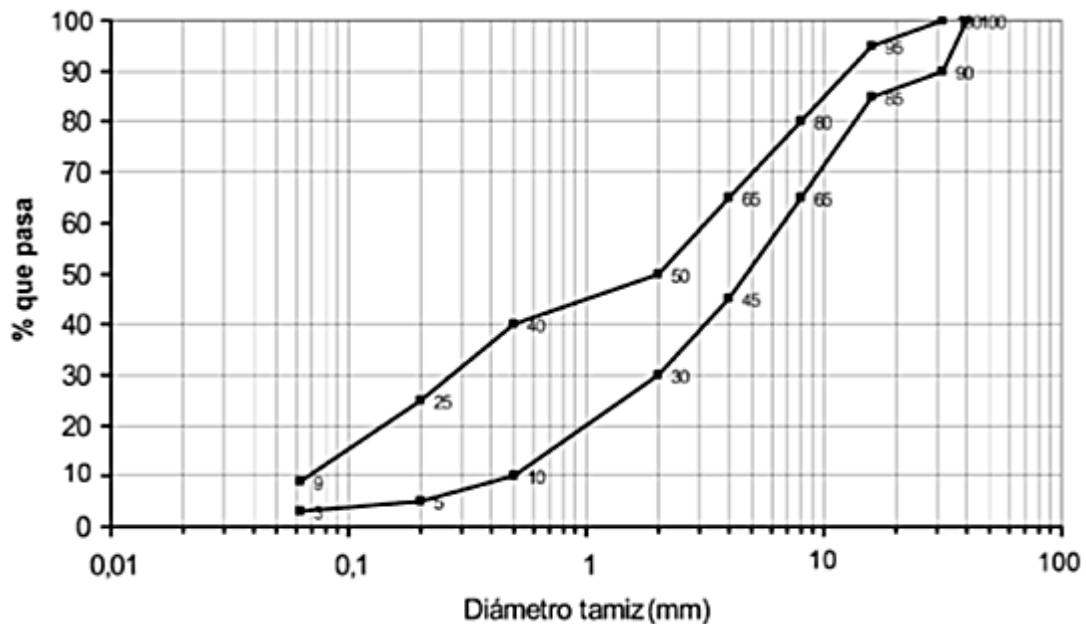


Ilustración 6. Huso Granulométrico. Fuente: PF-7 Figura 1. Anejo 2.

El ensayo para su determinación se realizará según Norma UNE-EN 933-1:1998.

El coeficiente de uniformidad $C_U = D_{60}/D_{10}$, será mayor o igual que 14 ($C_U \geq 14$).

El coeficiente de curvatura $C_C = D_{30}^2 / (D_{10} D_{60})$, estará comprendido $1,0 \leq C_C \leq 3,0$.

El equivalente de arena, según UNE-EN 933-8:2000, será mayor de 45, para la fracción que pasa por el tamiz 2.

En el caso de que el subbalasto esté en contacto con una plataforma en la que el porcentaje de finos sea mayor del 15% en peso, se cumplirán las dos condiciones adicionales siguientes:

1. El porcentaje de arena (material entre 2 y 0,063) será mayor del 30% del peso total de la muestra.
2. La fracción que pasa por el tamiz 0,2 estará comprendida entre el 20% y el 25% del peso total de la muestra.



Resistencia al desgaste-fragmentación

Se deberán cumplir las siguientes condiciones:

El coeficiente de desgaste de Los Ángeles (CLA) será <28%. El ensayo se realizará según Norma UNE-EN 1097-2:1999, teniendo en cuenta lo especificado en su Anexo A.

El coeficiente Micro-Deval Húmedo (MDH) será <22%. El ensayo se realizará según Norma UNE-EN 1097-1:1997.

Permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad vertical del subbalasto (K), compactado al 100% de la densidad máxima del Proctor Modificado, debe ser $\leq 10^{-6}$ m/s.

Su determinación se hará con permeámetro de carga variable, según el procedimiento descrito en el Anejo 3.

Cuando el terreno natural y, en su caso, el terraplén sean insensibles al agua, puede prescindirse del control de permeabilidad del subbalasto.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS CAPAS DE ASIENTO

Otro de los parámetros fundamentales a la hora de definir una sección ferroviaria son los factores que influyen en el dimensionamiento de las capas de asiento son la capacidad de soporte de la plataforma, las características del tráfico que circula por la línea ferroviaria, las condiciones climatológicas y por supuesto de las características de la superestructura.

Características del tráfico

El tráfico de una determinada línea queda caracterizado el tonelaje diario soportado por la vía, la carga por eje y por la velocidad de circulación.

Para el dimensionamiento de las capas de asiento, la Administración Francesa recomienda el método en función del tráfico ficticio diario (T_{f2}) y del grupo a que pertenece la línea férrea, según la clasificación propuesta por la Unión Internacional de Ferrocarriles (U.I.C.).

El tráfico ficticio diario, T_{f2} , se deduce de la expresión:

$$T_{f2} = S \cdot T_{f1}$$



en donde T_{f1} designa un tonelaje ficticio con la expresión:

$$T_{f1} = T_v + K_m T_m + K_t T_t$$

siendo:

T_v = Tonelaje diario de viajeros, expresado en toneladas brutas remolcadas.

T_m = Tonelaje diario de mercancías, en toneladas brutas remolcadas.

T_t = Tonelaje diario de las locomotoras, en toneladas brutas.

K_m = Coeficiente de valor 1,15, salvo para las vías que soportan un tráfico preponderante de ejes de 20 toneladas en que toma el valor de 1,30.

K_t = Coeficiente de valor 1,40.

S = Es un coeficiente indicativo de la calidad de la vía, que podrá adoptar los siguientes valores:

- $S = 1,00$ para las líneas sin tráfico de viajeros o con este tráfico esencialmente local.
- $S = 1,10$ para las líneas cuyo tráfico de viajeros se realiza en trenes de velocidad igual o inferior a 120 Km/h.
- $S = 1,20$ para líneas cuyo tráfico de viajeros se realiza en trenes de velocidad mayor de 120 Km/h. e igual o inferior a 140 Km/h.
- $S = 1,25$ para líneas cuyo tráfico de viajeros se realiza en trenes con velocidad superior a 140 Km/h.

Según el tráfico ficticio, T_{f2} , la U.I.C. clasifica las líneas férreas en los siguientes grupos:

Grupo 1	$T_{t_2} > 120.000$
Grupo 2	$120.000 \geq T_{t_2} > 85.000$
Grupo 3	$85.000 \geq T_{t_2} > 50.000$
Grupo 4	$50.000 \geq T_{t_2} > 28.000$
Grupo 5	$28.000 \geq T_{t_2} > 14.000$
Grupo 6	$14.000 \geq T_{t_2} > 7.000$
Grupo 7	$7.000 \geq T_{t_2} > 3.500$
Grupo 8	$3.500 \geq T_{t_2} > 1.500$
Grupo 9	$1.500 \geq T_{t_2}$

Ilustración 7. Clasificación de Líneas Férreas en función del T_{f2}

Tipo de traviesa

Las traviesas utilizadas en España son de madera y de hormigón, siendo las de madera las más flexibles, reparten mejor las cargas y por lo tanto necesitan de un menor espesor de capa de asiento. La rigidez de las traviesas de hormigón disminuirá al aumentar la longitud de las mismas. Se necesitará mayor espesor de capas de asiento cuanto menor sea su longitud.



3.1.5 Dimensionamiento.

DIMENSIONAMIENTO SEGÚN LA UIC

El diseño de plataformas ferroviarias para líneas de ancho internacional viene contemplado en la ficha UIC719 de la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC). Este método se ha empleado en el dimensionamiento de las plataformas de las líneas de alta velocidad españolas. Sin embargo no se ha podido emplear en la renovación y acondicionamiento a mayor velocidad de las líneas existentes debido a que el ancho de vía Español es distinto al Europeo.

La UIC realizó un exhaustivo estudio comparando resultados obtenidos de predicciones de métodos de cálculo desarrollados mediante elementos finitos con los datos obtenidos de tramos reales instrumentados en Francia, Austria y Gran Bretaña. Dichos datos de reflejaron en unos ábacos en los que en función del tráfico ficticio diario, el tipo de traviesa se relacionaban el asiento de la vía con el espesor total de las capas de balasto y subbalasto. Este método es válido para vías con separación de 0,60 m entre ejes de traviesas y carga admisible por eje de 20 t.

Según este método empírico, solo se puede obtener el espesor total de las capas de asiento, capa de balasto (e_b) y capa de subbalasto (e_{sb}), con la ayuda del ábaco de la ilustración 8.

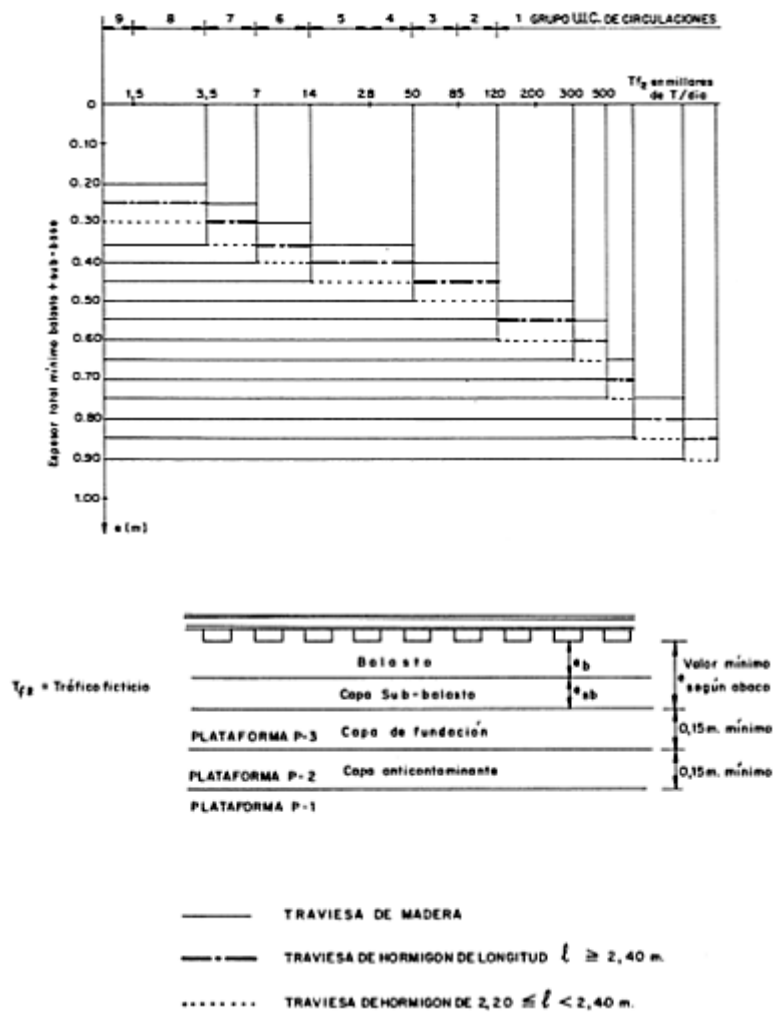


Ilustración 8. Ábaco de determinación del espesor de la capa de asiento según UIC. Fuente: Fig. 6.1. NRV 2-1-0.1

DIMENSIONAMIENTO SEGÚN LA NORMATIVA RENFE N.R.V. 3-4-1.0

La estructura y el espesor de estas capas han sido determinados en el Catálogo de Secciones Estructurales, basándose en diferentes tipos de la plataforma, definido por su C. B. R., que es fácilmente mensurable, y en el tráfico bruto que soporta o ha de soportar la vía.

Inicialmente, teniendo en cuenta que el tráfico bruto no permite apreciar la agresividad que tienen sus características ante el proceso de degradación de la vía, se pensó en asignar a cada línea de RENFE, según su circulación, un número de ejes equivalente a otro de referencia tomado como prototipo, adoptándose, como tal, el eje de 33 toneladas, criterio que permitía clasificar los diferentes itinerarios existentes.



Actualmente el tráfico ha sido expresado, en forma más sencilla, por el número de toneladas brutas remolcadas diariamente, ya que éste es un dato controlado por todas las Zonas de la Red y que publica anualmente el Gabinete de Informática en su «Mapa de densidad de remolque».

A partir de estos parámetros, las plataformas y tráfico han sido catalogados en las siguientes clases:

Plataformas:

E1	$CBR \leq 5$
E2	$5 < CBR \leq 10$
E3	$10 < CBR \leq 20$
E4	$20 > CBR$

Tráficos:

T1 $\leq 15 \times 10^3$ toneladas brutas remolcadas por día

$15 \times 10^3 < \mathbf{T2} \leq 25 \times 10^3$

$25 \times 10^3 < \mathbf{T3}$

CATALOGO DE SECCIONES ESTRUCTURALES



TIPO DE CAPAS		TIPOS DE TRAFICO TBR / DIA		
PLATAFORMA	MATERIAL DE CORONACION	$T_1 \leq 15 \cdot 10^3$	$15 \cdot 10^3 < T_2 \leq 25 \cdot 10^3$	$25 \cdot 10^3 < T_3$
E_1 $CBR \leq 5$	SUELO-CEMENTO	$\begin{matrix} 40 & 30 \\ 35 & 40 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 40 \\ 40 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 40 \\ 40 \end{matrix}$
	$\frac{CBR > 20}{10 < CBR \leq 20}$	$\begin{matrix} 40 \\ 40 \\ 20 \end{matrix}$	*	*
E_2 $5 < CBR \leq 10$	SUELO-CEMENTO	$\begin{matrix} 30 & 35 \\ 20 & 15 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 30 & 35 \\ 25 & 20 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 35 \\ 25 \end{matrix}$
	$10 < CBR \leq 20$	$\begin{matrix} 40 \\ 60 \end{matrix}$	*	*
	$CBR > 20$	$\begin{matrix} 25 & 30 & 20 \\ 35 & 30 & 40 \end{matrix}$	**	$\begin{matrix} 30 & 40 \\ 40 & 30 \end{matrix}$
E_3 $10 < CBR \leq 20$	$10 < CBR \leq 20$	$\begin{matrix} 40 \\ - \end{matrix}$	*	*
	$CBR > 20$	$\begin{matrix} 25 \\ 20 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 30 & 25 & 20 \\ 20 & 30 & 40 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 35 & 30 & 25 \\ 20 & 30 & 40 \end{matrix}$
E_4 $CBR > 20$	$CBR > 20$	$\begin{matrix} 20 \\ - \end{matrix}$	$\begin{matrix} 20 \\ - \end{matrix}$	$\begin{matrix} 25 \\ - \end{matrix}$

* NO SON POSIBLES LAS SOLUCIONES CON EL TIPO DE CORONACION QUE SE INDICA.

** LA SOLUCION PODRA SER CUALQUIERA DE LAS INDICADAS EN LOS TRAFICOS CONTIGUOS DEPENDIENDO DEL AJUSTE DEL MISMO.

Ilustración 9. Cuadro de determinación de espesores de las capas de asiento. Fuente: Fig. 6.2 NRV 2-1-0.1

De acuerdo con la Ilustración 9, cabe reseñar las siguientes observaciones:

- Es conveniente no utilizar estas capas de asiento salvo imposibilidad de dimensionar y emplear las propuestas por la UIC.
- El espesor de balasto y el de la capa de coronación a interponer entre él y la plataforma queda definido en cada caso en centímetros.



- Para plataformas de baja calidad, con capacidad portante, en CBR, menor o igual a 5, la transición de la plataforma al balasto se realiza dividiendo el espesor de la coronación en dos capas: una de arena, de 20 centímetros de espesor, con CBR comprendido entre 10 y 20, y la otra, de material granular, de 40 centímetros de espesor, con CBR mayor de 20.

DIMENSIONAMIENTO SEGÚN MÉTODOS MATEMÁTICOS

Todos los métodos anteriores de dimensionamiento se basaban en sistemas elásticos multicapa, donde como simplificación se considera la plataforma como un semiespacio indefinido constituida por un conjunto de capas infinitas y de características homogéneas.

Con este método se comprobaba el comportamiento de la infraestructura antes las sollicitaciones externas, donde se verificaba que ninguna capa soportará tensiones superiores a las máximas admisibles, y que las deformaciones fueran compatibles con las condiciones de seguridad y confortabilidad.

Este método simplificado no es el más adecuado en aquellos casos en que no se cumpla dicha continuidad, como es el caso de las transiciones entre la plataforma y las estructuras. En estos casos es más adecuado utilizar el método de cálculo por elementos finitos, donde la plataforma es considerada como un sólido continuo dividida en pequeños elementos, donde conociendo la geometría de los diferentes elementos de vía que constituye la plataforma, las acciones actuantes estáticas, cuasi-estáticas y dinámicas, el comportamiento de los materiales con sus leyes constitutivas, y las condiciones de contorno, se llega a predecir con gran exactitud la deformación y estado tensional en cualquier elemento del sólido.

Un aspecto fundamental en este tipo de cálculos es la ley que se utilice para describir el comportamiento del material. Todos estos métodos se basan en leyes constitutivas (relación entre tensión y deformación) según la naturaleza del material a modelizar. Por ejemplo, los materiales granulares se estudian mediante leyes de comportamiento elasto-plástico. Para ello es necesario conocer las propiedades elásticas del material, fácilmente obtenibles en laboratorio, como son el Módulo de Young, el Coeficiente de Poisson, y los parámetros resistentes, como son la cohesión y el ángulo de fricción, y la densidad del material (ρ).

A pesar que se han conseguido resultados aceptables suponiendo un comportamiento global de la estructura de vía, en el caso de la predicción del comportamiento de materiales granulares de granulometría uniforme, como es el caso del balasto, existen recientes investigaciones que lo resuelven mediante la utilización de métodos numéricos de elementos



discretos. A diferencia de los métodos de elementos finitos, con este método se consigue evaluar con precisión los esfuerzos transmitidos por las partículas de balasto, muy diferente a la distribución de tensiones obtenidas en los medios continuos. Además, con este método se puede observar la evolución del reordenamiento de las partículas al paso de cargas dinámicas, así como la deformación permanente acumulada.

Este método tiene la desventaja de que necesita potentes procesadores de cálculo. Además, solo sirve para predecir el comportamiento de capas aisladas, por lo que difícilmente sirve para abordar el comportamiento global de la infraestructura y superestructura de vía.

3.2 Breve introducción sobre caracterización de suelos

La caracterización de materiales para capas de subbalasto ferroviario es uno de los puntos básicos en el diseño y construcción de plataformas ferroviarias. De forma general, se trata de obtener el comportamiento tensional del material ante las cargas provocadas por el paso del material ferroviario.

En este sentido, las cargas derivadas del tráfico ferroviario se pueden dividir en dos grandes bloques, por un lado el estado tensional del terreno tras la aplicación de la carga y por otro lado el número de repeticiones de las cargas sobre el terreno. Sin embargo, en la actualidad existen diferentes acciones que también pueden ser consideradas importantes para determinar la vida útil de la infraestructura, tales como la frecuencia de paso de la carga o velocidad de paso del vehículo.

Centrándose en el primer caso de la división antes mencionada, la distribución de tensiones provocada en el terreno al paso de un vehículo ferroviario se descompone en: t_h , t_v y cortante. En el gráfico siguiente se puede observar de forma gráfica la interacción de la distribución de tensiones en el terreno al paso de la carga.

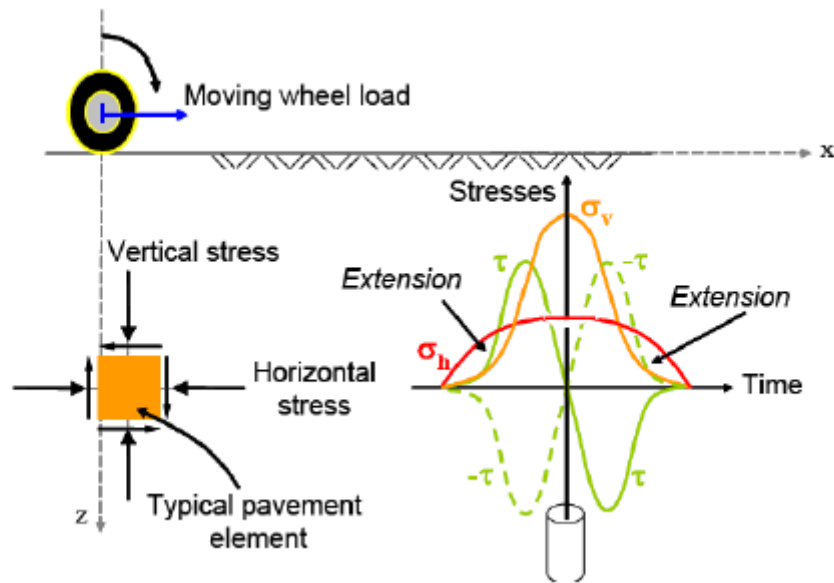


Ilustración 10. Distribución de tensiones al paso de carga en una partícula de terreno [2].

Analizando las diferentes tensiones y esfuerzos que aparecen en la plataforma ferroviaria al paso de un vehículo, se observa que la distribución de tensiones máxima corresponde a las tensiones verticales. Siendo los esfuerzos cortantes y horizontales inferiores a las verticales, o acción de sollicitación máxima.

Así, es fundamental conocer las características del material a colocar en la infraestructura para el correcto funcionamiento de la misma. De este modo, existen numerosos ensayos de laboratorio para determinar la capacidad portante de los materiales empleados en las capas de subbalasto. Existe un gran número de ensayos de laboratorio para determinar los grados de compactación, capacidad portante y degradación del suelo. Muchos de ellos son estudios estadísticos realizados a partir del desarrollo de ensayos empíricos y estudios comparativos entre diferentes materiales. Sin embargo, las propiedades fundamentales de los materiales granulares no pueden ser definidas a partir de una clasificación mediante este tipo de metodologías [3]. Por lo que es necesaria su medición sobre el terreno o en simulaciones o ensayos a escala en laboratorio.

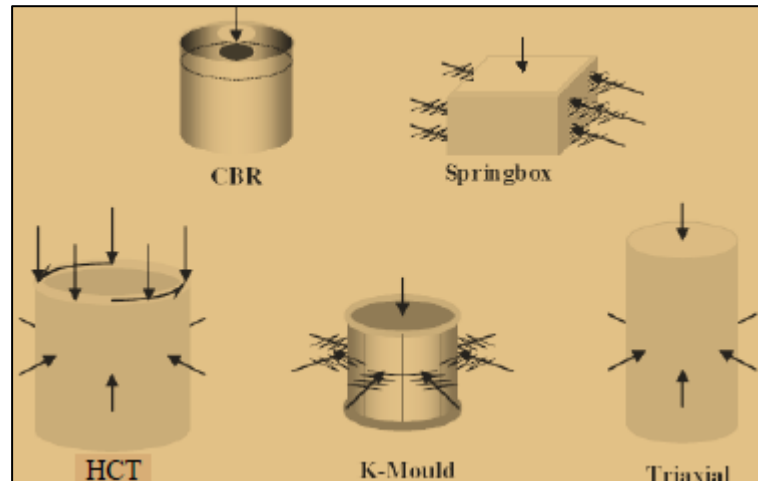


Ilustración 11. Gráfico con las diferentes tipologías de ensayos de laboratorio existentes para la determinación de las características mecánicas de los materiales [4].

Este tipo de ensayos a escala de laboratorio pretenden fundamentalmente determinar el nivel de tensiones radiales y axiales que se producirán en el terreno al paso de una carga ferroviaria. A continuación se describirá, de forma general, la totalidad de ensayos existentes para determinar para determinar este tipo de tensiones en el terreno.

3.3 Tipologías de ensayos de caracterización del terreno.

Hollow cylinder triaxial (anillo hueco triaxial)

Uno de los métodos más sencillos de medir las tensiones del terreno en un test de laboratorio es reproducir las condiciones de carga que se producen durante la explotación de una infraestructura ferroviaria. HCT reproduce la totalidad de cargas que se producen en el terreno incluyendo los esfuerzos cortantes, simulados a partir de la carga a torsión aplicada en el ensayo.

Los ensayos HCT fueron posiblemente desarrollados a partir de los estudios sobre el terreno realizados por Cooling y Smith en los años 30 [5], aplicando un par de fuerzas en una muestra de terreno confinado. Desde entonces, numerosos investigadores han utilizado el HCT para estudiar el comportamiento de suelos y rocas. Saada and Baah [6] usaron el ensayo HCT para su estudio sobre la anisotropía de la deformación en las arcillas. Lade [7] estudio la influencia de las líneas de esfuerzo en el comportamiento tensión-deformación de las arenas. Hight et al.

[8] realizó un estudio sobre los efectos de las tensiones principales en suelos. Sead [9] profundizó sobre las ventajas y limitaciones del ensayo HCT.

El ensayo incluye un sistema de torsión axial, presión de confinamiento y un cilindro hueco. El ensayo consiste en aplicar tensión radial o de confinamiento en el interior de la probeta y tensión axial y de torsión en el exterior de la misma.

Los resultados del ensayo dependerán de la combinación de las tensiones de confinamiento con la tensión axial y de torsión. En la imagen siguiente se puede observar un esquema del funcionamiento del ensayo HCT.

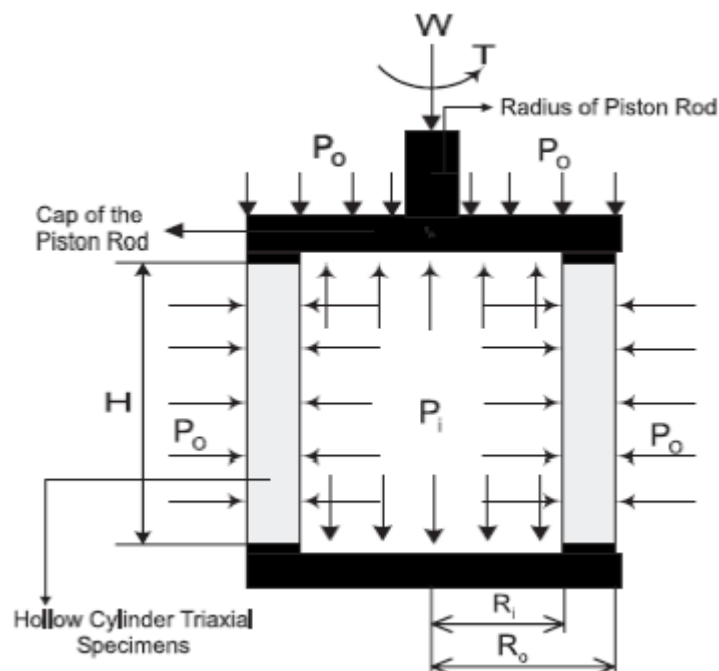


Ilustración 12. Distribución de presiones en el ensayo HCT. [5]

El HCT es, sin embargo, una herramienta con numerosas limitaciones debido fundamentalmente a la complejidad en la ejecución, disponibilidad de equipos y escasa productividad en la realización del mismo. Además, el ensayo está especialmente indicado para suelos granulares y/o arenas con un tamaño de unos 12.5mm. El empleo con otro tipo de granulometrías es más complicado. Estando esta tipología de ensayos prácticamente en desuso, teniendo más aceptación en países anglosajones.

Ensayo Triaxial

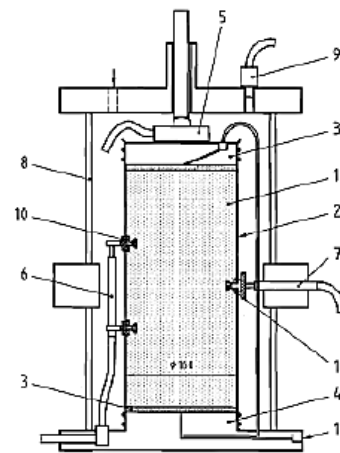
El ensayo triaxial fue la primera herramienta para la determinación de las características del terreno: cohesión y ángulo de rozamiento interno. Seed et al. [10]. Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada. El ensayo consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. Alcanzado ese estado de equilibrio, se aumenta la presión normal ó axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la rotura del terreno.

En cuanto a la obtención de los parámetros intrínsecos del terreno, estos se obtienen realizando por lo menos 3 pruebas triaxiales, con presiones laterales diferentes. A partir de estos datos se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de rotura de cada muestra y trazando una tangente a éstos, se determinan los parámetros ϕ y c ó parámetros intrínsecos del suelo.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán: consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) o consolidado drenado (CD).

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación, pudiendo obtener gran variedad de estados tensionales. Aunque es un ensayo caro por la complejidad técnica del sistema, en la actualidad es el método más extendido por la cantidad y calidad de los datos obtenidos.

- 1 specimen
- 2 membrane
- 3 specimen cap
- 4 specimen base
- 5 load cell
- 6 axial linear variable displacement transducers
- 7 radial linear variable displacement transducers
- 8 triaxial cell wall
- 9 pressure transducer
- 10 studs supporting the displacement transducers
- 11 drainage circuit



*Ilustración 13. Esquema del molde Triaxial.
[11]*

Ensayo Molde-K

El ensayo del Molde-K fue desarrollado por el ministerio de Carreteras y tecnología del transporte Sud Africano para la rápida determinación de la elasticidad y resistencia a corte de los materiales de construcción para pavimentos [12]. El módulo K consiste en un cilindro de paredes gruesas (con un diámetro interno de 152,4 mm) dividido en ocho segmentos circulares iguales. Cada segmento está montado sobre dos palas horizontales, las cuales están alineadas sobre rodamientos, teniendo libre movimiento en dirección axial.

La principal ventaja del Molde-K respecto al ensayo triaxial es que es más productivo. Únicamente es necesario un solo ensayo para la determinación del círculo de Mohr y las características mecánicas del material. Además, la presión de confinamiento reproducida en el ensayo es muy similar a las condiciones del terreno. De modo que, el estado tensional reproducido en el ensayo es el resultado de la deformación y reorientación de las partículas en el terreno.

Sin embargo, la compleja construcción del segmentado superficial con los resortes horizontales del molde, hacen el ensayo aparatoso y poco eficiente en ocasiones, dando valores poco fiables en algunos casos. [13].

Springbox

Este ensayo fue desarrollado para la caracterización de materiales granulares y suelos cementos débiles bajo cargas repetitivas y está basado en el principio de confinamiento variable, similar al Molde-K.

El ensayo consiste en cuatro paredes horizontales, dos de ellas fijas y dos sustentadas mediante muelles, permitiendo el desplazamiento horizontal. El ensayo aplica una presión vertical en toda la superficie libre de la probeta del ensayo. Así, se registra tanto el desplazamiento vertical como el horizontal tras la aplicación de la carga.

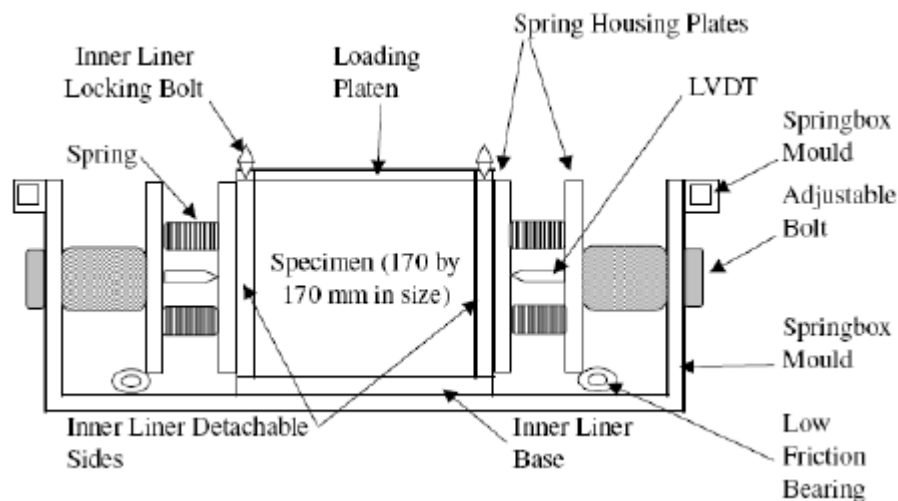


Ilustración 14. Esquema descriptivo del Spring – box [13].

El hecho de que en el ensayo no se aplica carga horizontal, se considera como una ventaja en términos de simplicidad de los equipos y la ejecución de las pruebas. Sin embargo, el confinamiento del material depende de las características de rigidez de los resortes del sistema. Otra de las limitaciones del ensayo, es su complejidad. El sistema ha sido diseñado para su uso dentro de la Nottingham Asphalt Tester (NAT), siendo su uso por tanto, poco extendido [14].

Ensayo CBR

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) es el más extendido para la caracterización de la capacidad de soporte de un suelo en todo tipo de obras lineales, tanto de carreteras como ferrocarril.

Este ensayo mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad fijada en una muestra compactada de suelo en condiciones de humedad óptimas. En el ensayo se controla tanto la fuerza axial aplicada como la deformación obtenida en cada instante. La principal característica del ensayo es su sencillez y fiabilidad en los datos obtenidos. Lo que convierte el ensayo en el más extendido por su productividad y reducido coste. En el siguiente apartado se describe con detalle este ensayo.

Ensayo	Complejidad	Producción	disponibilidad de equipos	Relación de tensiones obtenidas	Parámetros intrínsecos
HCT (Hollow cylinder Triaxial)	Elevada	Baja	Baja. Países anglosajones	σ_1, σ_3 y torsión	No
Triaxial	Baja	Media	Alta	σ_1, σ_3 . Esfuerzo a rotura cortante terreno.	Si. Es necesaria la rotura de 3 probetas para la determinación de los parámetros intrínsecos.
Ensayo Molde - K	Elevada	Muy Baja	Baja. Países anglosajones	σ_1, σ_3 . Esfuerzo a rotura cortante terreno.	Si. Es necesaria únicamente la rotura de 1 probeta para la determinación de los parámetros intrínsecos.
Springbox	Elevada	Baja	Baja. Países anglosajones	σ_1, σ_3	No
CBR	Baja	Elevada	Muy Alta	σ_1	No

Tabla 3. Cuadro comparativo donde se muestra los ensayos más comunes en la caracterización de los parámetros resistentes del suelo. Elaboración propia.

4. Metodología de investigación.

Con el fin de obtener las bases o características del modelo de elementos finitos, es necesario disponer de datos de laboratorio fiables. Además, para poder contrastar y validar los resultados que se desean obtener del modelo de elementos finitos, será necesario obtener información adicional del comportamiento del terreno en la probeta. Para ello, se han colocado bandas extensiométricas en determinadas zonas de la probeta, permitiendo así contrastar los resultados del ensayo CBR con el modelo de elementos finitos a realizar.

De este modo, en el siguiente apartado se presenta, de una manera detallada, la metodología de ensayo seleccionada en el trabajo final de máster para evaluar el comportamiento geotécnico del terreno. Para ello, se describirá en primer lugar las características del ensayo CBR, el procedimiento y pautas del ensayo así como la colocación y análisis de las tensiones radiales obtenidas a partir de la colocación de bandas extensiométricas en los laterales de la probeta CBR.

4.1 Ensayo CBR.

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) se emplea para determinar el índice de resistencia de los suelos. Así, según la norma UNC 103 502 de Junio de 1995, este índice no es un valor intrínseco del suelo, si no que depende de sus condiciones de estado, densidad y humedad, así como la sobrecarga que se le aplique. El ensayo se realiza normalmente sobre una muestra compactada en el laboratorio con unas condiciones de humedad y densidad determinadas, aunque también puede operarse en forma similar sobre muestras inalteradas tomadas en el terreno. En definitiva, el ensayo sirve para evaluar la capacidad de soporte de suelos empleados en rellenos compactados.

El (%) CBR, está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad, en una probeta normalizada constituida por una muestra patrón de material. La expresión que define al CBR, es la siguiente: $CBR = (carga\ unitaria\ del\ ensayo / carga\ unitaria\ patrón) * 100 (\%)$ De la ecuación se puede ver que el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón. Aunque el resultado del ensayo es una relación porcentual, el índice CBR se da como un número entero. Usualmente el número CBR, se basa en la relación de carga para una penetración del pistón en



el material de 2,5 mm. Sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 5 mm es mayor, el ensayo debe repetirse. Si en un segundo ensayo se produce nuevamente un valor de CBR mayor de 5 mm de penetración, dicho valor será aceptado como valor del ensayo. Los ensayos de CBR se hacen sobre muestras compactadas con un contenido de humedad óptimo, obtenido del ensayo de compactación Proctor.

En referencia a los equipos empleados, el CBR presenta los siguientes elementos:

- Prensa de ensayo de capacidad mínima de 44 KN y cabezal o base movable a una velocidad de 1,25 mm/min para presionar el pistón de penetración en la probeta. Este equipo debe estar provisto de un dispositivo indicador de carga con lecturas de curso no menor que 50 mm.
- Molde metálico, cilíndrico de diámetro interior de $152,4 \pm 0,7$ mm y altura de $177,8 \pm 0,1$ mm. Debe tener un collarín de extensión metálico de 50,8 mm. de altura y una placa base metálica de 9,5 mm de espesor, con perforaciones de diámetro igual o menor que 1,60 mm. (Ilustración 14).
- Disco espaciador metálico, cilíndrico, de 150,8 mm de diámetro y 61,4 mm de altura.
- Pistón metálico con una cara circular de $50 \pm 0,2$ mm de diámetro y con una masa de 2500 ± 10 grs. La altura de caída debe ser 305 ± 2 mm controlada por una guía tubular.
- Pistón de penetración metálico de $50 \pm 0,5$ mm de diámetro y no menor que 100 mm de largo.
- Calibre compuesto por dos deformímetros comparadores con indicador de 0,01 mm de precisión.
- Sobrecargas, una metálica anular y varias metálicas ranuradas con una masa de 2,27 kg cada una y 149,2 mm de diámetro, con una perforación central de 54 mm de diámetro
- Herramientas y accesorios. Bandejas de mezcla, depósito de remojo, papel filtro, tamices y báscula.

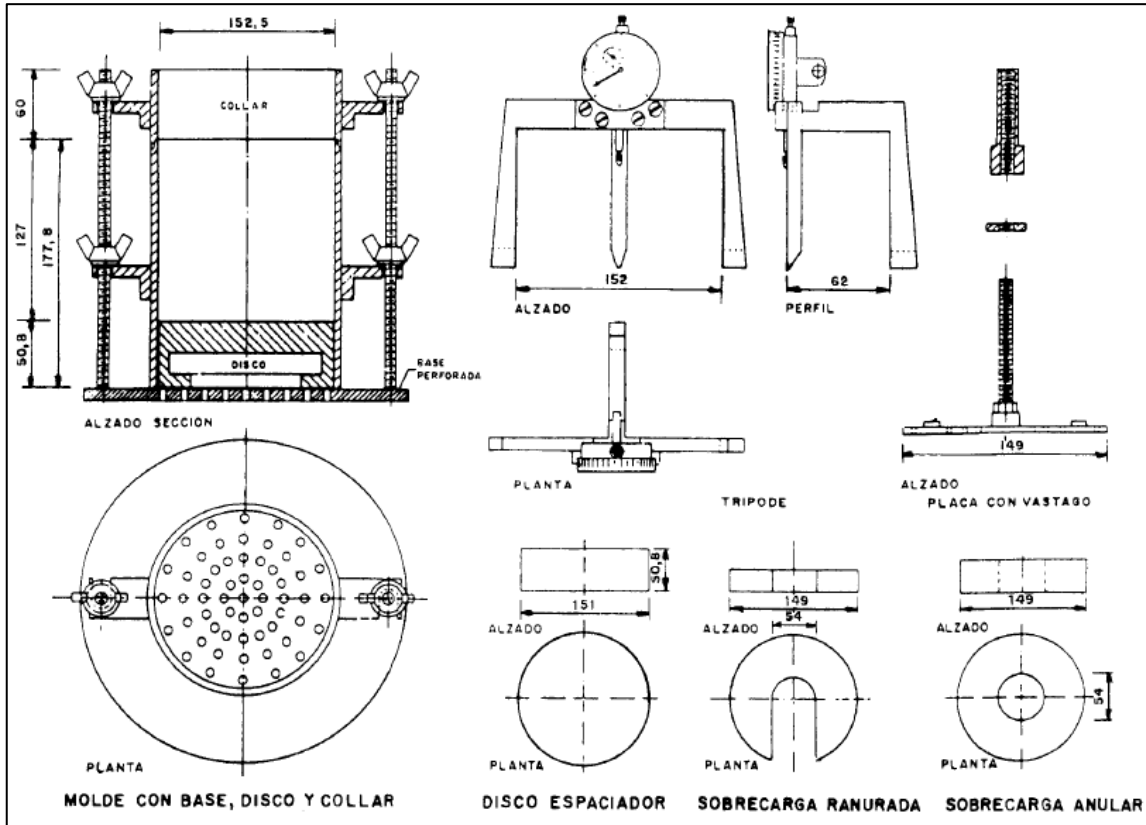


Ilustración 15. Componentes del ensayo CBR. UNC 103 502

4.1.1 Procedimiento del ensayo.

El ensayo CBR consiste en varias pautas descritas con detalle en la norma UN 103502:1995. Así, a continuación se describirán los principales pasos para la correcta realización del ensayo según esta norma.

PREPARACIÓN DE LA PROBETA

Previamente a la realización del ensayo, es necesaria la adaptación del material. Para ello, se ha tomado una muestra de terreno con un uso granulométrico definido según la normativa vigente¹. Tras ello, será necesario añadir agua hasta que el material adquiera el nivel de humedad óptimo para la correcta realización del ensayo.

1. Si la muestra recibida está excesivamente húmeda, se extiende y se deja secar al aire o bien se procese a su secado en estufa, por aire caliente u otro procedimiento, tomando como precaución de que la muestra no exceda de 60°C. una vez conseguido esto, se desmenuza, deshaciendo los terrones por medio del mazo de goma.
2. Se separa la muestra en dos porciones aproximadamente iguales, mediante los cuarteadores adecuados.
3. Se determina la masa total de una de las porciones² y se pasa por el tamiz 20 mm Norma UNE 7 050, determinando el porcentaje que representa la masa retenida sobre el total. Si más del 90% en masa pasa por dicho tamiz, se utiliza para el ensayo todo ese material. Cuando la fracción retenida en el tamiz de 20 mm Norma UNE 7 050 sea superior a un 10% e inferior al 30% en masa del total, se separa el material retenido en dicho tamiz y se sustituye por una proporción igual de material que pase por el tamiz de 20 mm Norma UNE 7 050 y quede retenido en el tamiz de 5 mm Norma UNE 7 050, obtenido de la otra porción. Si la fracción retenida en el tamiz de 20 mm Norma UNE 7 050 es superior al 30% de la masa total o contiene partículas de tamaño superior a 50 mm, este ensayo no es adecuado para el suelo en cuestión³.
4. Se determina la humedad, w , que presenta la fracción que pasa por tamiz 20 mm Norma UNE 7 050, siguiendo el procedimiento descrito en la norma UNE103 300.

¹ El uso granulométrico queda definido Ilustración 14.

² La otra porción se utiliza si hay que hacer sustitución de material.

³ En cada caso se debe hacer mención expresa en los resultados del ensayo, de la proporción de material retenido en el tamiz 20 mm Norma UNE 7 050 y si hay sustitución de material.

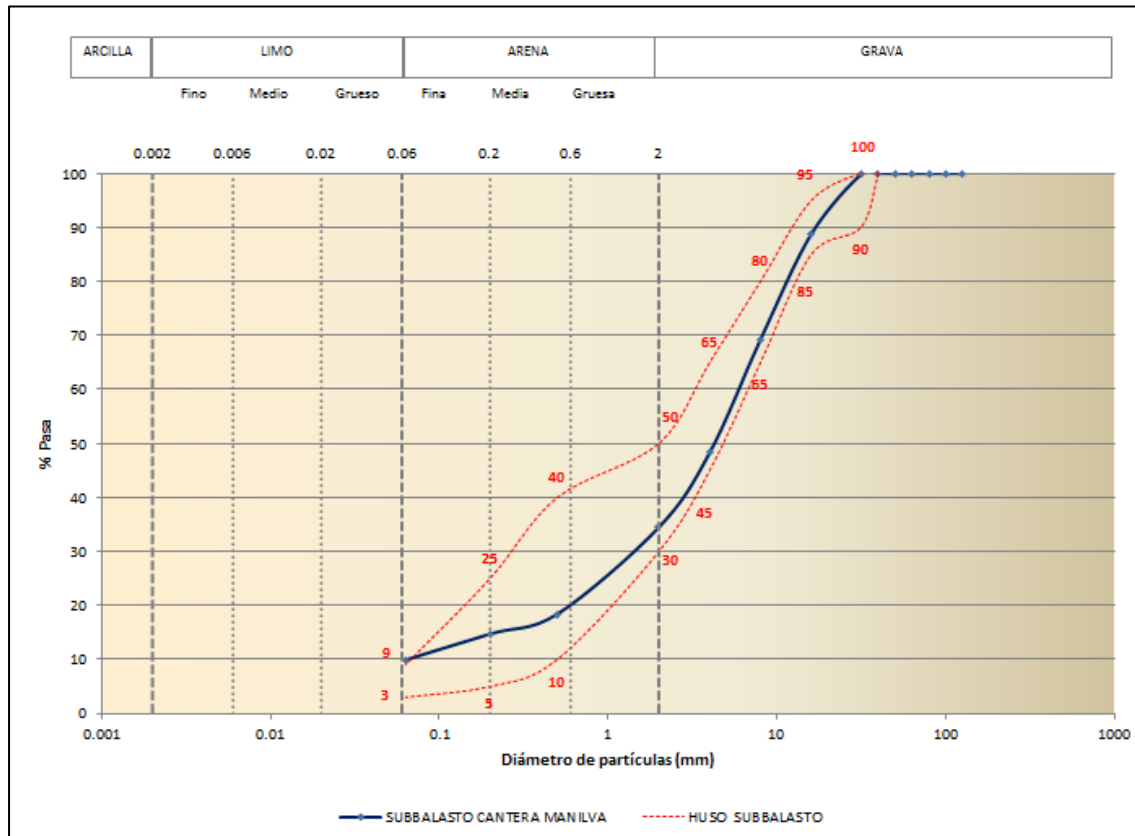


Ilustración 16. Huso granulométrico del material granular empleado en el ensayo [14].

5. La fracción así preparada, se cuartea para obtener tres porciones de unos 6 kg cada una.
6. Se referencia y se determina la masa de los tres moldes C.B.R, con sus asas y sin el collar superior.



Ilustración 17. Pesaje de uno de los moldes CBR.

7. Se toma uno de los moldes C.B.R, se coloca el collar en su parte superior y se introduce el disco espaciador en su fondo. Sobre este se sitúa un disco de papel de filtro grueso de igual diámetro. Se dispone el conjunto sobre una base rígida para su compactación.



Ilustración 18. En el se puede observar la probeta CBR con el collar en su parte superior. En la parte superior derecha se observa el disco espaciador y en la inferior el papel de filtro con el conjunto montado.

8. Conocida la humedad del suelo, w , se toma una de las porciones de unos 6 kg y se añade la cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad óptima, w_{op} , determinada previamente en el ensayo de compactación elegido. A continuación se mezclan el suelo y el agua íntimamente. Se debe evitar en estos momentos cualquier pérdida de humedad por evaporación, procediendo a la compactación con la mayor rapidez posible. En los suelos en los que se prevean dificultades en la homogeneización de la humedad de la mezcla, es conveniente efectuar esta operación con unas 24h de antelación, añadiendo además una cantidad de agua tal que la humedad que se consiga quede unos dos puntos por debajo de la prevista para el ensayo.



Ilustración 19. Vista del proceso de adición de agua y amasado.

9. Se introduce el suelo en el primer molde y se compacta mediante tres capas aproximadamente del mismo espesor, de forma que cada capa, después de compactada, quede con una altura ligeramente superior a un tercio de la altura del molde. La compactación de cada una de estas capas se realiza mediante 15 golpes con la maza de 2.5 kg de masa que cae libremente desde una altura de 305 mm.



Ilustración 20. Proceso de llenado y compactado de la muestra.

10. Terminada la compactación, se quita el collar y se enrasa el suelo compactado por medio de un enrasador o cuchillo de hoja resistente y bien recta. Cualquier hueco artificial producido al eliminar partículas gruesas durante el enrase, se debe rellenar con material sobrante, comprimiendo con espátula y enrasado después.



Ilustración 21. Proceso de enrasado de la muestra.

11. A continuación, se desmonta el molde, se retira el disco espaciador con el papel de filtro y se vuelve a montar invertido, colocando un nuevo disco de papel de filtro entre la probeta y la base del molde. Se determina la masa del conjunto molde y probeta.



Ilustración 22. Pesaje del molde tras el proceso de compactación.

12. Si los moldes con las probetas no se sumergen, se debe proceder inmediatamente a la penetración.

ENSAYO

1. Se coloca sobre la probeta una sobrecarga anular de 2.25 kg y se lleva el conjunto a la prensa.
2. Se introduce el pistón de penetración en el orificio central de la sobrecarga anular y, sobre éste, se sitúa el anillo dinamométrico o célula de carga apropiada a la resistencia estimada de la probeta.
3. Se añade el resto de la sobrecarga hasta completar la que se utilizó en la inmersión si la hubo, y si no, una sobrecarga que produzca una carga sobre la probeta equivalente a la esperada en su ubicación en obra.
4. Se monta el medidor de deformaciones de manera que se pueda medir la penetración del pistón y se aplica una carga de 50 N para el ajuste de éste. Seguidamente se ponen a cero los medidores de carga y deformaciones.
5. Se aplica la carga sobre el pistón de penetración mediante el mecanismo correspondiente de la prensa, con una velocidad de penetración uniforme de 1.2 mm/min \pm 0.1 mm/min. La relación de carga – deformación quedará representada de forma instantánea en la pantalla del ordenador.
6. Finalmente se retira del molde de la prensa y se desmonta el conjunto.

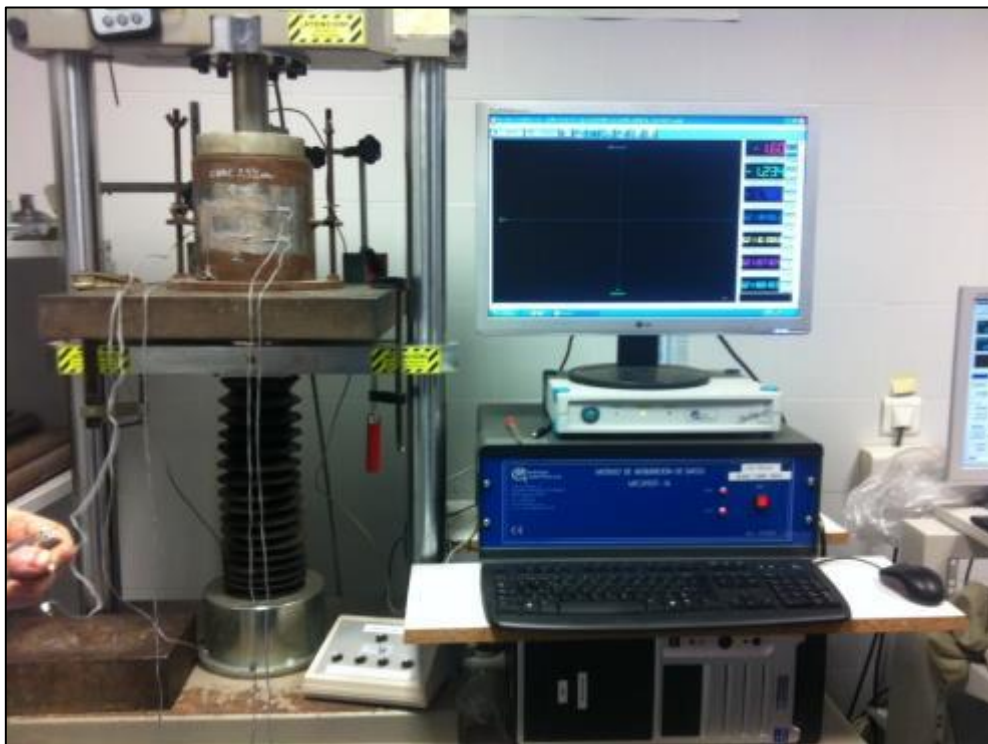


Ilustración 23. Vista de la probeta montada en la prensa y conectada al ordenador.

ÍNDICE RESISTENTE CBR

Tal y como se ha descrito anteriormente, se llama índice C.B.R al tanto por ciento de la fuerza ejercida por el pistón sobre la probeta, para una penetración determinada, con relación a la fuerza correspondiente a la misma penetración en una probeta tipo. Las características de esta son las siguientes:

Penetración (mm)	Fuerza	
	kN	kp
2,5	13,2	1346,9
5	20	2040,8

Tabla 4. Características de la probeta tipo en el ensayo CBR.

Por último, para calcular el índice CBR se procede a:

1. Se dibujan las curvas que relacionan las lecturas que miden las fuerzas en ordenadas y las penetraciones en abscisas, y se observa si estas curvas presentan un punto de inflexión en los resultados de los primeros datos del ensayo. Si no presenta punto de inflexión, se toman los valores de la fuerza para unas penetraciones de 2.5 mm y 5 mm; estos valores, multiplicados por la constante del anillo (En el caso de utilizar un anillo dinamométrico, dan las fuerzas correspondientes corregidas). Si las curvas presentan un punto de inflexión, tangente en ese punto debe cortar al eje de abscisas en otro punto, que se toma como nuevo origen para la determinación de las fuerzas correspondientes a 2.5 mm y 5 mm.
2. Llamando Q a la fuerza total expresada en kN o en kp para las penetraciones de 2.5 mm y 5 mm, el índice CBR para estas penetraciones se calcula como

Penetración (mm)	Fuerza	
	Q (en kN)	Q (en kp)
2,5	$7.57*Q$	$0.0742*Q$
5	$5*Q$	$0.0490*Q$

Tabla 5. Estadillo de resultados del ensayo CBR.

Cabe destacar que, el valor del índice CBR de la muestra ensayada será el mayor de estos dos valores.

4.1.2 Medición de las tensiones radiales ($\sigma_2 = \sigma_3$). Bandas extensiométricas.

Con el objetivo de tener un orden de magnitud del estado tensional en la banda radial de la probeta que nos permita contrastar los datos procedentes del modelo de elementos finitos, se han dispuesto cuatro bandas extensiométricas⁴ en los laterales de la probeta CBR de ensayo. Estas bandas, quedarán pegadas mediante Epoxi a los laterales de la probeta y recogerán el nivel de deformaciones producido en la parte exterior del mismo. Cabe destacar que, debido a la geometría y estructura de la probeta del ensayo, no es posible ubicar las galgas en el interior de la misma, ya que estas quedarían dañadas durante el proceso de compactación del material y ensayo. De todos modos, existe una continuidad de tensiones entre el acero del material de la probeta, no existiendo disipación de deformación/tensión en la misma.

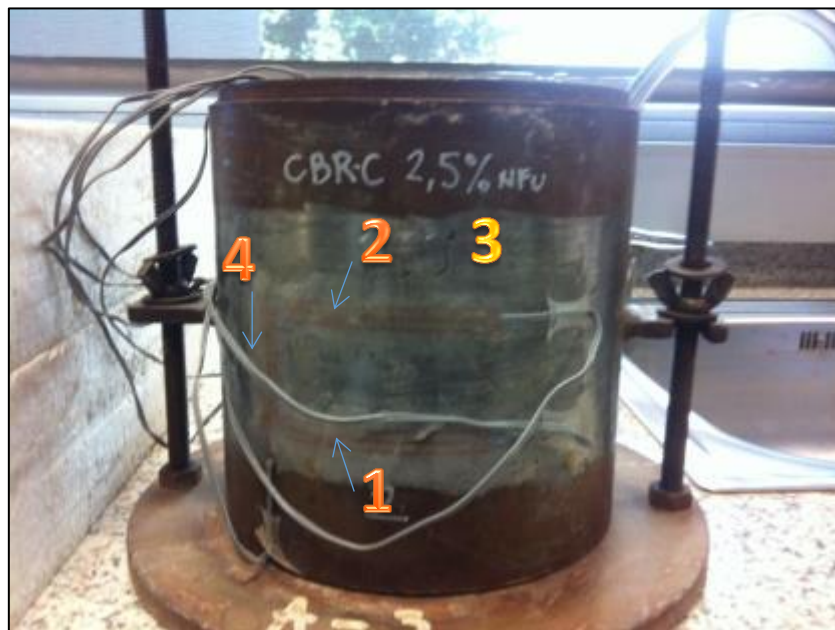


Ilustración 24. Detalle de las bandas extensiométricas en la probeta del ensayo. Donde 1 corresponde a la banda de la parte inferior de la probeta. 2 y 3 a la parte superior, colocadas en cada extremo de la misma respectivamente. La galga 4 corresponde a la galga axial.

⁴ Las galgas extensiométricas empleadas tienen un Factor de Galga de 2.13

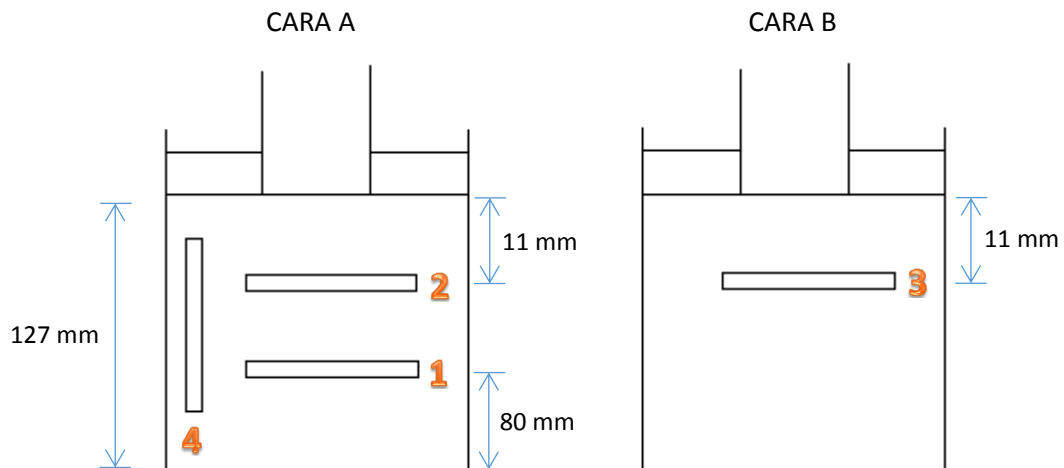


Ilustración 25. Esquema donde se muestra la distribución de galgas en la probeta CBR.

Las bandas extensométricas convierten las deformaciones recibidas en impulsos eléctricos. Así, tras conectar las galgas mediante hardware específico, permite ser leído por el ordenador del ensayo.

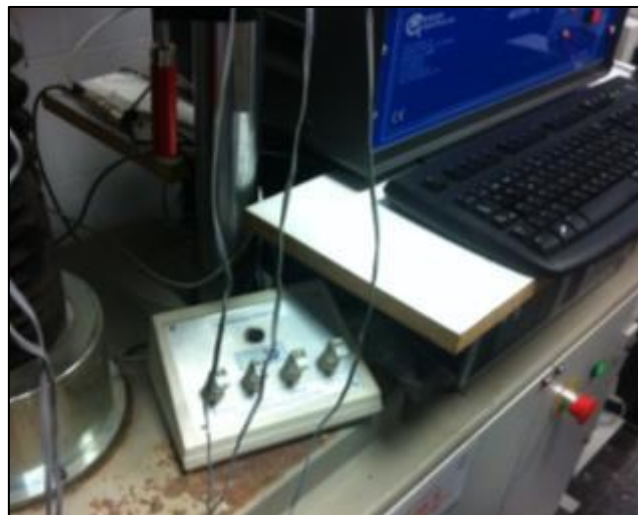


Ilustración 26. Detalle de la tarjeta de conexión de las galgas extensiométricas.

Los resultados de las tensiones radiales serán simultáneas a los resultados del ensayo, lo que permite la sincronización y comparación in-situ de los datos. Todos los datos son registrados lo que permite el post-proceso de los mismos.



Ilustración 27. Detalle del software de representación de los datos. Donde: 1 corresponde al cronómetro del ensayo, 2 fuerza en kN, 3 y 4 lecturas de deformación y 5, 6 y 7 medición de las tensiones de las bandas extensiométricas.

4.2 Resultados.

En el siguiente apartado se muestra una relación de la evoluciones de las diferentes tensiones en función de la deformación, obtenidas tanto en la célula de medición de la prensa del ensayo como a partir de las bandas extensiométricas. Así, el análisis tensional se dividirá en dos bloques. Relación de tensiones axial y relación de tensiones radial. Respecto al análisis de los mismos, se estudiará la evolución de la fuerza en función de la penetración, deformación unitaria y evolución de tensiones en función del tiempo.

La lectura que realiza el sistema es de dos datos cada segundo en formato ASCII. Estos datos servirán para calibrar y validar el modelo de elementos finitos a realizar.

4.2.1 Relación de tensiones axial.

La evolución de las tensiones axiales se ha obtenido directamente de la prensa del ensayo. En la cual se mide, de forma simultánea, la fuerza aplicada y la penetración. El software de la prensa de ensayos toma dos mediciones de tensión por cada segundo.

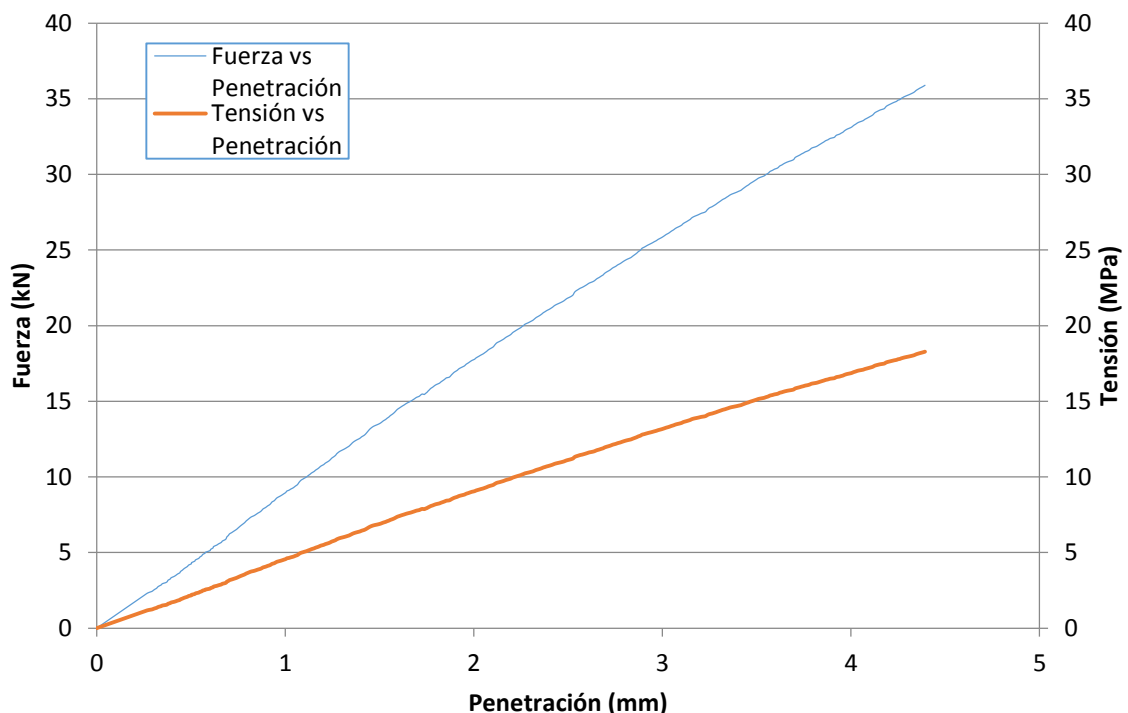


Ilustración 28 Relación de Fuerza según la penetración del pistón en la probeta de ensayo CBR.

El valor de la tensión se obtiene dividiendo la fuerza aplicada por el pistón CBR por la superficie del mismo.

4.2.2 Relación de tensiones diametrales.

Para medir la evolución de las tensiones radiales se han colocado 4 bandas extensométricas en la parte exterior de la probeta. En concreto, 3 bandas extensométricas de forma horizontal y otra transversal. Así, se ha querido obtener el nivel de tensiones a partir de la deformación tanto diametral como axial en los alrededores de la probeta del ensayo. Cabe destacar que, aunque la probeta es de acero y se considera, a priori, indeformable en comparación con el material del ensayo, la colocación de las bandas extensométricas permitirá obtener el nivel de tensiones que se transmite a la probeta. Pudiendo analizar así parámetros como influencia de las condiciones de contorno en el terreno o confinamiento del material, permitiendo evaluar de una forma directa la interacción acero-terreno. Desde otro punto de vista, el nivel de tensiones transmitido permitirá comparar la evaluación de las tensiones en el modelo de elementos finitos.

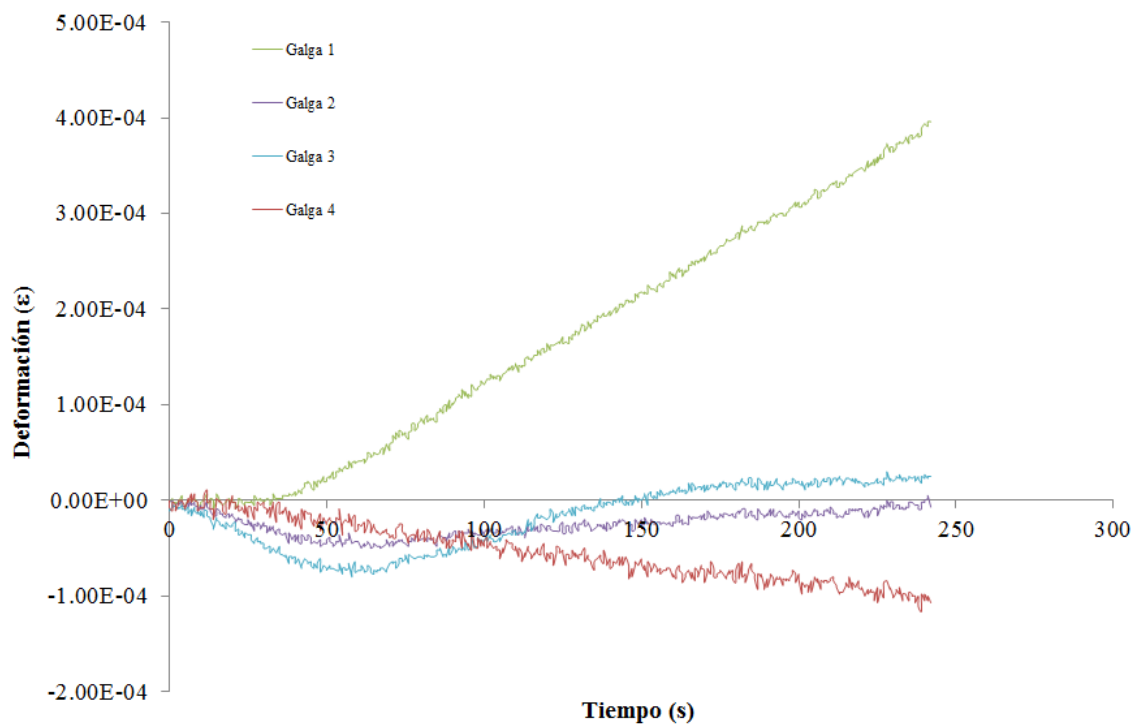


Ilustración 29. Evolución de las tensiones radiales en función del tiempo.

En el gráfico anterior se muestra una evolución de la deformación unitaria de cada una de las bandas extensométricas colocadas de forma diametral y axial en la probeta de ensayo. Tal y como se puede observar, las galgas 2, 3 y 4 muestran deformaciones similares, siendo muy inferiores a la galga 1. Esto denota la influencia del bulbo de tensiones del material tras la aplicación de la carga. La galga 1, colocada a la parte inferior del molde, recibe mayor deformación que la 3 y 4. La galga 1 empieza a alcanzar deformaciones en el umbral de fuerza



axial aplicada de 3 kN, desarrollando a partir de ese instante deformaciones positivas o de tracción en la probeta. Las galgas 2 y 3 sufren esfuerzos de compresión en la primera fase del ensayo, pasando a tener esfuerzos de tracción en el umbral de los 150 segundos de ensayo, siendo la fuerza axial aplicada de 22.5 kN. En el siguiente cuadro se muestra las deformaciones máximas alcanzadas en cada una de las bandas extensométricas.

La galga 4 o axial, no presenta deformación en la primera fase del ensayo (Umbral de los 3 kN de fuerza aplicada) pasando a ser de compresión hasta el final del ensayo.

Galga	Def. máx (mm)
1	0.4
2	0.005
3	0.03
4	-0.1

Tabla 6. Relación de deformaciones máximas en las galgas

5. Caracterización MEF.

5.1 Método de los elementos finitos (FEM)

Para poder determinar las tensiones radiales producidas en el ensayo, es necesario realizar una modelización completa mediante elementos finitos del comportamiento del material en la probeta. Así, con el objetivo de representar de forma exhaustiva el modelo es necesario representar el comportamiento elasto-plástico del material. El programa elegido para la realización del modelo es ANSYS.

A continuación se describirán las pautas a seguir en el proceso de modelización de la probeta del ensayo.

- Modelado de la geometría del problema.
- Generación de la malla, teniendo en cuenta la aplicación de la fuerza mediante el pistón. Para ellos, se intensificará el mallado en la zona de aplicación de la fuerza. Hay que tener en cuenta que un factor determinante será el refinamiento de la malla en torno a la singularidad, con el correspondiente coste computacional asociado.
- Selección del modelo elasto-plástico de Ansys que mejor se adapte al comportamiento del material.
- Realización de pruebas y comprobación con los resultados del ensayo experimental. Ajuste del mallado y condiciones de contorno para el ajuste de la solución más adecuada.
- Análisis de la convergencia de los datos del modelo en función de: refinamiento de malla, aplicación condición de deslizamiento y condiciones de contorno.
- Obtención de datos de tensión y deformación plástica y elástica.
- Análisis y comparación de resultados.

Tal y como puede observarse, uno de los puntos más importantes en la realización del modelo MEF será la selección de un modelo elasto-plástico que simule el comportamiento real del material. Para ello se ha realizado un análisis exhaustivo de los modelos elasto – plásticos que ofrece el programa comercial ANSYS y su adecuación al comportamiento real del material seleccionado.

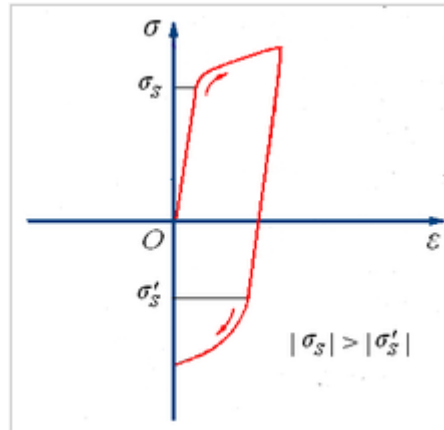
5.2 Modelo numérico

En la actualidad Ansys ofrece una amplia variedad de modelos de comportamiento elasto-plásticos para materiales. Cabe destacar que, además de los modelos simples, el programa ofrece la combinación de varios de los modelos para adaptarse de forma más concreta a la solución. Los principales modelos implementados en el sistema son:

- Bilinear Kinematic Hardening
- Multilinear Kinematic Hardening
- Nonlinear Kinematic Hardening
- Bilinear Isotropic Hardening
- Multilinear Isotropic Hardening
- Nonlinear Isotropic Hardening
- Anisotropic
- Hill Anisotropy
- Drucker-Prager
- Extended Drucker-Prager
- Gurson Plasticity
- Gurson-Chaboche
- Cast Iron
- Cap Model

Dentro de los modelos, el Drucker-Prager está especialmente indicado para el análisis del comportamiento de materiales granulares empleados en geotecnia. Sin embargo, Las constantes solicitadas para el ajuste del modelo impedían su utilización, siendo estas la cohesión y el ángulo de rozamiento interno entre las partículas. Constantes que no se obtienen a partir de un ensayo CBR y que además, son uno de los objetivos del presente trabajo.

Los modelos del grupo Kinematic Hardening, se adaptan a la gráfica tensión-deformación del ensayo. Sin embargo, los modelos están recomendados para análisis de modelos cíclicos con grandes cargas y desplazamientos. Donde el efecto Bauchinger queda muy bien representado. Por tanto, los modelos no se adaptan al problema planteado ya que por un lado, únicamente existe una rama de compresión en el problema con escaso desplazamiento. Por otro lado, el material es de tipo granular con isotropía a compresión. Para otro tipo de sollicitación carece de cohesión. No respetando por tanto el efecto Bauchinger.



Il·lustració 30. Efecto Bauginger

De los modelos que mejor se adaptan al problema planteado son los del grupo Isotropic – Hardening. Entre ellos, el Bilinear Isotropic hardening plantea la representación de la curva tensión – deformación del ensayo en dos ramas lineales. Una elástica y otra plástica. Tal y como se puede observar en la ilustración 33, este modelo es el que mejor se adapta al problema planteado. El Multilinear plantea la posibilidad de dividir en más ramas la curva tensión-deformación. Debido a la geometría de la gráfica del ensayo el modelo aporta muy poco como solución. Nonlinear isotropic Hardening demanda el ajuste de 6 variables para la convergencia del problema. Lo que se considera demasiado complicado para la gráfica objeto de estudio.

5.2.1 Geometría.

El modelo se ha diseñado a partir de la geometría dada en la norma UN 103502:1995. Donde se especifican las dimensiones de la probeta CBR normalizada. Tal y como se especificará más adelante, se ha optado por el análisis de una sección de probeta, imponiendo condiciones de axisimetría en la misma. De este modo, se ha procedido al dimensionamiento de una sección de la probeta en revolución con condiciones de simetría en el eje y. Dada la sencillez del modelo, se ha optado a la representación de los 10 puntos que definen la sección. La secuencia utilizada para la creación del modelo ha sido:

Representación puntos -> líneas -> Áreas -> Asignación de materiales a cada área

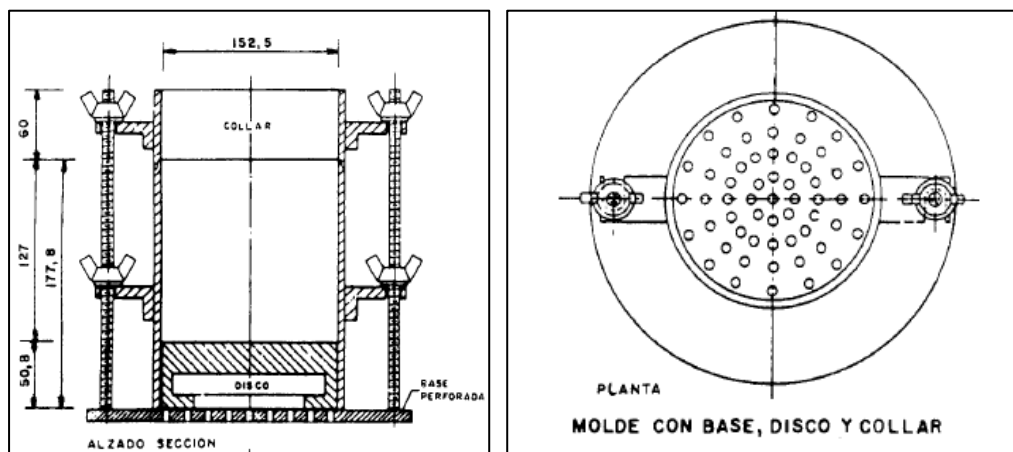


Ilustración 31. Extracto de la norma UN 103502:1995 donde se observan las dimensiones acotadas de la probeta del ensayo CBR.

La probeta del ensayo presenta unos elementos laterales de acero unidos a varillas roscadas. Estos elementos únicamente sirven para unir las diferentes piezas de acero que componen la probeta. De modo que no arriostan la probeta en ningún caso, permitiendo los desplazamientos de la misma en X, Z.

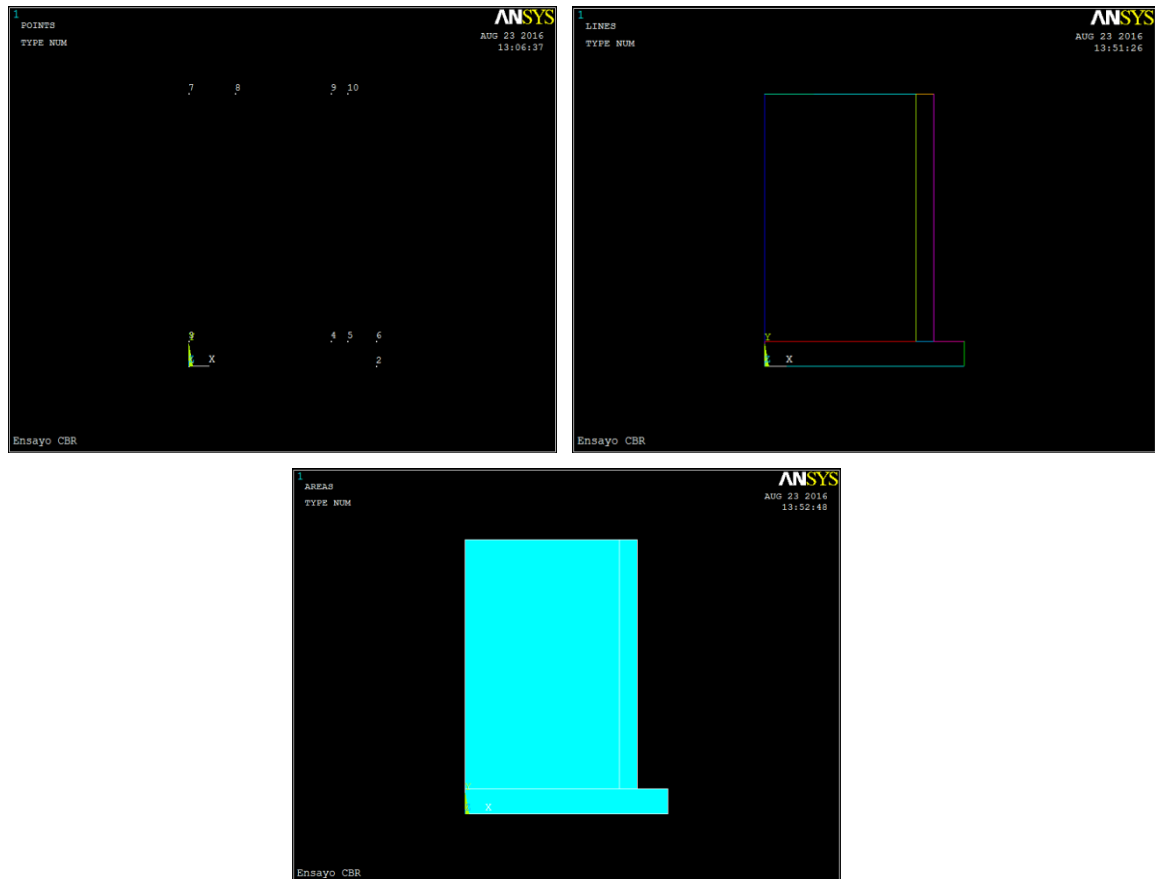


Ilustración 32. Detalle del modelo donde se observa la distribución de puntos, líneas y áreas.

La geometría del modelo es sencilla, adaptándose al diseño de la probeta CBR. Debido a las prioridades en cuanto a la toma de datos, las dimensiones de las paredes como del terreno se han mantenido intactas respecto al diseño de la probeta.

5.2.2 Caracterización del material.

Para la correcta caracterización del material es imprescindible conocer las características mecánicas del mismo, siendo estas el Módulo de Elasticidad E (kg/cm^2) y el coeficiente de Poisson ν . Estas variables, aunque se pueden obtener de una manera concreta mediante ensayos específicos, debido a las limitaciones del presente trabajo, van a ser extrapolados a partir de normativa y recomendaciones específicas. Así, tomando como referencia las principales normas vigentes para la modelización de terrenos y materiales para plataformas, se obtiene que el valor del módulo de elasticidad para subbalasto ferroviario es muy variable, estando comprendido entre la horquilla de 800 a 6000 kg/cm^2 ⁵. El motivo de esta variabilidad son las condiciones de preparación y compactación de las muestras ensayadas. Así, la particularidad principal que presenta un material granular es su cohesión y compactación. Además, analizando la recta de tendencia de la curva del ensayo, se obtiene de forma aproximada que el módulo de la recta está en el umbral de 5000-5300 kg/cm^2 , siendo por tanto, próximos a los valores máximos de módulos de elasticidad teóricos para este tipo de material.

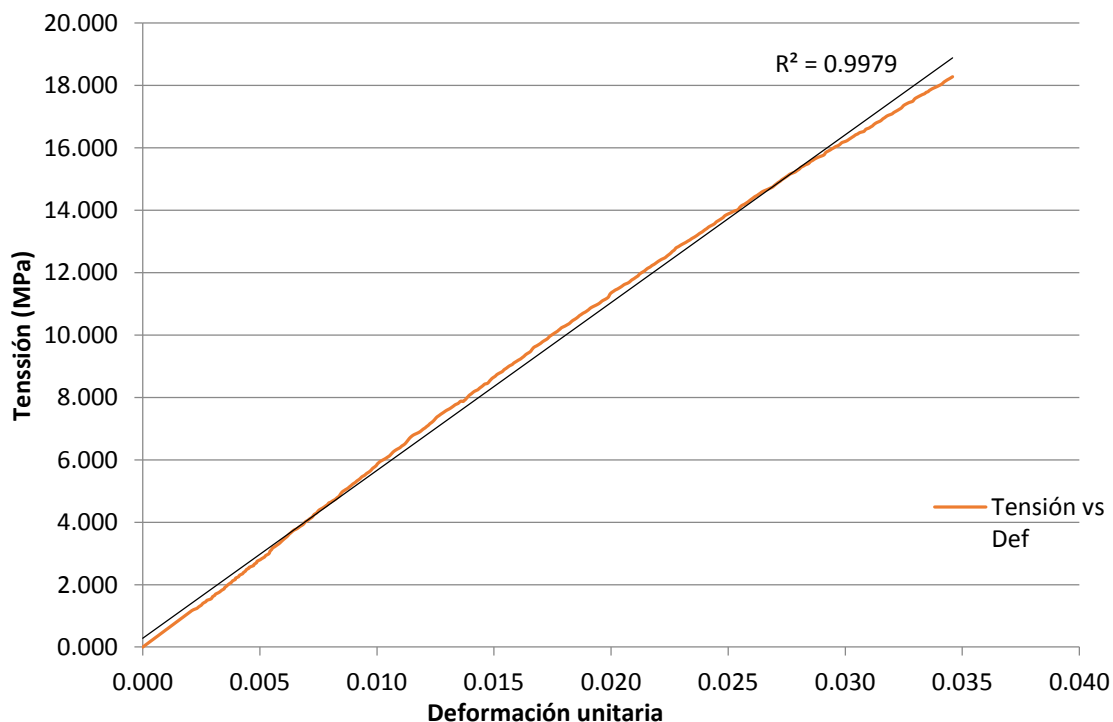


Ilustración 33. Comportamiento tensión – deformación del material y línea de tendencia del mismo. En el se observa que el ajuste regresivo es de R^2 : 0.99.

⁵ Tabla 19. Norma de secciones de firmes de la Comunitat Valenciana.

De este modo, se determina un módulo de elasticidad del material de 6000 kg/cm². Cabe destacar que, tal y como se ha comentado anteriormente sería posible encontrar un módulo de elasticidad concreto para este material mediante el ensayo de Placa de Carga de laboratorio.

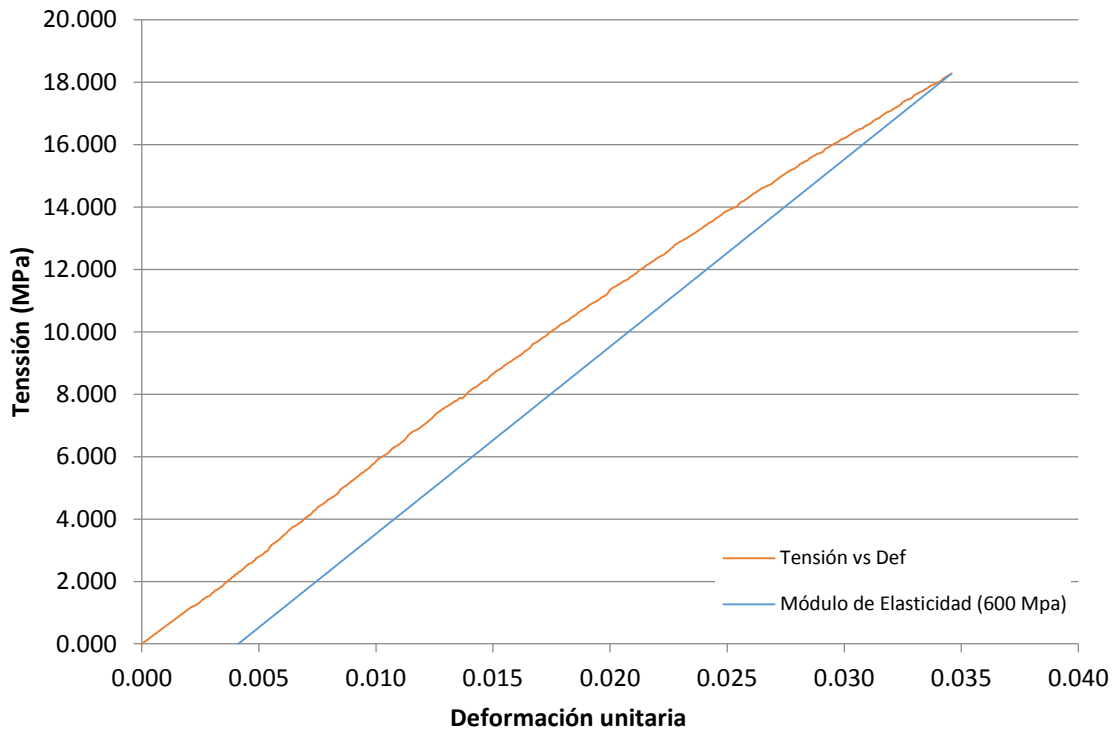


Ilustración 34. Gráfico donde se representa la curva de tensión-deformación del material y la recta de módulo de elasticidad 600 MPa.

De esto modo, se obtiene que:

Deformación	Def. unitaria	Def. (%)	Valor penetración pistón ensayo (mm)
Plástica ϵ_p	0.004	0.41	0.5
Elástica ϵ_e	0.030	3.05	3.9
Total ϵ_t	0.035	3.46	4.4

Tabla 7. Principales deformaciones de la curva tensión – deformación.

Teniendo en cuenta la curva de deformación del material, el área plástica y elástica del mismo parecen estar bien delimitadas. En cambio, el valor del límite de elasticidad del material parece

no tener un valor concreto. Tal y como se observa en el análisis de los datos, la curva de deformación se desplaza ligeramente del umbral marcado por la recta de módulo de elasticidad a partir de 1.5 MPa hasta 7.7 MPa aprox. Despegándose de forma definitiva a partir de este último valor. Este fenómeno suele ser el comportamiento habitual en materiales granulares cohesivos, donde existe una zona elasto-plástica. Zona donde se producen simultáneamente los dos fenómenos. Así, en el gráfico número 16 se muestra con describe con detalle los diferentes comportamientos.

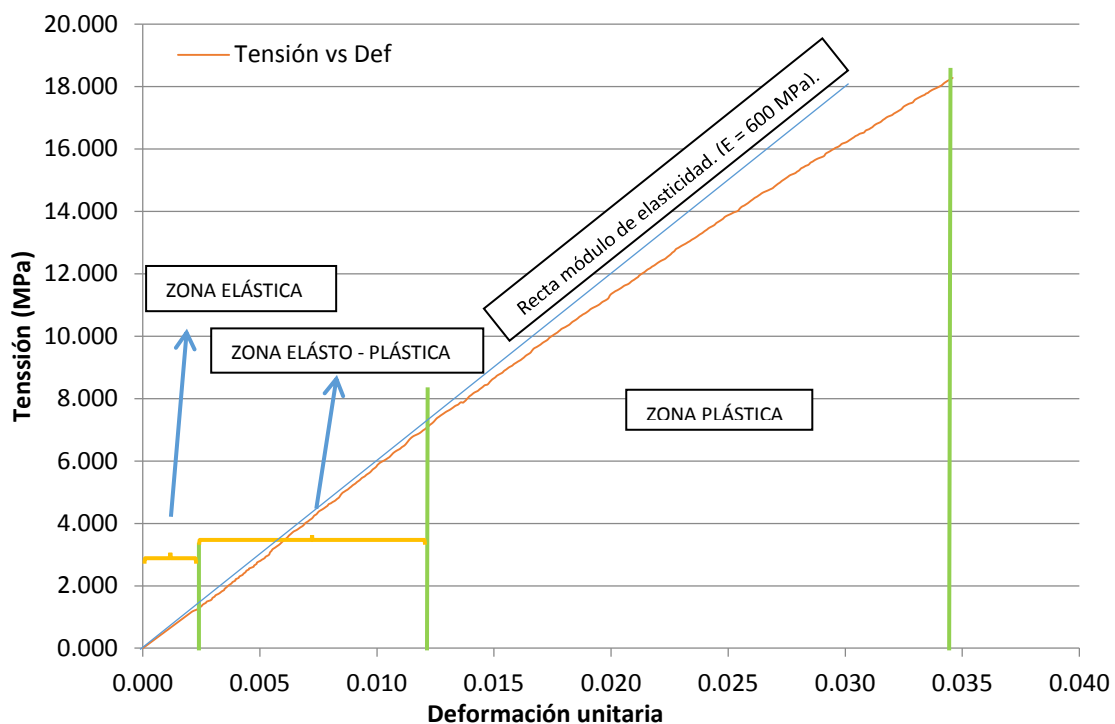


Ilustración 35. Diferentes áreas de la curva de deformación del material.

Tal y como se observa en el gráfico, la zona elasto-plástica es prácticamente coincidente con la curva de deformación. Por tanto, se determina el valor del **límite elástico** como el punto de inflexión de la curva, siendo: **7.7 MPa**.

Otra de las características mecánicas para la correcta modelización del material es el coeficiente de Poisson (ν). Este valor está mucho más definido en las diferentes normas y recomendaciones. Así, se tomará como referencia el valor dado por la norma “Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias” publicada por el Ministerio de Fomento. En ella, se recogen características mecánicas de diferentes materiales



intervinientes en la infraestructura ferroviaria, a partir de distintos ensayos realizados. Esta normativa sirve actualmente de referencia en la modelización de plataformas e infraestructuras ferroviarias mediante el método de los elementos finitos.

Coefficiente de Poisson ν 0.3

Otra de las variables a tener en cuenta en la caracterización del material son las características de isotropía del material. Así, cabe destacar que la respuesta tensión-deformación de suelos a los que se le aplica carga es compleja. Esta complejidad se debe a que tanto la deformabilidad como la resistencia de los suelos, se ven afectadas por factores muy diversos. Entre estos factores se encuentra la estructura del suelo (por ejemplo, el tamaño del grano, la forma del grano, la superficie granular o los huecos), la densidad, el contenido de agua, la condición de drenaje, el grado de saturación, la presión intersticial, el historial de carga y el estado actual de tensiones. En la mayoría de los materiales ingenieriles, esto no ocurre y es más sencillo caracterizar su comportamiento. De este modo, cabe destacar que el material a tratar en el ensayo presenta un comportamiento a compresión isotrópica.

5.2.3 Mallado y condiciones de contorno.

Las mallas son estructuradas con elementos cuadráticos. El elemento utilizado es el PLANE 183 con axisimetría y plasticidad. El mallado es mapeado con un tamaño y un refinamiento de malla en el entorno entre la aplicación de la carga y terreno. El refinamiento de la malla reduce el tamaño de la malla en la zona de la singularidad, permitiendo limitar el número de elementos del modelo sin perjuicio de su representatividad. Acortando el tiempo empleado en ejecutar el cálculo. El tamaño de malla adecuado se determina a partir de un estudio previo.

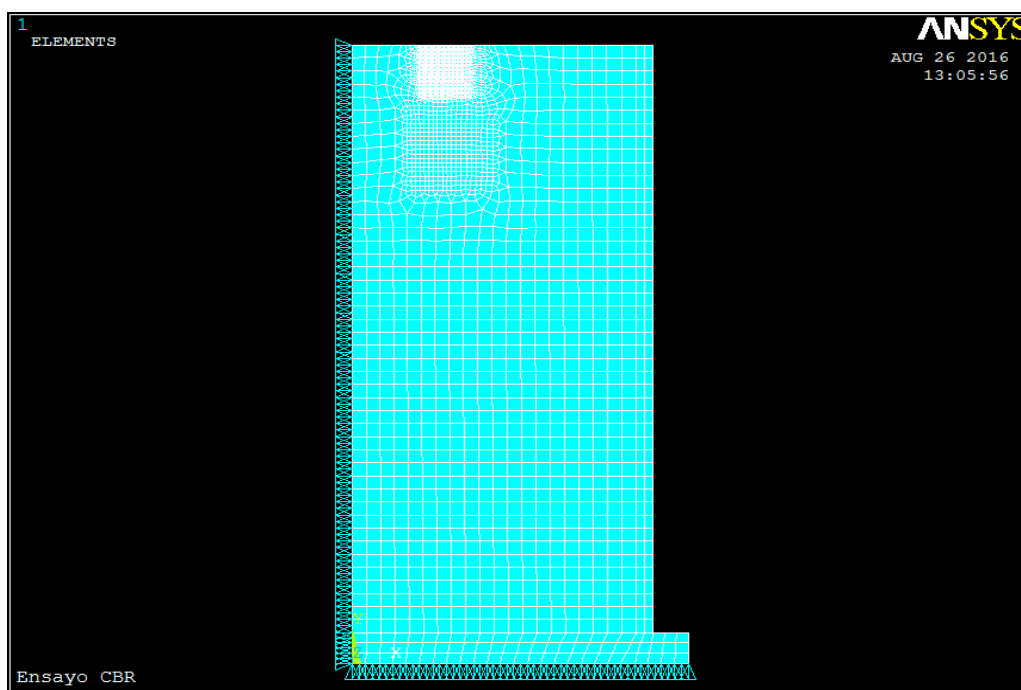


Ilustración 36. Detalle del modelo donde se observa el mallado y condiciones de contorno. Donde se impone simetría en el eje y; desplazamiento nulo $U_y = 0$ en la base del modelo.

Teniendo en cuenta la geometría de la pieza, se ha aplicado condiciones de simetría en el eje Y y desplazamientos $U_y = 0$ en la superficie inferior donde se apoya el molde de acero, superficie considerada indeformable a efectos de cálculo y modelización.

5.2.4 Carga.

La aplicación de la carga se ha dividido en dos grupos. Por un lado, las correspondientes a las condiciones iniciales del modelo, como son peso propio y carga de los anillos de la probeta, y por otro lado las correspondientes a la aplicación de la carga.

Tipo	Características	Aplicación	Observaciones
Cond. Iniciales	Peso propio	Todo el modelo	Se aplica gravedad a toda la probeta (-9.8 m/s ²)
Cond. Iniciales	Sobrecarga anillas	Entre pto 8 y 9	Presión de 3 kPa
Aplicación carga	Presión Rigid Plunger	Rigid Plunger	Presión de 18 MPa

Tabla 8. Relación de cargas aplicadas en el modelo

Cada uno de los grupos de cargas se han incluido como diferentes Loads Steps. Donde cada uno de los mismos presentará un número de substeps distinto. El número de substeps empleado se define con detalle en el apartado de resultados.

La presión de carga aplicada en el modelo será de 18 MPa. Valor máximo de presión aplicada en el ensayo.

ADQUISICIÓN DE DATOS MECASOFT

Tiempo (s)	Diametral (x 10 ⁻⁶)			Axial	Penetración (mm)			Prensa Multiensayos	
	Galga 1	Galga 2	Galga 3		Galga 4	Def Ax 1	Def Ax 2	Valor M.	Tensión (Mpa)
242	0.0004	-7E-06	3E-05	-1E-04	4.731	4.61	4.392386792	18.279	35.89

Ilustración 37. Detalle de los datos de carga máxima aplicada en el instante t = 242s.

5.3 Resultados.

Con el objetivo de reducir el coste computacional del modelo, se ha hecho un estudio previo según de la influencia del tamaño de malla y el número de substeps de la carga en los resultados del ensayo.

Ambas variables influirán directamente en el coste computacional y en la precisión en los resultados obtenidos. Cabe destacar que, al ser un modelo elasto-plástico el cálculo precisará de una convergencia hasta el estado de plasticidad. Se han realizado diferentes casos de estudio a partir de un valor mínimo de substeps y un tamaño máximo de elemento. Variando ambos de forma iterativa hasta obtener un estado adecuado desde el punto de vista computacional y calidad de los resultados. A continuación se muestra una tabla con los diferentes casos de estudio realizados.

Caso	Tamaño de malla	Ref.	Nodos	Carga	Substeps	Precarga	Tiempo de cálculo
Caso I	E = 0.001	No	47109	18 Mpa	50	No	00:02:05
Caso II	E = 0.002	No	12202	18 Mpa	50	No	00:00:33
Caso III	E = 0.003	si	10978	18 Mpa	50	No	00:00:28
Caso IV	E = 0.004	Doble	9760	18 Mpa	30	Si	00:00:31
Caso V	E = 0.004	Doble	9760	18 Mpa	50	Si	00:00:32

Tabla 9. Relación de casos de estudio.

ANÁLISIS DE LOS DATOS

El primer análisis a realizar en los resultados obtenidos del cálculo es ver en que % se aproximan los resultados a los de ensayo. De este modo, una de las comprobaciones más sencillas que se puede realizar es la de comparar las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas en el cálculo. En el siguiente cuadro se puede observar el resultado de las mismas.

Deformación		Resultados del ensayo		Resultados del modelo		Desviación (%)
		Def. unitaria	Def. (%)	Def. unitaria	Def. (%)	
Plástica	ϵ_p	0.004	0.41	0.004	0.42	-2.4
Elástica	ϵ_e	0.03	3.05	0.026	2.61	14.4
Total	ϵ_t	0.035	3.46	0.030	2.96	14.5

Tabla 10. Relación de deformaciones unitarias del ensayo, del modelo y desviación % entre las mismas.

De la comparación de resultados se observa que la diferencia entre las deformaciones del ensayo y el modelo únicamente varían aproximadamente un 14% de la deformación unitaria total. De la cual, la diferencia entre las deformaciones plásticas es prácticamente nula. Por tanto, la desviación en la deformación unitaria corresponde a la parte elástica de la misma. Este ajuste, aunque se consideran dentro de unos valores aceptables, se podría mejorar reduciendo ligeramente el valor del módulo de elasticidad, considerado de 6000 kg/cm² para los cálculos.

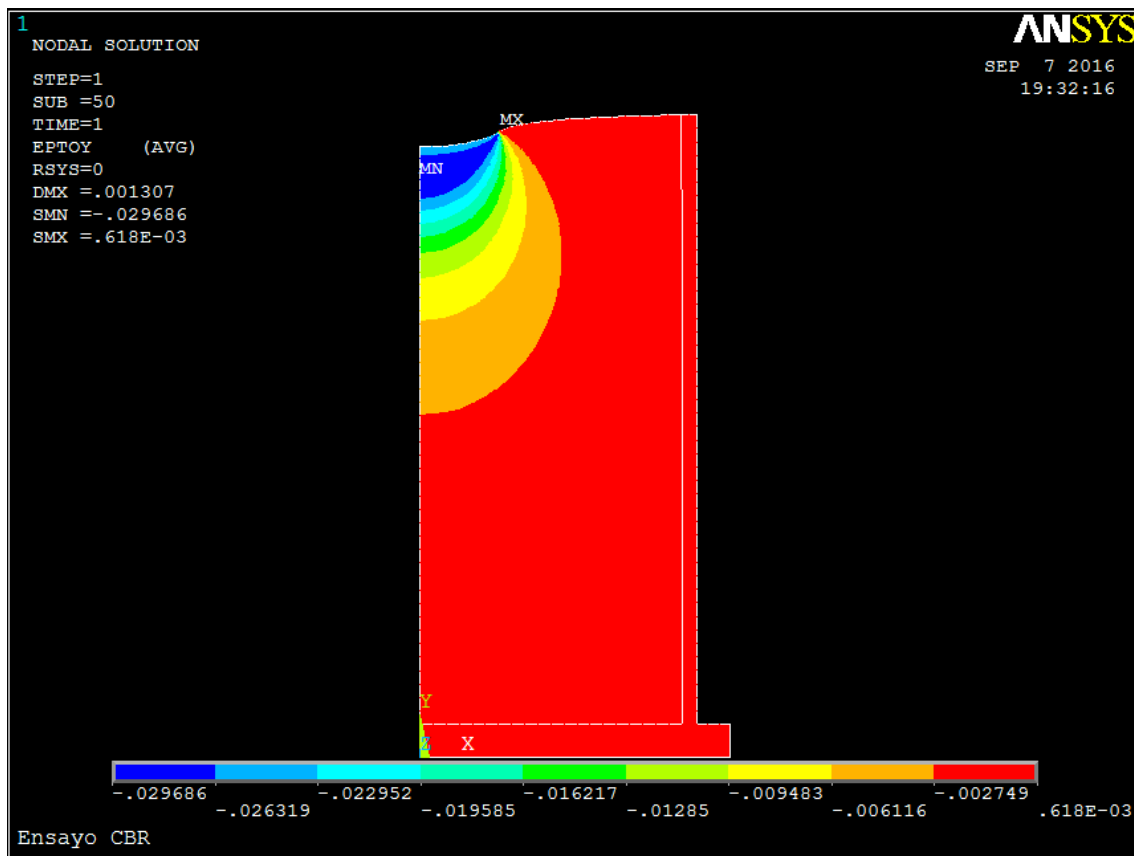


Ilustración 38. Relación de deformaciones unitarias de la probeta modelizada

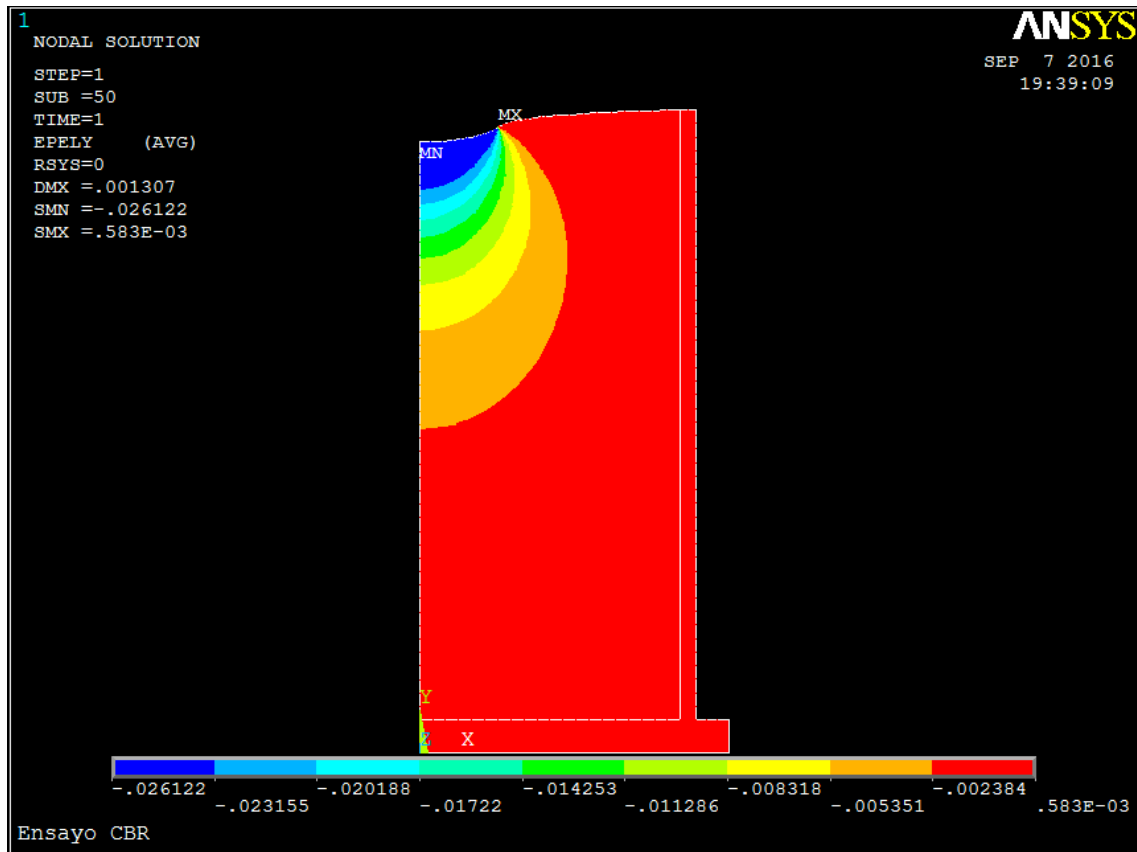


Ilustración 39. Relación de deformaciones unitarias elásticas en la probeta modelizada.

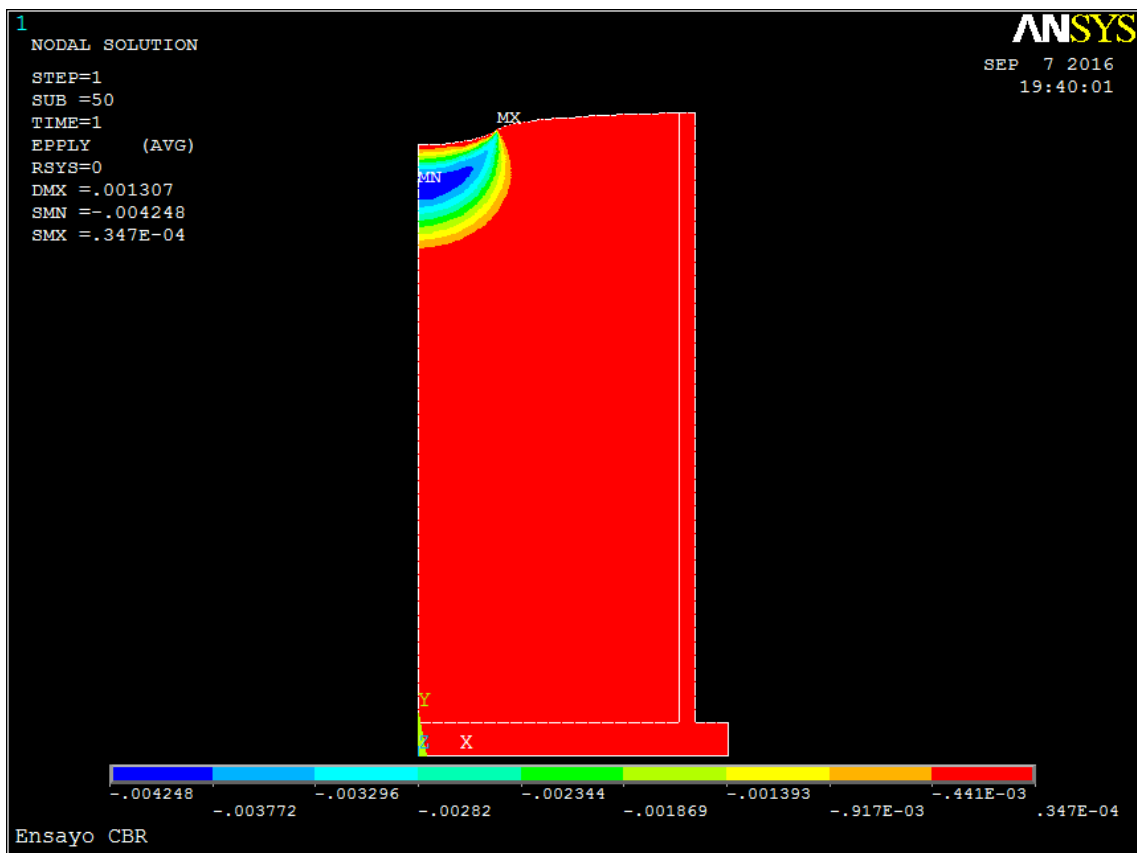


Ilustración 40. Relación de deformaciones unitarias plásticas en la probeta modelizada.

Relación de tensiones máximas.

Teniendo certeza de los resultados del modelo a continuación se muestra de forma gráfica la relación de tensiones máximas σ_x , σ_y y σ_z producidas en la probeta del ensayo.

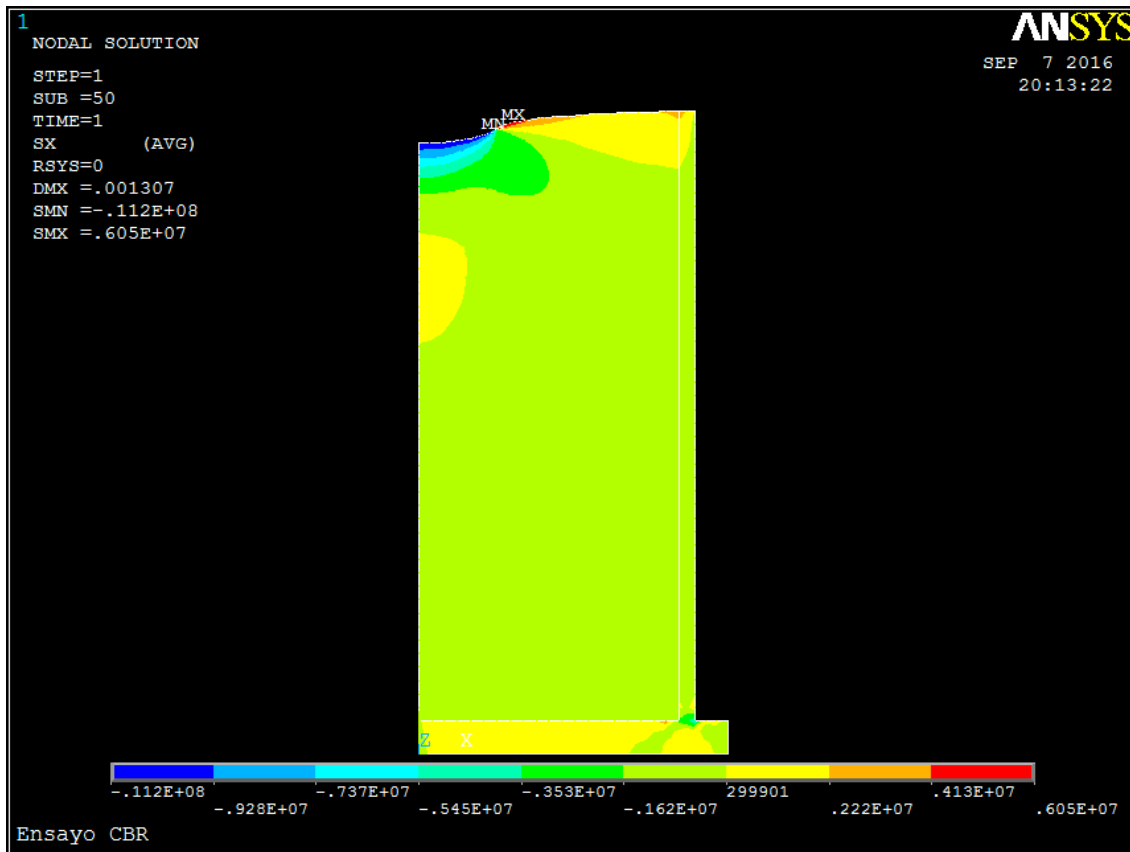


Ilustración 41. Relación de tensiones σ_x en el modelo

En la ilustración 40 se puede observar como las tensiones máximas tanto de tracción como compresión corresponden a la zona crítica. Zona donde se produce el salto de la aplicación de la carga con el resto de terreno. En este punto se ha refinado la malla buscando una mayor precisión en los datos.

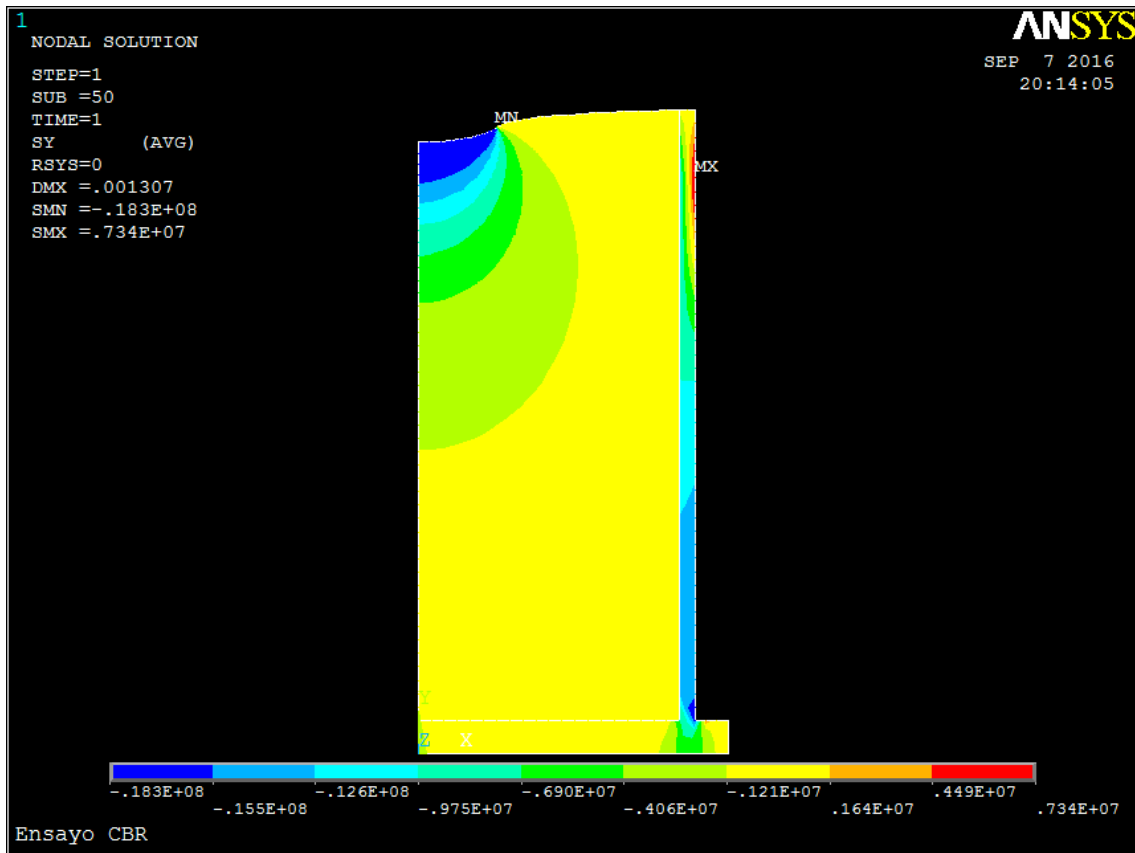


Ilustración 42. Distribución de tensiones σ_y en la probeta en el modelo.

Tal y como sucede en la distribución de tensiones axiales, el punto máximo de tensión a compresión se localiza en el punto denominado como crítico. Sin embargo, la máxima tensión de tracción se localiza en la parte exterior del molde de acero. Parece lógico pensar que la distribución del bulbo de tensiones a compresión en el contorno de aplicación de la carga, provoca un empuje en el molde de acero.

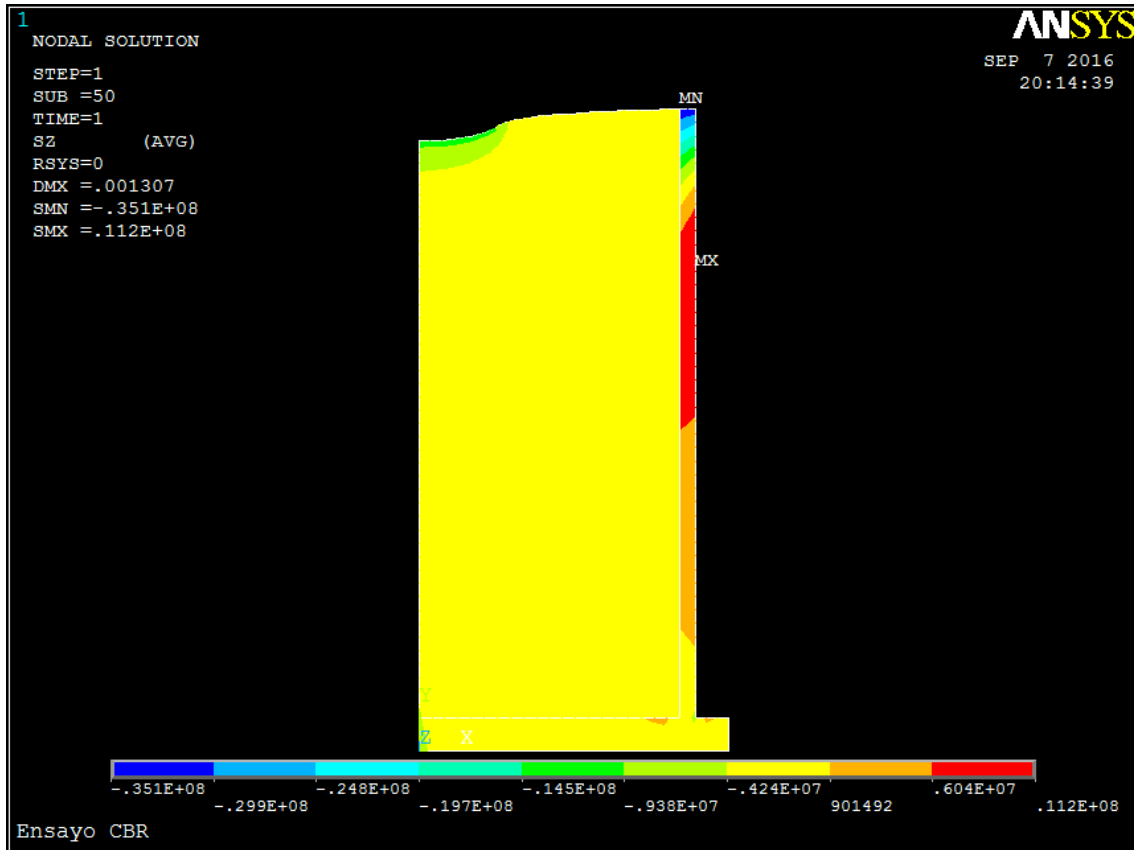


Ilustración 43. Distribución de tensiones σ_z en el modelo

Observando la distribución de tensiones en z, llama la atención como se producen los dos picos máximos de tensión a compresión y a tracción en el molde de acero. Tensiones que, en el caso de la de compresión, es superior incluso a las de x e y. Esto es debido a que, al ser un modelo axisimétrico, la condición de mayor rigidez del acero provoca mayor tensión que en el resto de la probeta.

Comportamiento tensión – deformación en diferentes puntos de la probeta.

Con el fin de realizar un análisis más exhaustivo de la evolución de las tensiones y deformaciones en la probeta, se ha optado por seleccionar una serie de puntos en diferentes zonas de la probeta. A continuación se muestra en forma de gráfica la distribución de puntos seleccionados.

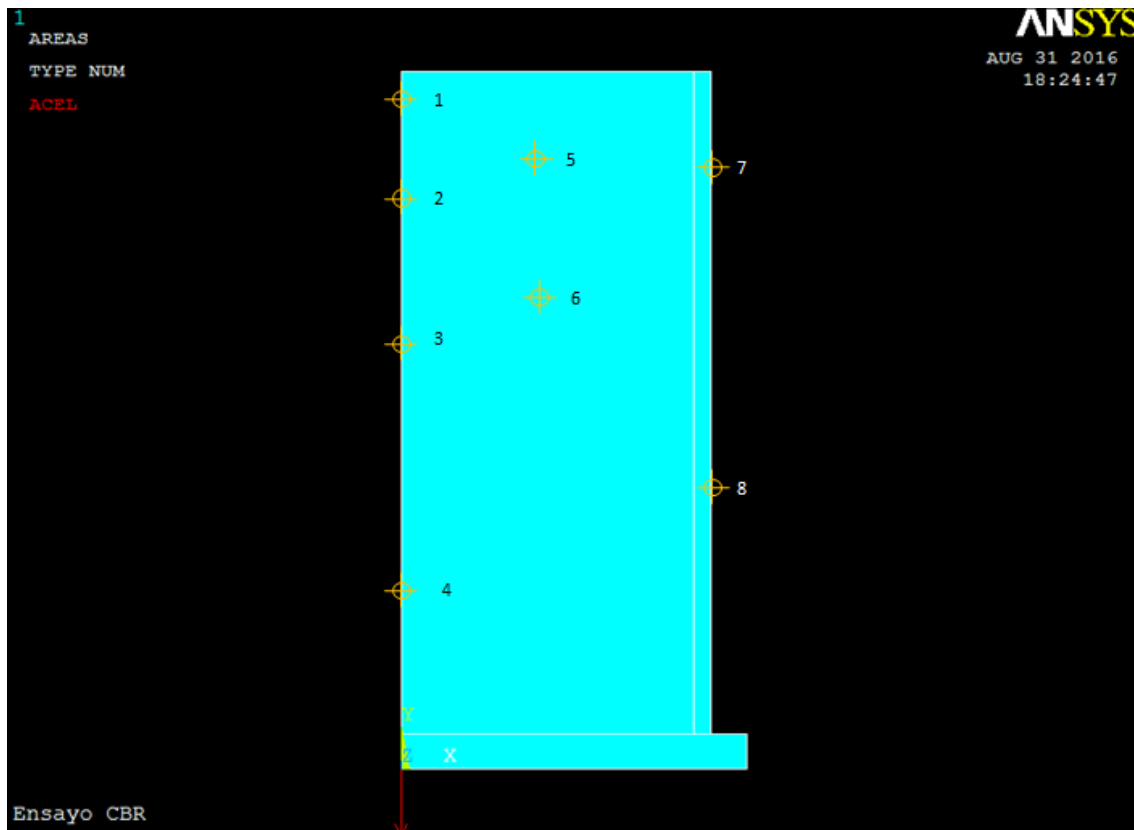


Ilustración 44. Distribución de puntos seleccionados en la probeta⁶.

De la relación de puntos seleccionados, el 7 y 8 únicamente se han seleccionado para contrastar los resultados obtenidos con las bandas extensométricas. Por tanto, únicamente se expondrán resultados relativos a la deformación en el eje z en esos puntos. En referencia al resto, se ha estudiado la evolución de las tensiones y deformaciones en el eje y. Una vez analizados se procederá a obtener la relación de tensiones y deformaciones en el eje x en aquellos puntos donde se produzca plasticidad. Que tal y como se puede observar en la Ilustración 39 corresponden al entorno del punto 1.

⁶ Los puntos seleccionados corresponden a los nodos: 523, 511, 489, 449, 3879, 1674, 2850 y 2880 del caso de estudio 5.

Selección de puntos: 1 a 7.

Tiempo	1		2		3		4		5		6	
	Def. Elas	Def. Plas	Def. Elas	Def. Plas	Def. Elas	Def. Plas	Def. Elas	Def. Plas	Def. Elas	Def. Plas	Def. Elas	Def. Plas
1	-5.30E-04	0	-3.00E-04	0	-7.45E-05	0	-1.51E-05	0	-5.04E-05	0	-2.34E-05	0
2	-1.06E-03	0	-6.00E-04	0	-1.49E-04	0	-3.02E-05	0	-1.01E-04	0	-4.68E-05	0
3	-1.59E-03	0	-9.01E-04	0	-2.24E-04	0	-4.53E-05	0	-1.51E-04	0	-7.01E-05	0
4	-2.12E-03	0	-1.20E-03	0	-2.98E-04	0	-6.04E-05	0	-2.02E-04	0	-9.35E-05	0
5	-2.65E-03	0	-1.50E-03	0	-3.73E-04	0	-7.55E-05	0	-2.52E-04	0	-1.17E-04	0
6	-3.18E-03	0	-1.80E-03	0	-4.47E-04	0	-9.06E-05	0	-3.03E-04	0	-1.40E-04	0
7	-3.71E-03	0	-2.10E-03	0	-5.22E-04	0	-1.06E-04	0	-3.53E-04	0	-1.64E-04	0
8	-4.24E-03	0	-2.40E-03	0	-5.96E-04	0	-1.21E-04	0	-4.03E-04	0	-1.87E-04	0
9	-4.77E-03	0	-2.70E-03	0	-6.71E-04	0	-1.36E-04	0	-4.54E-04	0	-2.10E-04	0
10	-5.30E-03	0	-3.00E-03	0	-7.45E-04	0	-1.51E-04	0	-5.04E-04	0	-2.34E-04	0
11	-5.83E-03	0	-3.30E-03	0	-8.20E-04	0	-1.66E-04	0	-5.55E-04	0	-2.57E-04	0
12	-6.36E-03	0	-3.60E-03	0	-8.94E-04	0	-1.81E-04	0	-6.05E-04	0	-2.81E-04	0
13	-6.89E-03	0	-3.90E-03	0	-9.69E-04	0	-1.96E-04	0	-6.56E-04	0	-3.04E-04	0
14	-7.42E-03	0	-4.20E-03	0	-1.04E-03	0	-2.11E-04	0	-7.06E-04	0	-3.27E-04	0
15	-7.95E-03	0	-4.50E-03	0	-1.12E-03	0	-2.26E-04	0	-7.57E-04	0	-3.51E-04	0
16	-8.48E-03	0	-4.80E-03	0	-1.19E-03	0	-2.42E-04	0	-8.07E-04	0	-3.74E-04	0
17	-9.01E-03	0	-5.10E-03	0	-1.27E-03	0	-2.57E-04	0	-8.57E-04	0	-3.97E-04	0
18	-9.54E-03	0	-5.40E-03	0	-1.34E-03	0	-2.72E-04	0	-9.08E-04	0	-4.21E-04	0
19	-1.01E-02	0	-5.70E-03	0	-1.42E-03	0	-2.87E-04	0	-9.58E-04	0	-4.44E-04	0
20	-1.06E-02	0	-6.00E-03	0	-1.49E-03	0	-3.02E-04	0	-1.01E-03	0	-4.68E-04	0
21	-1.11E-02	0	-6.30E-03	0	-1.57E-03	0	-3.17E-04	0	-1.06E-03	0	-4.91E-04	0
22	-1.17E-02	0	-6.60E-03	0	-1.64E-03	0	-3.32E-04	0	-1.11E-03	0	-5.14E-04	0
23	-1.22E-02	0	-6.90E-03	0	-1.71E-03	0	-3.47E-04	0	-1.16E-03	0	-5.38E-04	0
24	-1.27E-02	0	-7.20E-03	0	-1.79E-03	0	-3.62E-04	0	-1.21E-03	0	-5.61E-04	0
25	-1.32E-02	0	-7.50E-03	0	-1.86E-03	0	-3.77E-04	0	-1.26E-03	0	-5.85E-04	0
26	-1.38E-02	0	-7.80E-03	0	-1.94E-03	0	-3.92E-04	0	-1.31E-03	0	-6.08E-04	0
27	-1.43E-02	0	-8.10E-03	0	-2.01E-03	0	-4.08E-04	0	-1.36E-03	0	-6.31E-04	0
28	-1.48E-02	0	-8.40E-03	0	-2.09E-03	0	-4.23E-04	0	-1.41E-03	0	-6.55E-04	0
29	-1.54E-02	0	-8.70E-03	0	-2.16E-03	0	-4.38E-04	0	-1.46E-03	0	-6.78E-04	0
30	-1.58E-02	0	-8.99E-03	0	-2.23E-03	0	-4.53E-04	0	-1.51E-03	0	-7.01E-04	0
31	-1.64E-02	-1.87E-05	-9.29E-03	0	-2.31E-03	0	-4.68E-04	0	-1.56E-03	0	-7.24E-04	0
32	-1.69E-02	-1.04E-04	-9.58E-03	0	-2.38E-03	0	-4.83E-04	0	-1.61E-03	0	-7.47E-04	0
33	-1.74E-02	-2.10E-04	-9.87E-03	0	-2.45E-03	0	-4.97E-04	0	-1.67E-03	0	-7.70E-04	0
34	-1.79E-02	-3.77E-04	-1.02E-02	0	-2.52E-03	0	-5.12E-04	0	-1.72E-03	0	-7.93E-04	0
35	-1.84E-02	-5.45E-04	-1.05E-02	0	-2.60E-03	0	-5.27E-04	0	-1.77E-03	0	-8.16E-04	0
36	-1.89E-02	-7.12E-04	-1.08E-02	0	-2.67E-03	0	-5.41E-04	0	-1.82E-03	0	-8.39E-04	0
37	-1.94E-02	-8.80E-04	-1.12E-02	0	-2.74E-03	0	-5.56E-04	0	-1.87E-03	0	-8.62E-04	0
38	-1.99E-02	-1.05E-03	-1.15E-02	0	-2.81E-03	0	-5.71E-04	0	-1.92E-03	0	-8.85E-04	0
39	-2.04E-02	-1.22E-03	-1.18E-02	0	-2.88E-03	0	-5.85E-04	0	-1.97E-03	0	-9.08E-04	0
40	-2.09E-02	-1.39E-03	-1.21E-02	-5.18E-05	-2.95E-03	0	-6.00E-04	0	-2.02E-03	0	-9.30E-04	0
41	-2.14E-02	-1.56E-03	-1.24E-02	-1.20E-04	-3.02E-03	0	-6.15E-04	0	-2.07E-03	0	-9.53E-04	0
42	-2.19E-02	-1.74E-03	-1.25E-02	-2.35E-04	-3.09E-03	0	-6.29E-04	0	-2.12E-03	0	-9.76E-04	0
43	-2.24E-02	-1.91E-03	-1.28E-02	-3.69E-04	-3.16E-03	0	-6.44E-04	0	-2.17E-03	0	-9.99E-04	0
44	-2.30E-02	-2.08E-03	-1.31E-02	-5.02E-04	-3.23E-03	0	-6.58E-04	0	-2.22E-03	0	-1.02E-03	0
45	-2.35E-02	-2.25E-03	-1.34E-02	-6.36E-04	-3.30E-03	0	-6.73E-04	0	-2.27E-03	0	-1.04E-03	0
46	-2.40E-02	-2.43E-03	-1.37E-02	-7.70E-04	-3.37E-03	0	-6.87E-04	0	-2.32E-03	0	-1.07E-03	0
47	-2.45E-02	-2.60E-03	-1.40E-02	-9.05E-04	-3.44E-03	0	-7.02E-04	0	-2.38E-03	0	-1.09E-03	0
48	-2.50E-02	-2.78E-03	-1.43E-02	-1.04E-03	-3.51E-03	0	-7.17E-04	0	-2.43E-03	0	-1.11E-03	0
49	-2.55E-02	-2.95E-03	-1.46E-02	-1.17E-03	-3.58E-03	0	-7.31E-04	0	-2.48E-03	0	-1.13E-03	0
50	-2.60E-02	-3.13E-03	-1.49E-02	-1.31E-03	-3.65E-03	0	-7.46E-04	0	-2.53E-03	0	-1.16E-03	0

Tabla 11. Relación de deformaciones unitarias plásticas y elásticas para cada punto seleccionado.

Tiempo	1		2		3		4		5		6	
	σ_y (Mpa)	Def. Uni	σ_y (Mpa)	Def. Uni	σ_y (Mpa)	Def. Uni	σ_y (Mpa)	Def. Uni	σ_y (Mpa)	Def. Uni	σ_y (Mpa)	Def. Uni
1	349882	0.001	177891	0.000	43402	0.000	9012	0.00002	33441	0.0001	14163	0.0000
2	699763	0.001	355781	0.001	86804	0.000	18024	0.00003	66883	0.0001	28325	0.0000
3	1049640	0.002	533672	0.001	130206	0.000	27037	0.00005	100324	0.0002	42488	0.0001
4	1399530	0.002	711562	0.001	173608	0.000	36049	0.00006	133766	0.0002	56650	0.0001
5	1749410	0.003	889453	0.002	217011	0.000	45061	0.00008	167207	0.0003	70813	0.0001
6	2099290	0.003	1067340	0.002	260413	0.000	54073	0.00009	200649	0.0003	84976	0.0001
7	2449170	0.004	1245230	0.002	303815	0.001	63086	0.00011	234090	0.0004	99138	0.0002
8	2799050	0.004	1423120	0.002	347217	0.001	72098	0.00012	267531	0.0004	113301	0.0002
9	3148930	0.005	1601020	0.003	390619	0.001	81110	0.00014	300973	0.0005	127463	0.0002
10	3498820	0.005	1778910	0.003	434021	0.001	90122	0.00015	334414	0.0005	141626	0.0002
11	3848700	0.006	1956800	0.003	477423	0.001	99134	0.00017	367856	0.0006	155788	0.0003
12	4198580	0.006	2134690	0.004	520825	0.001	108147	0.00018	401297	0.0006	169951	0.0003
13	4548460	0.007	2312580	0.004	564228	0.001	117159	0.00020	434739	0.0007	184114	0.0003
14	4898340	0.007	2490470	0.004	607630	0.001	126171	0.00021	468180	0.0007	198276	0.0003
15	5248220	0.008	2668360	0.005	651032	0.001	135183	0.00023	501621	0.0008	212439	0.0004
16	5598100	0.008	2846250	0.005	694434	0.001	144196	0.00024	535063	0.0008	226601	0.0004
17	5947990	0.009	3024140	0.005	737836	0.001	153208	0.00026	568504	0.0009	240764	0.0004
18	6297870	0.010	3202030	0.005	781238	0.001	162220	0.00027	601946	0.0009	254927	0.0004
19	6647750	0.010	3379920	0.006	824640	0.001	171232	0.00029	635387	0.0010	269089	0.0004
20	6997630	0.011	3557810	0.006	868042	0.001	180244	0.00030	668829	0.0010	283252	0.0005
21	7347510	0.011	3735700	0.006	911445	0.002	189257	0.00032	702270	0.0011	297414	0.0005
22	7697390	0.012	3913590	0.007	954847	0.002	198269	0.00033	735711	0.0011	311577	0.0005
23	8047280	0.012	4091480	0.007	998249	0.002	207281	0.00035	769153	0.0012	325740	0.0005
24	8397160	0.013	4269370	0.007	1041650	0.002	216293	0.00036	802594	0.0012	339902	0.0006
25	8747040	0.013	4447260	0.008	1085050	0.002	225306	0.00038	836036	0.0013	354065	0.0006
26	9096920	0.014	4625160	0.008	1128460	0.002	234318	0.00039	869477	0.0013	368227	0.0006
27	9446800	0.014	4803050	0.008	1171860	0.002	243330	0.00041	902919	0.0014	382390	0.0006
28	9796680	0.015	4980940	0.008	1215260	0.002	252342	0.00042	936360	0.0014	396552	0.0007
29	10143500	0.015	5157170	0.009	1258550	0.002	261344	0.00044	969821	0.0015	410702	0.0007
30	10421800	0.016	5330000	0.009	1301390	0.002	270294	0.00045	1003450	0.0015	424784	0.0007
31	10766600	0.016	5502090	0.009	1343880	0.002	279196	0.00047	1037170	0.0016	438801	0.0007
32	11111400	0.017	5674290	0.010	1386100	0.002	288061	0.00048	1070920	0.0016	452763	0.0007
33	11488600	0.018	5846420	0.010	1428120	0.002	296898	0.00050	1104690	0.0017	466690	0.0008
34	11836200	0.018	6017670	0.010	1469910	0.003	305708	0.00051	1138500	0.0017	480579	0.0008
35	12184300	0.019	6191720	0.010	1511610	0.003	314503	0.00053	1172320	0.0018	494449	0.0008
36	12532500	0.020	6363830	0.011	1553190	0.003	323284	0.00054	1206150	0.0018	508301	0.0008
37	12881300	0.020	6637570	0.011	1594650	0.003	332051	0.00056	1239990	0.0019	522135	0.0009
38	13228400	0.021	6814690	0.012	1635970	0.003	340799	0.00057	1273870	0.0019	535946	0.0009
39	13576700	0.022	6997590	0.012	1677230	0.003	349537	0.00059	1307760	0.0020	549743	0.0009
40	13925400	0.022	7176600	0.012	1718400	0.003	358265	0.00060	1341660	0.0020	563529	0.0009
41	14274500	0.023	7319790	0.012	1759510	0.003	366984	0.00061	1375570	0.0021	577304	0.0010
42	14623900	0.024	7426750	0.013	1800530	0.003	375694	0.00063	1409480	0.0021	591070	0.0010
43	14971500	0.024	7607480	0.013	1841480	0.003	384393	0.00064	1443430	0.0022	604822	0.0010
44	15319200	0.025	7789760	0.013	1882430	0.003	393087	0.00066	1477380	0.0022	618567	0.0010
45	15667300	0.026	7970590	0.013	1923290	0.003	401773	0.00067	1511360	0.0023	632303	0.0010
46	16015500	0.026	8150170	0.014	1964110	0.003	410453	0.00069	1545340	0.0023	646034	0.0011
47	16364000	0.027	8330770	0.014	2004910	0.003	419128	0.00070	1579330	0.0024	659759	0.0011
48	16712600	0.028	8509300	0.014	2045640	0.004	427797	0.00072	1613340	0.0024	673480	0.0011
49	17061500	0.028	8688560	0.015	2086370	0.004	436463	0.00073	1647370	0.0025	687196	0.0011
50	17410600	0.029	8868810	0.015	2127150	0.004	445126	0.00075	1681400	0.0025	700910	0.0012

Tabla 12. Relación de tensiones y def. unitaria en el eje y en cada paso de carga.

De este modo, tal y como demuestran los datos, únicamente se produce un comportamiento plástico en el material en el entorno del punto seleccionado número 1. El resto de la probeta presenta una distribución de tensión – deformación lineal.

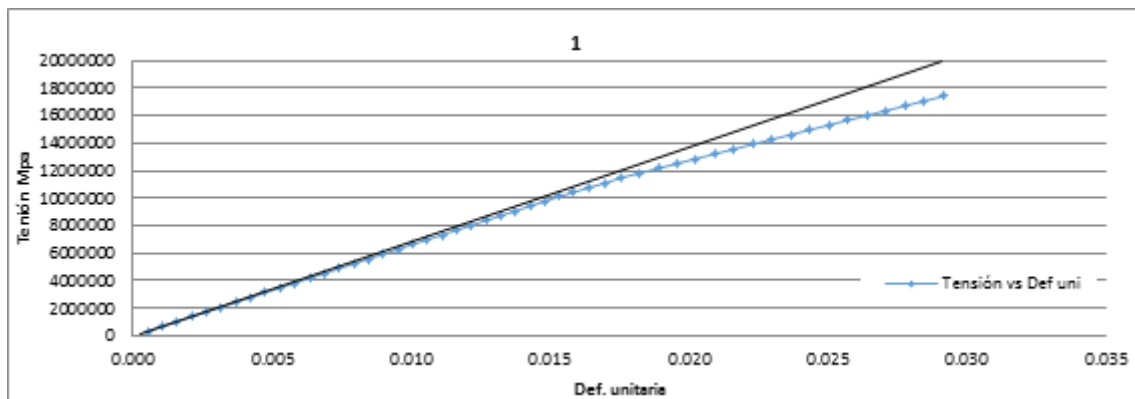


Ilustración 45. Relación de tensiones y deformaciones unitarias en el punto de estudio nº 1. Donde se muestra en negro la línea marcada por el módulo de elasticidad del material

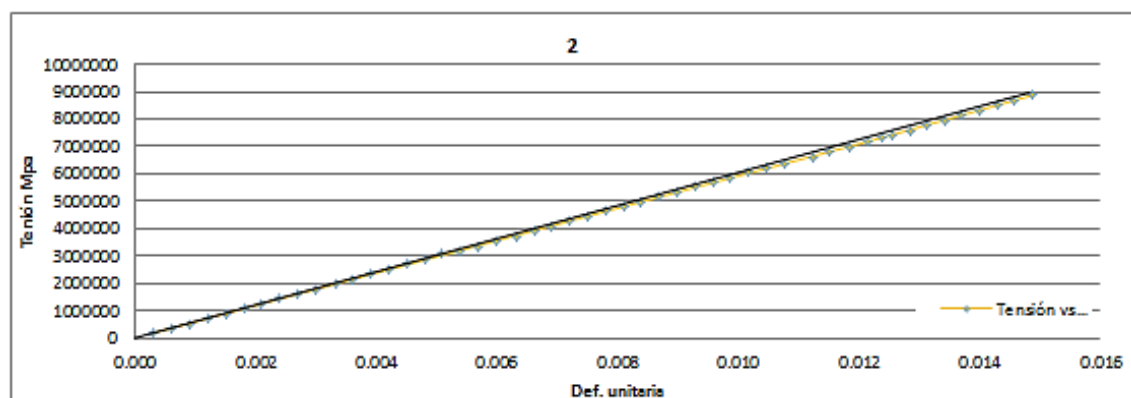


Ilustración 46. Relación de tensiones y deformaciones unitarias en el punto de estudio nº 2. Donde se muestra en negro la línea marcada por el módulo de elasticidad del material.



De la relació de tensions en x, únicament se mostra la distribució del punt de estudi 1. El motiu es que, tal y como ocurre en la distribució de tensions en y, a partir del punto 2 la distribució es prácticamente lineal.

Tiempo	1	
	523	
	σ_x (Mpa)	Def. Uni
1	104713	5.98889E-05
2	209425	0.000119778
3	314138	0.000179667
4	418851	0.000239555
5	523563	0.000299444
6	628276	0.000359333
7	732988	0.000419222
8	837701	0.000479111
9	942414	0.000539
10	1047130	0.000598889
11	1151840	0.000658778
12	1256550	0.000718666
13	1361260	0.000778555
14	1465980	0.000838444
15	1570690	0.000898333
16	1675400	0.000958222
17	1780110	0.00101811
18	1884830	0.001078
19	1989540	0.00113789
20	2094250	0.00119778
21	2198970	0.00125767
22	2303680	0.00131756
23	2408390	0.00137744
24	2513100	0.00143733
25	2617820	0.00149722
26	2722530	0.00155711
27	2827240	0.001617
28	2931950	0.00167689
29	3034200	0.0017341
30	2983440	0.00159104
31	3078500	0.001648144
32	3191670	0.001764621
33	3508420	0.002172132
34	3653010	0.002375027
35	3797990	0.002578398
36	3943170	0.002781962
37	4088540	0.002985791
38	4231050	0.00318735
39	4372480	0.003387482
40	4513870	0.003587554
41	4655080	0.00378741
42	4796050	0.003987003
43	4936120	0.004186143
44	5075400	0.00438444
45	5214220	0.00458217
46	5352890	0.00477975
47	5491320	0.00497704
48	5629650	0.00517423
49	5767850	0.00537128
50	5905880	0.0055682

Tabla 13. Relación de tensiones y def. unitaria en el eje x en cada paso de carga.

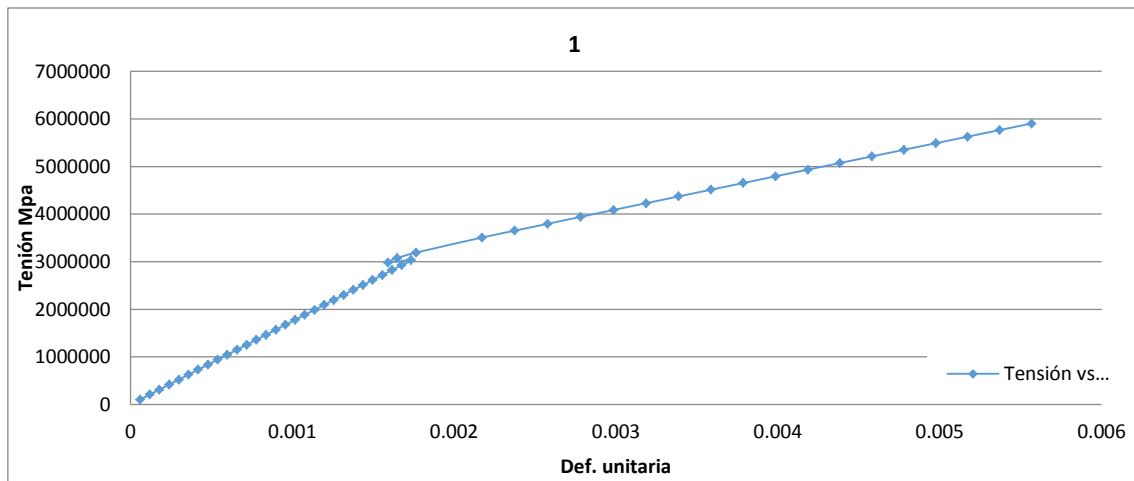


Ilustración 47. Relación de tensiones y deformaciones unitarias x en el punto de estudio 1.

Tal y como se observa en el gráfico anterior, en el punto correspondiente al umbral del límite elástico del material la gráfica toma diversos valores de deformación unitaria hasta converger definitivamente en la rama de plasticidad.

Selección de puntos: 8 y 9.

Tras estudiar la deformación y nivel de tensiones en las zonas exteriores de la probeta, las relaciones de deformaciones únicamente son coincidentes en el orden de magnitud de la galga 1 del ensayo, pto 8 del modelo. Respecto al resto de galgas, la información extraída a partir de los resultados del modelo dan información poco concluyente, con valores muy dispares. Por tanto, no son considerados como válidos.

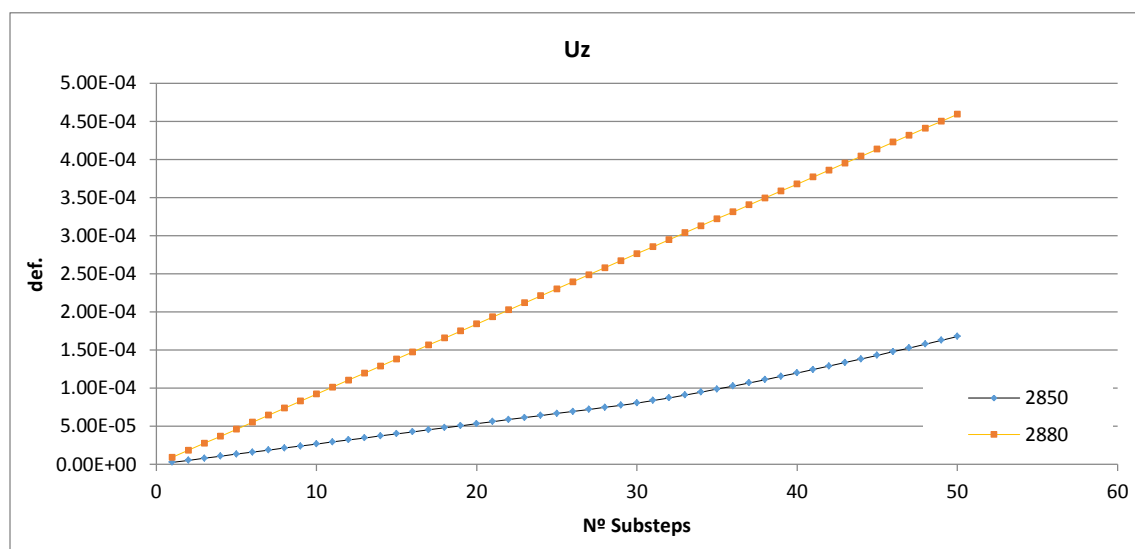


Ilustración 48. Relación de deformación en los puntos 7 y 8 en función del número de substeps.

OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS INTRÍNSECOS DEL TERRENO.

La obtención de los parámetros intrínsecos del terreno en un ensayo Triaxial se obtienen a partir de las tensiones de rotura a cortante del terreno σ_1 y σ_3 . Si bien, en un ensayo CBR no se alcanza la rotura de la probeta, se obtiene un nivel de deformación el cual se considera el terreno como inservible. Esta relación de tensiones máximas alcanzadas han sido las adoptadas para la obtención de los parámetros intrínsecos del terreno. Cabe destacar que, estos niveles de tensiones considerados serán muy próximos a los valores de rotura del material.

A continuación se muestra de forma gráfica la distribución de tensiones en x e y del punto 1 de estudio.

Punto	σ_x Mpa	σ_y Mpa
1	5.91	17.41

Tabla 14. Relación de tensiones máximas en el punto 1

Considerando estas tensiones como tensiones de rotura a cortante del terreno, se procede a representar el círculo de Mohr correspondiente para el caso de estudio.

Node	σ_1 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	$\Delta\sigma$	Centro _{círculo de Mohr}	R _{círculo de Mohr}
511	17.41	5.9	1.15E+01	1.17E+01	5.76E+00

Tabla 15. Valores de representación del círculo de Mohr.

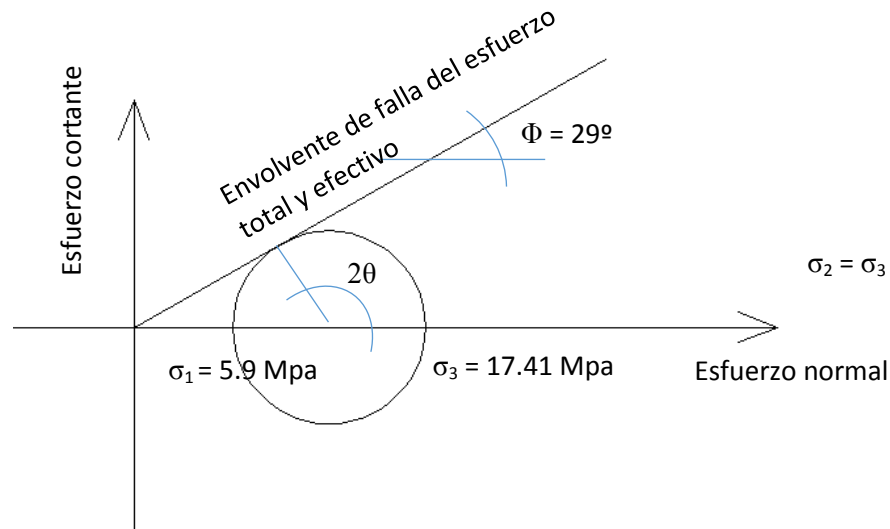


Ilustración 49. Representación del círculo de Mohr de rotura a cortante en el punto estudio considerado.

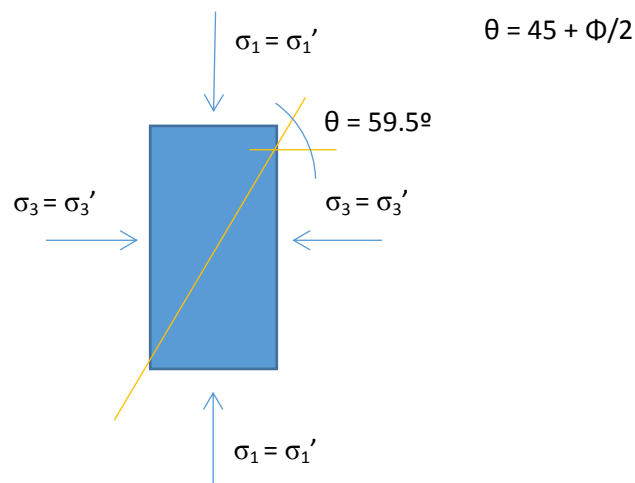


Ilustración 50. Relación de tensiones y ángulo de rotura de falla. Cabe destacar que, en estado saturado las tensiones normales son iguales a las efectivas.

Teniendo en cuenta que la cohesión del terreno es igual a 0 para este tipo de materiales y que el ángulo efectivo está comprendido en el rango de 25-40°. El valor obtenido se considera dentro de un umbral aceptable.

6. Conclusiones y desarrollos futuros

6.1 Conclusiones

De la relación de resultados se concluye que la modelización mediante elementos finitos ha permitido obtener mayor información del ensayo CBR. Este ensayo es muy utilizado en la determinación de la capacidad portante en suelos, siendo de obligado cumplimiento en casi la totalidad de administraciones ferroviarias tanto europeas como americanas. Esto permite que mediante el empleo de elementos finitos, se ponga en valor un ensayo de rápida producción y reducido coste.

Los resultados derivados de este estudio sientan las bases para la determinación de los parámetros intrínsecos de un terreno de forma alternativa a los métodos actuales. Parámetros que a día de hoy, solo son posibles determinar mediante el ensayo Triaxial. Si bien, tal y como se ha comentado anteriormente, para un determinado valor de carga en el ensayo CBR y considerando unos niveles máximos admisibles se puede obtener el valor del desviador. Valor que será necesario concretar en estudios y desarrollos futuros.

6.2 Desarrollos futuros

Los desarrollos y estudios futuros relativos a este trabajo se pueden clasificar en dos grupos. Por un lado, los relativos al modelo de Elementos Finitos y por otro lado los derivados del propio estudio realizado. Para un análisis más detallado de los mismos a continuación se describirán ambos por separado.

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.

Modelo elasto-plástico

Si bien el ensayo CBR objeto de estudio presentaba una gráfica tensión-deformación divisible en dos tramos claramente diferenciados, tramo elástico y tramo de comportamiento plástico, lo habitual es encontrar suelos con curvas más complejas.

El empleo de modelos que se ajusten de una manera más real a las curvas de ensayos permitirían mayor precisión en los datos.



Modelos de deslizamiento de materiales.

Entre el acero del molde y el terreno se produce un deslizamiento del terreno sobre el acero tras la aplicación de la carga. Este comportamiento del material podría ser simulado de una manera más correcta utilizando un modelo de deslizamiento nodo a nodo en el contorno de la probeta, lo que permitiría simular el comportamiento real del terreno. Ajustando en gran medida los resultados en el contorno de la probeta.

ESTUDIO Y ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS INTRÍNSECOS DEL TERRENO.

De acuerdo con el planteamiento desarrollado en el presente trabajo, la obtención de los parámetros intrínsecos del terreno a partir del modelado de un ensayo como el CBR, presenta avances sustanciales en el estudio del comportamiento de la capacidad portante de un suelo. Reduciendo el tiempo y coste en la realización de ensayos. Además, presenta como valor añadido el enriquecimiento de un ensayo muy consolidado en la actualidad.

Esto guarda especial interés en países emergentes, donde la dificultad en el acceso a laboratorios adecuados unido a la escasa disponibilidad de equipos dificulta enormemente la caracterización de suelos. Lo que agrava en gran medida la calidad de las capas subyacentes de las obras lineales. Así, la posibilidad de obtener la totalidad de parámetros de caracterización del suelo a partir de un solo ensayo abre una gran posibilidad de mejora en los estándares de calidad reduciendo los costes.

Para ello, las futuras líneas de investigación deberán centrarse en el estudio de otros tipos de terreno. Estudios que permitirán comprobar y contrastar los resultados y conclusiones obtenidas en el presente Trabajo Final de Máster.

Desde otro punto de vista, la obtención del ángulo de rozamiento interno de las partículas, ϕ , ha sido posible considerando una cohesión del terreno $c = 0$, cohesión correspondiente a terrenos granulares. Así, estudios que permitan alternativas en la obtención de la cohesión en suelos serán fundamentales en el desarrollo de investigaciones en materiales no granulares.

7. Bibliografía

- [1] Propuesta de nuevas capas para soporte de carga y atenuación de vibraciones en una vía ferroviaria, desarrolladas a partir de mezclas de material granular y partículas de neumático fuera de uso triturado. Trabajo Final de Máster MATTU. Carlos Hidalgo Signes. 2012
- [2] Kim, I. and E. Tutumluer, *Unbound Aggregate Rutting Models for Stress Rotations and Effects of Moving Wheel Loads*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2005. **1913**(-1): p. 41-49.
- [3] Brown, S.F., *36th Rankin Lecture: Soil mechanics in pavement engineering*. Géotechnique, 1996. **46**(3): p. 383-426.
- [4] Edwards, J.P., *Laboratory Characterisation of Pavement Foundation Materials*, in *Centre for Innovative and Collaborative Engineering (CICE)*. 2007, Loughborough University: Loughborough.
- [5] Lee, D.H., et al., *Mechanical behavior of Tien-Liao mudstone in hollow cylinder tests*. Canadian Geotechnical Journal, 2002. **39**(3): p. 744-756.
- [6] Saada, A.S. and A.K. Baah. *Deformation and failure of a cross anisotropic clay under combined stresses*. in *3rd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1967. Caracas, Venezuela.
- [7] Lade, P.V. *Torsion shear tests on cohesionless soil*. in *5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1975. Buenos Aires, Argentina.
- [8] Hight, D.W., A. Gens, and M.J. Sumes, *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils*. Géotechnique, 1983. **33**(4): p. 335-383.
- [9] Saada, A.S., ed. *Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations*, ASTM STP 977. American Society for Testing and Materials, ed. R.T. Donaghe, R.C. Chaney, and M.L. Silver. 1988: Philadelphia, Pa. 766-795.
- [10] Seed, H.B., C.K. Chan, and C.L. Monismith. *Effects of repeated loading on the strength and deformation of a compacted clay*. in *Highway Research Board*. 1955.
- [11] CEN, *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*, in *EN 13286-7*. 2004, European Committee for Standardization (CEN): Brussels
- [12] Semmelink, C.J., *The use of the DRTT K-mould to determine the elastic and shear properties of pavement materials*. 1991, Division of Roads and Transport Technology, CSIR: Pretoria.
- [13] Edwards, J.P., *Laboratory Characterisation of Pavement Foundation Materials*, in *Centre for Innovative and Collaborative Engineering (CICE)*. 2007, Loughborough University: Loughborough.
- [14] Characterization of Unbound Granular Materials for Pavements. Thesis Araya. 2011.