



Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia



Estudio del ensayo a Carga Puntual en materiales calizos de la Comunidad Valenciana.

**Propuesta de modificación del factor de corrección por tamaño
y correlación del $I_{s(50)}$ con la Resistencia a Compresión Simple.**

Autor: Manolo Adolfo Galván Ceballos
Ingeniero Civil

Valencia, Febrero de 2011

Manolo Adolfo Galván Ceballos

Email: mgc8@hotmail.com
magalce@doctor.upv.es



Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia



Estudio del ensayo a carga puntual en materiales calizos de la Comunidad Valenciana.

Propuesta de modificación del factor de corrección por tamaño y correlación del $I_{s(50)}$ con la Resistencia a Compresión Simple.

Tesis doctoral por D. Manolo Adolfo Galván Ceballos en cumplimiento de los requisitos necesarios para optar al grado de Doctor, dirigida por D. Jorge Iván Preciado Romero, Doctor en Ingeniería de Caminos Canales y Puertos.

Valencia, Febrero de 2011

VºBº

Doctorando

Jorge Iván Preciado Romero

Manolo Adolfo Galván Ceballos

(Página dejada en blanco deliberadamente)



SUMARIO

Prólogo	3
Resumen	9
Resum	11
Abstract	13
Agradecimientos	15
Índice general	17
Índice de Figuras	21
Índice de Tablas	31
Notación utilizada	37
1 Introducción	41
2 Planteamiento, objetivos y alcance	47
3 Metodología	53
4 Estado del arte	59
5 Campañas experimentales realizadas	133
6 Análisis y resultados obtenidos	229
7 Resumen y conclusiones	359
8 Futuras líneas de investigación	369
Bibliografía	373
Anexos	A
A1 Información geológica	A-03
A2 Métodos de ensayos utilizados	A-61
A3 Nomograma	A-65
A4 Ensayos realizados	CD



(Página dejada en blanco deliberadamente)

Prólogo

La resistencia a compresión uniaxial, o Resistencia a Compresión Simple, es uno de los parámetros ingenieriles más preponderantes en la Mecánica de Rocas, y por tanto lo es su determinación.

Es un parámetro que sirve para disponer de un criterio no lineal de resistencia de la matriz rocosa, más adecuado que el criterio lineal de Mohr-Coulomb basado en los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento, conceptos que para el caso de la matriz rocosa, al menos, “chirrían”.

Igualmente es imprescindible para los criterios de rotura del macizo rocoso y, en concreto, para el criterio de Hoek-Brown, el más ampliamente aceptado y utilizado en la actualidad.

También es necesario para la evaluación de la “calidad geomecánicas” de los macizos rocosos de la clasificación de Bieniawski (RMR), que permite tener un “orden de entendimiento” del hecho natural complejo que es un macizo rocoso; otro asunto, en el que no entraremos aquí, es el uso inadecuado que se haga de ese “entendimiento” del macizo, utilizándolo como solución del problema y no como una herramienta más de diseño previo.

Sea como fuere, la determinación de la Resistencia a Compresión Simple (RCS) es necesaria e imprescindible, pero no resulta sencilla, pues aunque entendamos y utilicemos la RCS como una propiedad intrínseca de la matriz, lo que en realidad manejamos es una determinación de la misma y ese proceso o método de determinación, entre otras cosas, provoca una variabilidad manifiesta en su magnitud.

De ese modo, lo que se denomina “Resistencia a Compresión Simple” es un convencionalismo, que se corresponde al valor que se obtiene sometiendo una probeta de roca a un ensayo de compresión uniaxial, con unas condiciones, tanto

del procedimiento de ensayo como de las características de la probeta, fijadas en las normativas de ensayo.

Pero ocurre que no siempre es posible determinar ese valor correspondiente al resultado del ensayo normalizado, bien porque el esfuerzo y coste de realización del ensayo no son adecuados para el nivel de estimación de la RCS que se necesita, o bien porque, sencillamente, no puede realizarse dicho ensayo cumpliendo todos sus requisitos.

Por esa razón han proliferado los métodos alternativos para la determinación, con mayor o menor aproximación, de la RCS de la matriz rocosa: desde la correlación con diferentes “propiedades no mecánicas” de la matriz, o la estimación con el sencillo ensayo organoléptico del martillo de geólogo, hasta la correlación con propiedades mecánicas obtenidas en ensayos menos exigentes en su realización que el de RCS.

Dentro del último grupo, tres son los ensayos más utilizados para su correlación con la RCS, que, por orden de aparición cronológica son: el ensayo para la determinación de la dureza superficial (Martillo de Schmidt), el ensayo para la determinación de la resistencia a tracción indirecta (Tracción Brasileña) y el ensayo para la determinación de la resistencia a la Carga Puntual (Franklin o Point-Load).

El ensayo con el Martillo de Schmidt proporciona una estimación del rango en el que se encuentra la RCS y es apropiado para las primeras determinaciones in – situ de una estación geomecánica.

El ensayo Brasileño proporciona un valor de la resistencia a tracción aceptable, pero su correlación con la RCS está lejos de ser aceptable más allá de la mera orientación.

El ensayo a Carga Puntual fue definido por Reichmuth (1968) y estandarizado por Broch y Franklin (1972), resultando un ensayo sencillo y poco exigente en la ejecución, planteándose pronto la correlación entre el índice de Resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$ (normalizado para probetas cilíndricas a carga diametral de 50 mm de diámetro) y la Resistencia a Compresión Simple σ_c , del tipo $\sigma_c = \beta \cdot I_{s(50)}$

Bieniawski (1974) propuso el valor de $\beta = 24$ y posteriormente Brook (1985) el de $\beta = 22$. Estos valores han sido, y son, ampliamente utilizados para todo tipo de rocas, aunque se ha comprobado que varían entre 6 (o menos) y 30 (o más), según el tipo de roca.

Bieniawski, en principio, propuso utilizar su correlación para la valoración de la RCS en su clasificación, pero posteriormente lo desaconsejó, debido a la variabilidad que podía tener el coeficiente β .

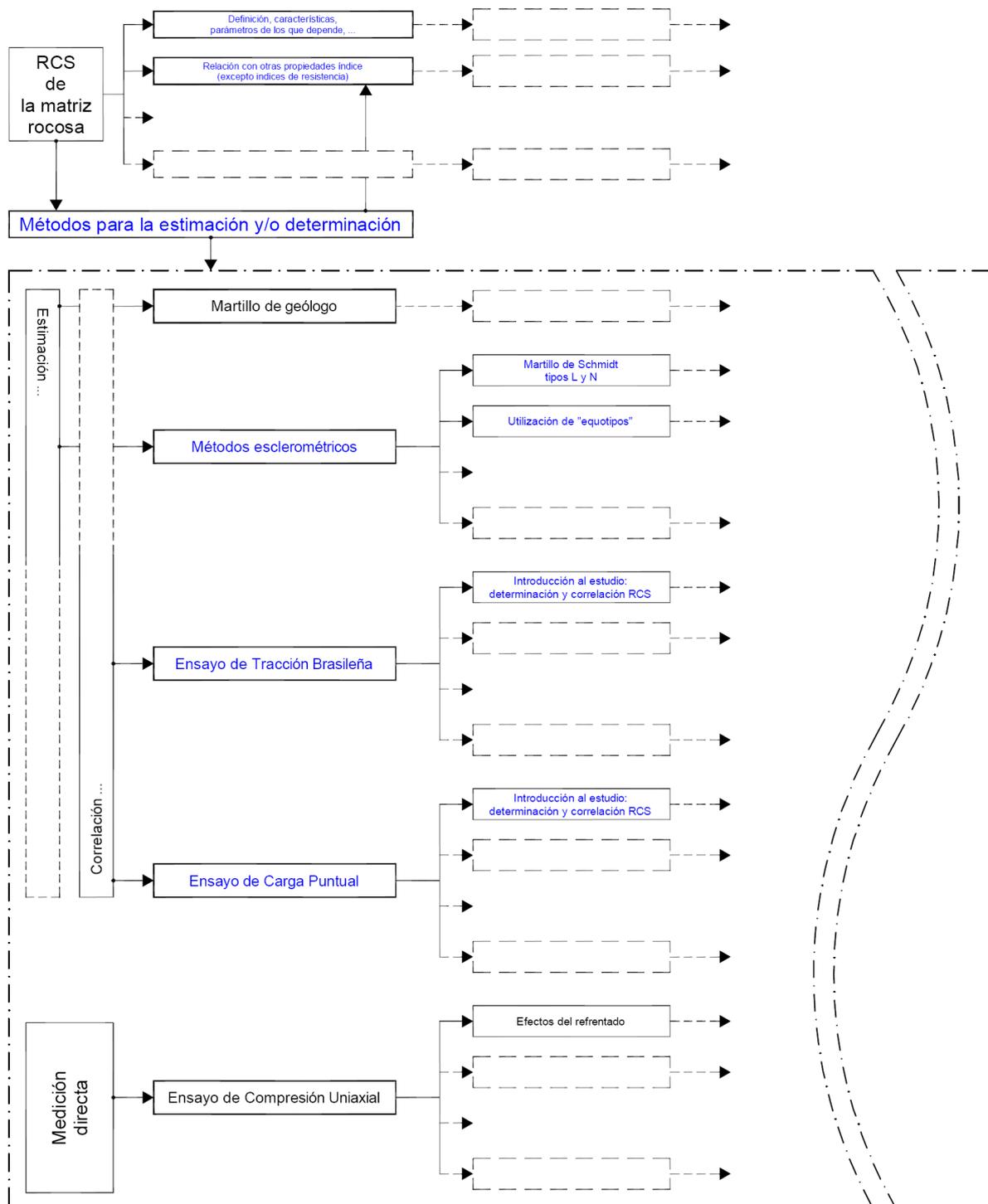
El Grupo de Investigación de Mecánica de Rocas, del Departamento de Ingeniería del Terreno de la UPV, tiene abiertas líneas de investigación sobre la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa, centradas fundamentalmente en los métodos para su determinación y en las calizas de la Comunidad Valenciana.

El presente trabajo, presentado por D. Manolo Adolfo Galván Ceballos para la obtención de su título de Doctor, es el inicio de una de esas líneas de investigación (ver diagrama adjunto).

Este trabajo es el punto de partida para el estudio del ensayo a Carga Puntual en calizas; dicho estudio se centra fundamentalmente en la obtención del Índice de Resistencia a la Carga Puntual, $I_{s(50)}$ y su correlación con la Resistencia a Compresión Simple.

La obtención del $I_{s(50)}$ puede realizarse, según las diversas normativas, de dos modos diferentes.

Para el primer método, que es el más aconsejable, debe disponerse de varias determinaciones para cada una de las cuales se habrá obtenido una carga de rotura P para un diámetro equivalente de la muestra D_e ; representando en una gráfica doblemente logarítmica los puntos $(P; D_e)$, se obtiene, ignorando los puntos no alineados, una recta que proporciona el valor de rotura P_{50} correspondiente a



Una muestra de 50 mm de diámetro ($D_e = 50$ mm), siendo el índice de resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)} = P_{50} / (D_e)^2$.

Como habitualmente no se dispone de suficientes determinaciones para poder construir la curva $P - D_e$ con garantías; la norma propone calcular el índice $I_s = P / (D_e)^2$, y multiplicarlo por el denominado “factor de corrección por tamaño” $F = (D_e / 50)^{0,45}$.

Pues bien, con el presente trabajo, que inicia una base de datos para el estudio de la resistencia de las calizas de la Comunidad Valenciana obtenida por diferentes métodos, se va a determinar la mejor equivalencia entre los dos métodos de obtención del índice de resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$. Igualmente se comienza el estudio de la expresión del factor de corrección por tamaño (Serón, 2008) más adecuado para las calizas por el segundo método.

Jorge Preciado Romero

José B. Serón Gáñez

Profesores del Departamento de Ingeniería del Terreno

Valencia, Febrero de 2011



(Página dejada en blanco deliberadamente)

Resumen

Entre los parámetros de cálculo más importantes en la Mecánica de Rocas, se encuentra la Resistencia a Compresión Simple, como un valor que nos ayuda a la caracterización y estudio del comportamiento de los macizos rocosos. Contar con una buena correlación entre el ensayo de Carga Puntual (PLT) y de Resistencia a Compresión Simple (RCS) puede ser de gran importancia, pues se obtienen beneficios por la realización de ensayos más rápidos y económicos, que pueden aportar la misma seguridad en los cálculos de estructuras y actuaciones en macizos rocosos. Un paso previo para poder aplicar dicha correlación es disponer de un buen método de determinación de la Resistencia a la Carga Puntual. Esa correcta determinación es bastante confiable cuando se dispone de un número suficiente de ensayos con probetas de la misma naturaleza, pero habitualmente no es así y debe aplicarse un factor de corrección por tamaño $F=(D_e / 50)^\alpha$, con un $\alpha = 0,45$. En el presente trabajo se estudia la adecuación de dicho factor y se inicia el estudio de un factor alternativo, para el que se propone una expresión en la que el exponente α es del tipo $\alpha^* = C_1 - C_2 \times I_{s(50),F}$, donde $I_{s(50),F}$ es el índice de resistencia a la Carga Puntual obtenido con el factor F normativo. También, es importante conocer antes de realizar los ensayos de PLT, las dimensiones óptimas de las probetas (relación L / D) para una adecuada aplicación de la carga (P). El trabajo se centra en las Calizas de la Comunidad Valenciana (España) porque representan un porcentaje muy elevado de las rocas existentes en esa comunidad. Para su ejecución se han realizado más de 700 ensayos in-situ y en laboratorio, de los cuales 346 son ensayos de PLT, 45 ensayos de RCS y el resto son determinaciones de otros parámetros caracterizadores como son: peso específico y porosidad, durabilidad al desmoronamiento (Slake-Durability), velocidad ultrasónica, etc. Con todas estas determinaciones se pretende iniciar una base de datos para futuras investigaciones.

Palabras Clave

Resistencia a la Carga Puntual. Ensayo de Carga Puntual (PLT). Ensayo Franklin. Factor de corrección por tamaño. Resistencia a compresión simple (RCS). Correlación. Modelización. Mecánica de Rocas.



(Página dejada en blanco deliberadamente)

Resum

Entre els paràmetres de càlcul més importants en la mecànica de roques, es troba la resistència a la compressió simple, un valor que ens ajuda a la caracterització i l'estudi del comportament dels massissos rocosos. Disposar d'una bona correlació entre l'assaig de resistència a la compressió simple (RCS) i el de càrrega puntual (PLT) pot ser d'una gran importància, ja que s'obtenen beneficis per la realització d'assajos més ràpids i econòmics, que poden aportar la mateixa seguretat en els càlculs d'estructures i actuacions en massissos rocosos. Un pas previ per a poder aplicar aquesta correlació és disposar d'un bon mètode de determinació de la resistència a la càrrega puntual. Aquesta determinació correcta és bastant fiable quan es disposa d'un nombre suficient d'assajos amb provetes de la mateixa naturalesa, però habitualment no és així, i s'ha d'aplicar un factor de correcció per grandària $F = (D_e / 50)^\alpha$, amb un $\alpha = 0,45$. En aquest treball s'estudia l'adequació d'aquest factor i s'inicia l'estudi d'un factor alternatiu, per al qual es proposa una expressió en què l'exponent α és del tipus $\alpha^* = C_1 - C_2 \times I_{s(50),F}$, on $I_{s(50),F}$ és l'índex de resistència a la càrrega puntual obtingut amb el factor F normatiu. També, és important conèixer, abans de fer els assajos de PLT, les dimensions òptimes de les provetes (relació L / D) per a una aplicació adequada de la càrrega (P). El treball se centra en les calcàries de la Comunitat Valenciana (Espanya), perquè representen un percentatge molt elevat de les roques d'aquesta comunitat. Per a executar-lo, s'han dut a terme més de 700 assajos entre camp i laboratori, dels quals 346 són assajos de PLT, 45 assajos d'RCS i la resta són determinacions d'altres paràmetres caracteritzadors, com ara: pes específic i porositat, durabilitat a l'enfonsament (*slake durability*), velocitat ultrasònica, etc. Amb totes aquestes determinacions es pretén iniciar una base de dades per a futures investigacions.

Paraules clau

Resistència a la càrrega puntual. Assaig de càrrega puntual (PLT). Assaig Franklin. Factor de correcció per grandària. Resistència a la compressió simple (RCS). Correlació. Modelització. Mecànica de roques.



(Página dejada en blanco deliberadamente)

Abstract

Unconfined compressive strength is one of the most important engineering parameters in rock mechanics, used to characterize and study the behavior of solid rocks. A good correlation between the unconfined compressive strength test (UCS) and the point load test (PLT) can be very useful because it allows for faster and cheaper testing than others with the same security to calculate the structures and performances of solid rocks. A preliminary step to implement the correlation is to have a good method for determining the resistance to point load. This determination is quite correct if you have enough number of tests on specimens of the same nature, but usually it does not occur and it is necessary to apply a size correction factor $F = (D_e / 50)^\alpha$, with $\alpha = 0,45$. In this paper, we study how adequate this factor and begin the study of an alternative factor. The expression proposed to define this alternative factor contains an exponent α , the α^* type $\alpha^* = C_1 - C_2 \times I_{s(50),F}$, where $I_{s(50),F}$ is the resistance index to the point load obtained with the normative factor (F). It is also important to know before PLT tests, the optimum size of the specimens (L / D). This study is based on the limestone from Comunidad Valenciana (Spain) because they represent a very high percentage of their rocks. The implementation has been conducted over 700 tests between in-situ and laboratory, of which 346 are PLT test, 45 are UCS test and the rest are other parameters such as: porosity and specific weight, Slake - Durability, ultrasonic velocity, among others. All these determinations are intended to start a database for future research.

Keywords

Resistance to point load. Point load test (PLT). Franklin test. Size Correction factor. Uniaxial compressive strength. Correlation. Modeling. Rock Mechanic.



(Página dejada en blanco deliberadamente)

Agradecimientos

En las siguientes líneas me gustaría expresar mi más sincero agradecimiento, a todas aquellas personas que, de una forma u otra, han contribuido para que este trabajo se haya podido realizar.

En primer lugar a Dios por darme la oportunidad de estar aquí, a mi esposa Luz Elena por el apoyo que siempre me ha dado, a mis padres, hermanos y amigos.

A los profesores D. Jorge Preciado Romero y D. José Serón Gañez, que me han guiado en la realización del mismo.

Igualmente doy las gracias a todos los que me han facilitado el acceso a las distintas muestras tomadas en las siguientes ubicaciones:

En las obras de la nueva carretera CV – 13, a la CONSELLERÍA DE INFRAESTRUCTURAS Y TRANSPORTE, a la UTE CARRETERA TORREBLANCA – AEROPUERTO, a la Asistencia Técnica, INDECAS y a D. Francisco Izquierdo Silvestre, asesor geotécnico de las obras y Catedrático del Departamento de Ingeniería del Terreno.

La utilización de las muestras, procedentes de los sondeos de reconocimiento para el Proyecto Básico del Túnel Urbano en Cullera, ha sido posible gracias a la CONSELLERÍA DE INFRAESTRUCTURAS Y TRANSPORTE, a la consultora IVA-LEYING, S.A., encargada de la redacción del proyecto y a D. José Serón Gañez, asesor geotécnico para el proyecto.

Los ensayos y muestras tomadas en las obras de duplicación de calzada de la N-340, tramo Gandía – Xeresa, fueron posibles gracias a la Demarcación de Carreteras del MINISTERIO DE FOMENTO en la Comunidad Valenciana y a MIDASCON, S.A.



En cuanto, a las muestras tomadas de la planta de Sierra Gorda, agradezco por su cooperación y colaboración a D. Jesús Moreno Delgado (Gerente) y Andrés García Carrero (técnico responsable de la planta).

También agradezco al Director y profesorado del Departamento de Ingeniería del Terreno y en especial al profesor D. Luis Ángel Alonso Matilla por la asesoría en petrología.

Finalmente, con respecto a las muestras tomadas en la ladera de acceso al embalse de Loriguilla; cantera de Guerola; talud de la Pobl de Arenoso y desmontes de la ampliación de la A-7 en el Puerto de Albaida, tengo que agradecer a los profesores y personal del Departamento, que me permitieron asistir a las prácticas de campo de Mecánica de Rocas y de los trabajos de investigación.

Por último, y no por ello menos importante, me gustaría agradecer al personal de los laboratorios del Departamento de Ingeniería del Terreno y el laboratorio de Caminos, y en concreto a D. Carlos Hidalgo, D. Ángel Morilla y D. Elías Medel, por su apoyo y colaboración prestada para la realización de los ensayos en las instalaciones de dichos laboratorios.

Manolo Adolfo Galván Ceballos

Valencia, Febrero de 2011

ÍNDICE GENERAL

1. Introducción	41
2 Planteamiento, objetivos y alcance	47
2.1. Planteamiento del problema	48
2.2. Objetivos	50
2.3 Alcance y beneficios	51
3 Metodología	53
3.1. Realización de ensayos	55
3.2. Estudio y análisis de resultados	57
4 Estado del arte	59
4.1. Comportamiento tenso – deformacional de la matriz rocosa	61
4.2. Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa	67
4.3. Resistencia a tracción de la matriz rocosa	73
4.4. Resistencia a Carga Puntual de la matriz rocosa	76
4.5. Criterios de rotura de la matriz rocosa	92
4.5.1. Criterio de Mohr-Coulomb	92
4.5.2. Criterio de Hoek y Brown	94
4.6. Métodos de ensayo para la estimación y/o determinación de la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa	100
4.6.1. Ensayo con el martillo de geólogo	102
4.6.2. Ensayo con el martillo de Schmidt	103
4.6.3. Ensayo de resistencia a tracción indirecta (ensayo Brasileño)	104
4.6.4. Ensayo de Carga Puntual	106



4.7.	Ensayo de resistencia a compresión uniaxial	111
4.8.	Ensayo de resistencia a la Carga Puntual	124
5.	Campañas experimentales realizadas	133
5.1.	Campaña experimental en la carretera CV – 13	137
5.1.1.	Breve descripción de las obras de la carretera CV – 13	137
5.1.2.	Descripción de las muestras y ensayos en la CV – 13	138
5.1.2.1.	Primera campaña de ensayos	139
5.1.2.2.	Segunda campaña de ensayos	142
5.1.3.	Resultados de los ensayos en campo y laboratorio con las muestras procedentes de la Carretera CV-13	147
5.1.3.1.	1ª Campaña CV – 13: 1ª Tanda: Ensayos PLT in-situ (con dimensiones normativas y no normativas).	147
5.1.3.2.	1ª Campaña CV – 13: 2ª Tanda: PLT en laboratorio (con probetas de dimensiones no normativas)	149
5.1.3.3.	1ª Campaña CV – 13: 3ª Tanda: PLT en laboratorio (con probetas de dimensiones normativas)	150
5.1.3.4.	2ª Campaña CV – 13: 4ª Tanda: RCS y PLT en laboratorio (con y sin dimensiones normativas)	151
5.1.3.5.	2ª Campaña CV – 13: 5ª Tanda: PLT en laboratorio (con probetas de dimensiones normativas)	154
5.1.3.6.	2ª Campaña CV – 13: 6ª Tanda: Laboratorio (ensayos complementarios de identificación)	155
5.2.	Campaña experimental en el proyecto del Túnel de Cullera	163
5.2.1.	Breve descripción del estudio para el Túnel de Cullera	163
5.2.2.	Descripción de las muestras y ensayos realizados con testigos de los sondeos del Túnel de Cullera	167
5.2.3.	Resultados de los ensayos en campo y laboratorio con las muestras de los sondeos para el Túnel de Cullera	169
5.2.3.1.	1ª Campaña Túnel de Cullera: Ensayos PLT in situ	169
5.2.3.2.	2ª Campaña Túnel de Cullera: Laboratorio	184
5.3.	Ensayos con muestras de las obras de duplicación de calzada en la N – 332, tramo Gandía – Xeresa	191
5.4.	Ensayos con muestras de un talud de la carretera de acceso al embalse de Loriguilla	194
5.5.	Ensayos con muestras de la planta de Sierra Gorda, Bellús	197



5.5.1.	Breve descripción de la planta de Sierra Gorda	197
5.5.2.	Descripción de las muestras y ensayos realizados a la planta de Sierra Gorda	198
5.5.2.1.	Primera campaña de ensayos	201
5.5.2.2.	Segunda campaña de ensayos	203
5.5.2.3.	Tercera campaña de ensayos	208
5.5.2.4.	Cuarta campaña de ensayos	210
5.5.2.5.	Quinta campaña de ensayos	211
5.6	Ensayos con muestras de taludes en la cantera de Guerola (Onteniente)	216
5.7	Ensayos con muestras de un talud en Puebla de Arenoso (Castellón)	220
5.8	Ensayos con muestras de desmontes de la ampliación de la A-7 en el puerto de Albaida (Alicante)	224
6.	Análisis de los resultados obtenidos	229
6.1.	Introducción	230
6.1.1.	Cálculo de la resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$	232
6.1.2.	Obtención del nuevo factor de corrección por tamaño	235
6.2.	Sobre la distribución de los tamaños de muestra ensayados	238
6.2.1.	Distribución de tamaños en las campañas de la CV – 13	242
6.2.2.	Distribución de tamaños en la cantera de Bellús	247
6.3	Estudio por tandas de ensayos de las campañas de la CV – 13	249
6.3.1.	Tandas de la 1ª campaña	249
	1ª Tanda	249
	3ª Tanda	250
6.3.2.	Tandas de la 2ª campaña	260
	4ª Tanda	260
	5ª Tanda	268
6.3.3.	Conclusiones sobre el valor de α en el análisis por tandas	278
6.4.	Análisis conjunto por niveles de resistencia	280
6.4.1.	Análisis por grupos generales de resistencia	286
6.4.2.	Análisis por subgrupos de resistencia	299
6.4.3.	Análisis por intervalos de resistencia de 1 MPa	312



6.5.	Resumen y contraste de resultados del estudio de la CV-13	327
6.6.	Verificación del valor del L/D en el ensayo PLT	328
6.6.1.	Análisis de la relación L/D de la cantera de Bellús	339
6.6.2.	Análisis de la relación L/D del desprendimiento en un Macizo en Puebla de Arenoso	342
6.6.3.	Análisis de la relación L/D de la A-7 en puerto de Albaida	343
6.6.4.	Análisis de la relación L/D de la cantera de Guerola (Onteniente)	344
6.7.	Correlación entre el PLT y la RCS	346
6.7.1.	Comparación de las muestras por la variable del $I_{s(50)}$	346
6.7.2.	Comparación de las muestras por la variable de σ_c	349
6.7.3.	Correlación general del PLT y la RCS	351
6.7.4.	Otras correlaciones del PLT y la RCS	352
6.8.	Resumen y contraste de resultados de la correlación entre el PLT y la RCS	355
7.	Resumen y conclusiones	359
8.	Futuras líneas de investigación	369
	Referencias y Bibliografía	373
Anexos:	A1: Información complementaria sobre las ubicaciones De las campañas experimentales (información geológica, tectónica y petrológica)	(A1)
	A2: Métodos de ensayo utilizados	(A2)
	A3 Nomograma	(A3)
	A4: Ensayos realizados	(en CD adjunto)



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura nº 1:	Curva tensión – deformación	62
Figura nº 2:	Fracturación: nucleación y crecimiento de una grieta	65
Figura nº 3:	Esquemas de deslizamiento cristalino	66
Figura nº 4:	Compresión simple	67
Figura nº 5:	Criterio lineal de rotura de Morh-Coulomb	68
Figura nº 6:	Variación de la resistencia a compresión en función del ángulo de aplicación de la carga.	69
Figura nº 7:	Tracción simple	73
Figura nº 8:	Criterio de Griffith	74
Figura nº 9:	Tracción brasileña	75
Figura nº 10:	Modos de rotura típicos en probetas cilíndricas	77
Figura nº 11:	Influencia del contenido de agua en la RCS	80
Figura nº 12:	Variación de la media y mediana del ensayo de PLT	82
Figura nº 13:	Valores teóricos del coeficiente de tensión de tracción según el coeficiente de Poisson y la relación D/L.	84
Figura nº 14:	Gráfico para la evaluación del GSI	96
Figura nº 15:	Indicaciones para la determinación del parámetro D.	97
Figura nº 16:	Criterio de rotura de Hoek-Brown para la matriz rocosa	99
Figura nº 17:	Ejemplos de maza y martillo de geólogo	102
Figura nº 18:	Martillo de Schmidt y ejecución del ensayo	103
Figura nº 19:	Gráfica para la determinación de la RCS con el martillo de Schmidt tipo L	103
Figura nº 20:	Ensayo de tracción brasileña	104
Figura nº 21:	Requerimientos para la muestra de ensayo	113
Figura nº 22:	Prensa del Laboratorio de Mecánica de Rocas	



	del Departamento de Ingeniería del Terreno (UPV)	114
Figura nº 23:	Variación de la RCS con el diámetro de la probeta	116
Figura nº 24:	Resistencia a compresión simple frente a la porosidad para pizarras y areniscas	119
Figura nº 25:	Resistencia a compresión simple frente al peso específico. Calizas de Ribarroja del Ebro	120
Figura nº 26:	Fases del ensayo de Resistencia a Compresión Simple	122
Figura nº 27:	Prensa de Carga Puntual para el ensayo Franklin	124
Figura nº 28:	Máquina en laboratorio para el ensayo de Carga Puntual (Departamento de ingeniería del terreno UPV)	125
Figura nº 29:	Máquina en campo para el ensayo de Carga Puntual (Departamento de ingeniería del terreno UPV)	125
Figura nº 30:	Requisitos geométricos de las probetas para el ensayo de Carga Puntual	126
Figura nº 31:	Formas de rotura para ensayos válidos y nulos	127
Figura nº 32:	Procedimiento para la determinación gráfica de P_{50}	128
Figura nº 33:	Gráfico del factor de corrección F por tamaño	129
Figura nº 34:	Índices de Carga Puntual para diferentes tipos de roca	131
Figura nº 35:	Variación de los índices de Carga Puntual para las calizas	132
Figura nº 36:	Ubicación de las zonas de estudio	134
Figura nº 37:	Detalle del desmonte N. 8 de las obras de la CV-13	138
Figura nº 38:	Muestras para el ensayo PLT en campo (desmonte Nº 8)	139
Figura nº 39:	Ejemplo de fragmentos para tallar y ensayar	140
Figura nº 40:	Ejemplo de fragmentos con forma de bloque regulares para ser ensayados en la 2ª tanda o tallados para la 3ª	140
Figura nº 41:	Bloques para ser tallados y ensayados en laboratorio	142
Figura nº 42:	Muestra representativa de las calizas del desmonte Nº 8	142
Figura nº 43:	Sala de tallado de muestras en el laboratorio	143
Figura nº 44:	Ejemplo de muestras cilíndricas y en bloque regular talladas en la 2ª campaña de ensayos con muestras de la CV – 13	144
Figura nº 45:	Muestras tomadas y ensayos realizados en la CV – 13	146
Figura nº 46:	Tallado de las probetas en campo en la CV – 13	148
Figura nº 47:	Ensayos en campo en la CV – 13	148
Figura nº 48:	Ejemplo de rotura válida (izquierda) y no válida (derecha)	148

Figura nº 49:	Ensayo PLT con bloque regular en laboratorio, con medición electrónica de la carga de rotura (izquierda). Ejemplo de rotura válida (derecha)	150
Figura nº 50:	Ensayo de RCS en laboratorio (CV – 13)	151
Figura nº 51:	Ensayo PLT a carga diametral en laboratorio (CV – 13)	152
Figura nº 52:	Equipo para la medición de la velocidad de ondas	156
Figura nº 53:	Ensayo de inmersión dinámica (CV – 13)	157
Figura nº 54:	Ensayos de inmersión estática (CV – 13)	158
Figura nº 55:	Peso de las muestras (CV – 13)	159
Figura nº 56:	Determinación del peso específico de las partículas (CV-13)	160
Figura nº 57:	Futuro túnel en la montaña del oro (Cullera)	163
Figura nº 58:	Situación de los sondeos de reconocimiento (Cullera)	165
Figura nº 59:	Ejecución del sondeo S – 1	166
Figura nº 60:	Ejecución del sonde SW – 2a	166
Figura nº 61:	Vista parcela del lugar de almacenamiento de los testigos	167
Figura nº 62:	Cajas de testigos del sondeo S – 1	170
Figura nº 63:	Cajas de testigos del sondeo SE – 1	172
Figura nº 64:	Cajas de testigos del sondeo SE – 2	174
Figura nº 65:	Cajas de testigos del sondeo SE – 4	175
Figura nº 66:	Cajas de testigos del sondeo SE – 5	176
Figura nº 67:	Cajas de testigos del sondeo SW – 1	179
Figura nº 68:	Cajas de testigos del sondeo SW – 2a	180
Figura nº 69:	Cajas de testigos del sondeo SW – 2b	181
Figura nº 70:	Cajas de testigos del sondeo SW – 3a	182
Figura nº 71:	Cajas de testigos del sondeo SW – 4	183
Figura nº 72:	Ensayo de resistencia a compresión uniaxial con bandas extensométricas	189
Figura nº 73:	Detalles de las bandas extensométricas	189
Figura nº 74:	Ejemplo de registro de las bandas extensométricas	189
Figura nº 75:	Ensayo de resistencia a tracción Brasileña (Cullera)	190
Figura nº 76:	Desmante en roca en las obras de desdoblamiento N-332	191



Figura nº 77:	Taludes en roca de la carretera de acceso a la prensa del embalse de Loriguilla	194
Figura nº 78:	Ubicación satelital de la planta de áridos de Sierra Gorda	197
Figura nº 79:	Vista del frente 2 de Sierra Gorda	198
Figura nº 80:	Rocas de la planta de Sierra Gorda referencia B01 izquierda y B02 derecha	199
Figura nº 81:	Roca con referencia B00	199
Figura nº 82:	Rocas de los diferentes sitios de la Comunidad Valenciana Onteniente, Puebla de Arenoso, Pueblo Albaida, Bellús	200
Figura nº 83:	Roca de la planta de Sierra Gorda, con diferentes contenidos de humedad	201
Figura nº 84:	Rocas de la planta de Sierra Gorda, con diferentes diámetros y longitudes	203
Figura nº 85:	Rocas de cuatro puntos de la Comunidad Valenciana	206
Figura nº 86:	Rocas de cuatro puntos de la Comunidad Valenciana, con Galgas extensiométricas	207
Figura nº 87:	Ejemplo de la medición de la resistencia a compresión simple con muestras de Bellús	210
Figura nº 88:	Ejemplo de la medición de la velocidad de ondas en muestras de la Comunidad Valenciana	211
Figura nº 89:	Ejemplo del ensayo de inmersión dinámica en muestras de la Comunidad Valenciana	213
Figura nº 90:	Ubicación satelital de la planta de áridos de Guerola	216
Figura nº 91:	Talud de donde se recogió la roca de la Puebla de Arenoso	220
Figura nº 92:	Tramo de la antigua N-342	224
Figura nº 93:	Histograma de distribución de los tamaños de las probetas (Considerando todas las campañas realizadas)	239
Figura nº 94:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (Todas las campañas)	239
Figura nº 95:	Diagrama de dispersión de los tamaños de las probetas ensayadas (Considerando todas las campañas realizadas)	240
Figura nº 96:	Histograma de distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (Todos los ensayos con probetas de la CV-13)	243
Figura nº 97:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (Todos los ensayos de la CV-13)	243

Figura nº 98:	Diagrama de dispersión de los tamaños de las probetas ensayadas (Todos los ensayos con probetas de la CV-13)	243
Figura nº 99:	Histograma de distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (1ª campaña experimental de la CV-13)	245
Figura nº 100:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (1ª campaña de la CV-13)	245
Figura nº 101:	Diagrama de dispersión de los tamaños de las probetas ensayadas (1ª campaña experimental de la CV-13)	245
Figura nº 102:	Histograma de distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (2ª campaña experimental de la CV-13)	246
Figura nº 103:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (2ª campaña de la CV-13)	246
Figura nº 104:	Diagrama de dispersión de los tamaños de las probetas ensayadas (2ª campaña experimental de la CV-13)	246
Figura nº 105:	Histograma de distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (todos los ensayos con probetas de la cantera de Bellús)	248
Figura nº 106:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas (todos los ensayos con probetas de la cantera de Bellús)	248
Figura nº 107:	Diagrama de dispersión de los tamaños de las probetas ensayadas (todos los ensayos con probetas de la cantera de Bellús)	248
Figura nº 108:	Ajuste $D_e^2-P_{(50)}$ para la 1ª tanda de la campaña de la CV-13	250
Figura nº 109:	Ajuste $P-D_e^2$ para la 3ª tanda de la campaña de la CV-13	252
Figura nº 110:	Ajuste $P-D_e^2$ para la 1ª y 3ª tanda de la campaña CV-13	252
Figura nº 111:	Ajuste $P-D_e^2$ con los 7 puntos mejor alineados (1ª y 3ª tanda de la campaña de la CV-13)	253
Figura nº 112:	Variación de B con el coeficiente de correlación (1ª y 3ª tanda de la campaña de la CV-13)	256
Figura nº 113:	Variación de α con el número de puntos ajustados (1ª y 3ª tanda de la campaña de la CV-13)	258
Figura nº 114:	Variación de α con el número de puntos ajustados, sin puntos no representativos (3ª tanda de la campaña de la CV-13)	259
Figura nº 115:	Ajuste $P-D_e^2$ para la 4ª tanda de la campaña de la CV-13	261
Figura nº 116:	Ajuste $P-D_e^2$ con los 5 puntos mejor alineados (4ª tanda de la campaña de la CV-13)	261



Figura nº 117:	Ajuste $P-D_e^2$ por grupos de resistencia (4ª tanda de la CV-13)	263
Figura nº 118:	Variación de B con el coeficiente de correlación (4ª tanda de la campaña de la CV-13)	265
Figura nº 119:	Variación de α con el número de puntos ajustados (4ª tanda de la campaña de la CV-13)	267
Figura nº 120:	Ajuste $P-D_e^2$ con todos los puntos (5ª tanda de la CV-13)	269
Figura nº 121:	Ajuste $P-D_e^2$ con los puntos mejor alineados para la 5ª tanda (CV-13)	269
Figura nº 122:	Ajuste $P-D_e^2$ por grupos de probetas (con solo dos ensayos) para la 5ª tanda (CV-13)	271
Figura nº 123:	Ajuste $P-D_e^2$ por grupos de probetas para la 5ª tanda (CV-13)	272
Figura nº 124:	Variación de B con el coeficiente de correlación (5ª tanda de la campaña de la CV-13)	275
Figura nº 125:	Variación de α con el número de puntos ajustados (5ª tanda de la campaña de la CV-13)	276
Figura nº 126:	Variación de α con el número de puntos ajustados, sin los ajustes, menos representativos (5ª tanda de la CV-13)	277
Figura nº 127:	Ajuste $P-D_e^2$ sin ignorar ningún punto. (Todos los ensayos con probetas de dimensiones normativas de la CV-13)	282
Figura nº 128:	Ajuste $P-D_e^2$ ignorando puntos no alineados. (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	281
Figura nº 129:	Ajuste $P-D_e^2$ ignorando puntos no alineados (2). (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	282
Figura nº 130:	Histograma de distribución del $I_{s(50)}$ (Todos los ensayos con probetas de dimensiones normativas de la CV-13)	284
Figura nº 131:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución del $I_{s(50)}$ (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	284
Figura nº 132:	Diagrama de dispersión del $I_{s(50)}$ (Todos los ensayos con probetas de dimensiones normativas de la CV-13)	284
Figura nº 133:	Histograma de distribución del $I_{s(50)}$ (sin los 2 extremos) (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	285
Figura nº 134:	Diagrama de caja y bigotes de la distribución del $I_{s(50)}$ (sin los 2 extremos) (Todos los ensayos con probetas de la CV-13)	285
Figura nº 135:	Diagrama de dispersión del $I_{s(50)}$ (sin los 2 extremos) (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	285
Figura nº 136:	Histograma de distribución del $I_{s(50)}$ en la escala habitual de clasificación de la resistencia a la Carga Puntual (Todos los ensayos con probetas de dimensiones normativas CV-13)	286

Figura nº 137:	Ajustes de $P-D_e^2$, para los grupos de resistencia principales $1,0 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 6,0$ y $I_s > 10,0$ (Sin ignorar ningún valor) (Todos los ensayos con probetas normativas de la CV-13)	287
Figura nº 138:	Ajustes de $P-D_e^2$, para los grupos de resistencia principales $1,0 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 6,0$ y $I_s > 10,0$ (Ignorando los puntos peor alineados) (Todos los ensayos normativas de la CV-13)	288
Figura nº 139:	Variación del exponente B de los ajustes de $P-D_e^2$, con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por grupos de resistencia	293
Figura nº 140:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$, con todas las determinaciones, frente a los valores medios de las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por grupos de resistencia	293
Figura nº 141:	Variación del exponente B de los mejores ajustes de $P-D_e^2$, frente a los valores medios, sin extremos de $I_{s(50), F}$, por grupos de resistencia	294
Figura nº 142:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a los valores medios, sin extremos de $I_{s(50), F}$, Por grupos de resistencia	294
Figura nº 143:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los grupos de resistencia	295
Figura nº 144:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores obtenidos para cada grupo de resistencia	295
Figura nº 145:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores utilizados para dichos ajustes, en grupos resistencia	296
Figura nº 146:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a los valores medios $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores utilizados para dichos ajustes, en grupos resistencia	296
Figura nº 147:	Ajustes de $P-D_e^2$, para los sub-grupos de resistencia $2,08 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 4,5$ y $4,5 < I_s < 6,7$ (Sin ignorar valores)	299
Figura nº 148:	Ajustes de $P-D_e^2$, para los sub-grupos de resistencia $2,08 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 4,5$ y $4,5 < I_s < 6,7$ (Ignorando los peor alineados) (Todos los ensayos con probetas de la CV-13)	300
Figura nº 149:	Variación del exponente B de los ajustes de $P-D_e^2$, con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por sub-grupos de resistencia	304
Figura nº 150:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$ con todas las determinaciones, frente a los valores medios de las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por sub-grupos de resistencia	304

Figura nº 151:	Variación del exponente B de los ajustes de $P-D_e^2$, con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por sub-grupos de resistencia	305
Figura nº 152:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$ con las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por sub-grupos de resistencia	305
Figura nº 153:	Variación del exponente α de los mejores ajustes de $P-D_e^2$, frente a los valores medios, sin extremos de $I_{s(50), F}$ por sub-grupos de resistencia	306
Figura nº 154:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a los valores medios, sin extremos de $I_{s(50), F}$, por marcas de clase	306
Figura nº 155:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los sub-grupos de resistencia	307
Figura nº 156:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a valores medios $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores obtenidos para sub-grupos de resistencia	307
Figura nº 157:	Evolución del coeficiente C_1 con la bondad de los ajustes $\alpha-I_{s(50), F}$	310
Figura nº 158:	Evolución del coeficiente C_2 con la bondad de los ajustes $\alpha-I_{s(50), F}$	310
Figura nº 159:	Ajuste de $P-D_e^2$ para niveles de resistencia de 1,0 MPa, de 2,0 MPa a 7,0 MPa (Sin ignorar ningún valor)	312
Figura nº 160:	Ajuste de $P-D_e^2$ para niveles de resistencia de 1,0 MPa, de 2,0 MPa a 7,0 MPa (Ignorando los valores peor alineados)	313
Figura nº 161:	Variación del exponente B de los ajustes de $P-D_e^2$ con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por intervalos de resistencia 1 MPa	317
Figura nº 162:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$ con las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por intervalos de resistencia 1 MPa	317
Figura nº 163:	Variación del exponente B de los mejores ajustes de $P-D_e^2$ con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por intervalos de 1 MPa	318
Figura nº 164:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$ con todas las determinaciones, frente a los valores medios de todas las determinaciones de $I_{s(50), F}$, por intervalos de 1 MPa	318
Figura nº 165:	Variación del α correspondiente a los ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los intervalos de resistencia de 1 MPa	319



Figura nº 166:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores obtenidos para cada intervalo de resistencia de 1 MPa	319
Figura nº 167:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a las marcas de clase $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores utilizados para dichos ajustes, en los intervalos de 1 MPa	320
Figura nº 168:	Variación del α correspondiente a los mejores ajustes de $P-D_e^2$ frente a los valores medios $I_{s(50), F}$, de los rangos de valores utilizados para dichos ajustes, en los intervalos de 1 MPa	320
Figura nº 169:	Evolución del coeficiente C1, con la bondad de los ajustes $\alpha - I_{s(50), F}$ (Ajustes lineales para subgrupos e intervalos de resistencia)	325
Figura nº 170:	Evolución del coeficiente C2 con la bondad de los ajustes $\alpha - I_{s(50), F}$ (Ajustes lineales para subgrupos e intervalos de resistencia)	325
Figura nº 171:	Dimensión del ensayo de PLT critica	338
Figura nº 172:	Variación de I_s con respecto a la relación de L/D, muestra B00 (todos los valores)	340
Figura nº 173:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D muestra B00 (eliminando los valores mas altos y bajos)	341
Figura nº 174:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D, muestra B01 (todos los valores)	341
Figura nº 175:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D, muestra B02 (todos los valores)	342
Figura nº 176:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D, muestra PA01 (todos los valores)	343
Figura nº 177:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D, muestra PAL01 (todos los valores)	344
Figura nº 178:	Variación del I_s con respecto a la relación del L/D, muestra PP01 (todos los valores)	345
Figura nº 179:	Gráfico de cajas y bigotes $I_{s(50)}$ (todos los ensayos)	347
Figura nº 180:	Diagrama de medias y 95% de intervalos LSD del $I_{s(50)}$ (todos los ensayos)	347
Figura nº 181:	Diagrama de representación por código de nivel del $I_{s(50)}$ (todos los ensayos)	348
Figura nº 182:	Gráfico de cajas y bigotes para la RCS (todos los ensayos)	349
Figura nº 183:	Diagrama de medias y 95% de intervalos LSD de la RCS (todos los ensayos)	349



Figura nº 184: Diagrama de representación por código de nivel de RCS (todos los niveles)	350
Figura nº 185: Regresión del RCS contra PLT (Todos los valores)	352
Figura nº 186: Regresión del RCS contra PLT (para el subgrupo 1)	352
Figura nº 187: Regresión del RCS contra el PLT (para el subgrupo 2)	353
Figura nº 188: Regresión del RCS contra el PLT (para el subgrupo 3)	353
Figura nº 189: Regresión del RCS contra el PLT (para el subgrupo 4)	354

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla nº 1:	Valores de resistencia de la matriz rocosa sana	70
Tabla nº 2:	Clasificación de las rocas a partir de su RCS	72
Tabla nº 3:	Influencia del contenido de agua en el ensayo de PLT	81
Tabla nº 4:	Valores de los parámetros ν , χ , α y β (Chau y Wong, 1996)	91
Tabla nº 5:	Algunos valores para la constante m	94
Tabla nº 6:	Métodos para determinar la RCS	100
Tabla nº 7:	Directrices para realizar el ensayo con martillo de geólogo	102
Tabla nº 8:	Valores estimados del coeficiente de correlación	109
Tabla nº 9:	Resumen de los autores más importante que han realizado correlaciones del ensayo de RCS con el PLT	110
Tabla nº 10:	Tolerancia en las probetas de roca para el ensayo RCS	112
Tabla nº 11:	Reducción de la RCS con la variación de peso específico	120
Tabla nº 12:	Requisitos geométricos de las probetas para el ensayo PLT	126
Tabla nº 13:	Clasificación de las rocas en función del $I_{s(50)}$	130
Tabla nº 14:	Distribución de ensayos por ubicación en campo o laboratorio	136
Tabla nº 15:	Resumen de la 1ª campaña de ensayos (CV-13)	141
Tabla nº 16:	Resumen de la 2ª campaña de ensayos (CV-13)	145
Tabla nº 17:	1ª tanda, PLT in situ (CV-13), muestras normativas	147
Tabla nº 18:	1ª tanda, PLT in situ (CV-13), muestras no normativas	147
Tabla nº 19:	2ª tanda, PLT – laboratorio (CV-13), muestras no normativas	149
Tabla nº 20:	3ª tanda, PLT – laboratorio (CV-13), muestras normativas	150
Tabla nº 21:	4ª tanda, ensayos de RCS (CV-13)	151
Tabla nº 22:	4ª tanda, PLT – laboratorio (CV-13), cilíndricas normativas	152
Tabla nº 23:	4ª tanda, PLT – laboratorio (CV-13), muestras no normativas	153
Tabla nº 24:	5ª tanda, PLT – laboratorio (CV-13), muestras normativas	154



Tabla nº 25:	6ª tanda, ensayos complementarios (CV-13)	155
Tabla nº 26:	6ª tanda, medición de velocidad de ondas (CV-13)	156
Tabla nº 27:	6ª tanda, alterabilidad y propiedades índice (CV-13)	161
Tabla nº 28:	Resumen de propiedades índice de las muestras	162
Tabla nº 29:	Sondeos realizados para el estudio del Túnel de Cullera	164
Tabla nº 30:	Resumen de los ensayos realizados (Túnel de Cullera)	168
Tabla nº 31:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo S-1	169
Tabla nº 32:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SE-1	171
Tabla nº 33:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SE-2	173
Tabla nº 34:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SE-4	175
Tabla nº 35:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SE-5	176
Tabla nº 36a:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SW-1 (1)	177
Tabla nº 36b:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SW-1 (2)	178
Tabla nº 37:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SW-2a	180
Tabla nº 38:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SW-2b	181
Tabla nº 39:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SE-5	182
Tabla nº 40:	Resultados de los ensayos PLT in situ, sondeo SW-4	183
Tabla nº 41:	Ensayos y determinaciones de laboratorio (Túnel de Cullera)	185
Tabla nº 42:	Alterabilidad y propiedades índice (Túnel de Cullera)	186
Tabla nº 43:	Medición de la velocidad de las ondas (Túnel de Cullera)	187
Tabla nº 44:	Ensayos de RCS (Túnel de Cullera)	188
Tabla nº 45:	Ensayos de tracción brasileña (Túnel de Cullera)	190
Tabla nº 46:	Ensayos realizados con muestras de la N-332	192
Tabla nº 47:	Resultados de PLT en la N-332 (Dimensiones no normativas)	193
Tabla nº 48:	Resultados de PLT en la N-332 (Dimensiones normativas)	193
Tabla nº 49:	Resultados de PLT en la N-332 (Muestras cilíndricas)	193
Tabla nº 50:	Resultados de RCS (Muestras de las obras de la N-332)	193
Tabla nº 51:	Resultados de alterabilidad y propiedades índice (N-332)	193
Tabla nº 52:	Ensayos realizados con muestras del embalse de Loriguilla	195
Tabla nº 53:	Resultados de PLT en laboratorio (Dimensiones normativas)	196
Tabla nº 54:	Resultados de PLT en laboratorio (No normativas)	196
Tabla nº 55:	Resultados de PLT en laboratorio (Muestras cilíndricas)	196
Tabla nº 56:	Resultados de RCS (Muestras del embalse de Loriguilla)	196

Tabla nº 57:	Resultados de alterabilidad y propiedades índice (Loriguilla)	196
Tabla nº 58:	Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes contenidos de humedad de Bellús	202
Tabla nº 59:	Resultado de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de la cantera de Sierra Gorda	202
Tabla nº 60:	Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes diámetros de la cantera de Sierra Gorda	204
Tabla nº 61:	Resultados de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de los diferentes diámetros de Sierra Gorda	205
Tabla nº 62:	Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes relaciones de L/D de cuatro puntos de la C.V.	208
Tabla nº 63:	Resultados de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de los cuatro puntos de la C.V.	209
Tabla nº 64:	4º tanda de ensayos. Ensayos de RCS	210
Tabla nº 65:	5º tanda de ensayos. Ensayos complementarios realizados	211
Tabla nº 66:	Ensayos de medición de la velocidad de las ondas P y S	212
Tabla nº 67:	Ensayos de alterabilidad y de propiedades índice	214
Tabla nº 68:	Resumen de las propiedades índice de las muestras	215
Tabla nº 69:	Resumen de los ensayos realizados con las muestras de la planta de áridos de Guerola	218
Tabla nº 70:	Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca de Bellús (muestras cilíndricas con carga diametral)	218
Tabla nº 71:	Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial en la roca de la planta de áridos de Guerola	218
Tabla nº 72:	Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras Guerola	219
Tabla nº 73:	Resumen de los ensayos realizados con las muestras del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso	222
Tabla nº 74:	Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca de Puebla de Arenoso (muestras cilíndricas con carga diametral)	222
Tabla nº 75:	Resultados de los ensayos de RCS de una roca del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso	222
Tabla nº 76:	Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados de Puebla de Arenoso	223
Tabla nº 77:	Resumen de los ensayos realizados con las muestras de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida	226
Tabla nº 78:	Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida	226



Tabla nº 79:	Resultados de los ensayos de resistencia a compresión en la roca de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida	227
Tabla nº 80:	Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados en puerto de Albaida	227
Tabla nº 81:	Estadísticos del conjunto de tamaños (Considerando todas las campañas)	240
Tabla nº 82:	Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la campaña experimental de la CV-13	242
Tabla nº 83:	Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la 1ª campaña de la CV-13	244
Tabla nº 84:	Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la 2ª campaña de la CV-13	244
Tabla nº 85:	Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la campaña con muestras de cantera de Bellús	247
Tabla nº 86:	Cálculo de $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 1ª Tanda (CV-13)	249
Tabla nº 87:	Cálculo de $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 3ª Tanda (CV-13)	250
Tabla nº 88:	Estudio de la correlación $P-D_e^2$ de la 1ª y 3ª tanda de la CV-13	254
Tabla nº 89:	Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (1ª y 3ª Tanda de la CV-13)	255
Tabla nº 90:	Cálculo de $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 4ª Tanda (CV-13)	260
Tabla nº 91:	Estudio de la correlación $P-D_e^2$ de la 4ª tanda de la CV-13	262
Tabla nº 92:	Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (4ª Tanda de la CV-13)	264
Tabla nº 93:	Cálculo de $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 5ª Tanda (CV-13)	268
Tabla nº 94:	Estudio de la correlación $P-D_e^2$ de la 5ª tanda de la CV-13	270
Tabla nº 95:	Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (5ª Tanda de la CV-13)	274
Tabla nº 96:	Resultados obtenidos con diversos ajustes generales $P-D_e^2$ con todas las determinaciones de la CV-13	280
Tabla nº 97:	Conjunto de todos los ensayos de resistencia a carga puntual con probetas de dimensiones normativas (CV-13)	281
Tabla nº 98:	Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual con probetas de dimensiones normativas, por grupos (CV-13)	289

Tabla nº 99:	Variación de los exponentes B y α considerando tres grupos de resistencia (CV-13)	292
Tabla nº 100:	Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual con probetas normativas, por subgrupos (CV-13)	301
Tabla nº 101:	Variación de los exponentes B y α considerando nueve subgrupos de resistencia (CV-13)	303
Tabla nº 102:	Evolución de los coeficientes C_1 y C_2 con la bondad de los ajustes α - $I_{s(50), F}$, considerando subgrupos de resistencia	309
Tabla nº 103:	Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual con probetas normativas, por intervalos de 1 MPa	315
Tabla nº 104:	Variación de los exponentes B y α considerando intervalos de resistencia de 1 MPa (CV-13)	316
Tabla nº 105:	Evolución de los coeficientes C_1 y C_2 con la bondad de los ajustes α - $I_{s(50), F}$, considerando intervalos de 1 MPa	324
Tabla nº 106:	Valores más probables del exponente α obtenidos con el análisis por tandas de ensayos con las muestras de la CV-13	327
Tabla nº 107:	Expresiones de los ajustes lineales de α^* según el nivel de resistencia obtenidos con el análisis por niveles (CV-13)	328
Tabla nº 108:	Expresiones de los ajustes bilineales de α^* según el nivel de resistencia obtenidos con el análisis por intervalos (CV-13)	328
Tabla nº 109:	Comparativa para valores constantes de α , de los $I_{s(50), F}$ obtenidos para las 4ª y 5ª tandas de la CV-13	330
Tabla nº 110:	Comparativa para valores constantes de α , de los $I_{s(50), F}$ obtenidos para los ensayos de Xeresa y Loriguilla	331
Tabla nº 111:	Comparativa para expresiones lineales de α^* , de los $I_{s(50), F^*}$ obtenidos para las 4ª y 5ª tandas de la CV-13	332
Tabla nº 112:	Comparativa para expresiones lineales de α^* , de los $I_{s(50), F^*}$ obtenidos para loa ensayos de Xeresa y Loriguilla	333
Tabla nº 113:	Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ con los distintos valores de α para la CV – 13	334
Tabla nº 114:	Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ con los distintos valores de α (todas las litologías)	335
Tabla nº 115:	Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ con los distintos valores de α^* para la CV – 13	336
Tabla nº 116:	Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ con los distintos valores de α^* (todas las litologías)	337
Tabla nº 117:	Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de la cantera de Bellús	339



Tabla nº 118:	Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de Puebla de Arenoso	342
Tabla nº 119:	Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de Puerto Albaida	343
Tabla nº 120:	Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de la cantera de Guerola	344
Tabla nº 121:	Tabla Anova, análisis de la Varianza del $I_{s(50)}$	348
Tabla nº 122:	Tabla Anova, análisis de la Varianza del σ_c	350
Tabla nº 123:	Tabla contraste múltiple de rango para σ_c	351
Tabla nº 124:	Correlación para el subgrupo 1	352
Tabla nº 125:	Correlación para el subgrupo 2	353
Tabla nº 126:	Correlación para el subgrupo 3	353
Tabla nº 127:	Correlación para el subgrupo 4	354
Tabla nº 128:	Resumen de las correlaciones	355
Tabla nº 129a:	Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para la CV – 13	356
Tabla nº 129b:	Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para la Cullera	357
Tabla nº 129c:	Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para la N – 332, Loriguilla, Bellús, Onteniente, Puebla de Arenoso y P. Albaida	358



NOTACIÓN UTILIZADA

<u>Símbolo y descripción</u>		<u>Unidades habituales</u>
		(s/d = adimensional)
A	Área de la sección de rotura	mm ²
A	Área de sección de aplicación de la carga	mm ²
A_t	Área de la sección teórica de rotura	mm ²
B	Coefficiente del ajuste de $P-D_e^2$, de los puntos más alineados	-
B_o	Coefficiente del ajuste de $P-D_e^2$, con todos los puntos	-
C₁	Coefficiente del ajuste $\alpha^* - I_{s(50),F}$	s/d
C₂	Coefficiente del ajuste $\alpha^* - I_{s(50), F}$	s/d
C_o	Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa	MPa
D	Diámetro de la probeta en el ensayo PLT a carga diametral	mm
D	Diámetro	[L]
D	Factor de alteración del macizo del criterio de Hoek-Brown	s/d
D_e	Diámetro equivalente de la sección teórica de rotura en PLT	mm
E	Módulo de Young o de elasticidad	MPa
F	Factor normativo de corrección por tamaño en el ensayo PLT	s/d
F_c	Fuerza aplicada en el momento de rotura	kN
G_s	Peso específico relativo de las partículas	s/d
I_a	Índice de anisotropía	s/d
I_d	Índice de durabilidad al desmoronamiento (ensayo SLK)	%
I_s	Índice de resistencia a la Carga Puntual no corregido	MPa
I_{s(50)}	Índice de resistencia a la Carga Puntual normalizado a una probeta cilíndrica de de 50 mm de diámetro, sometida a ensayo diametral	MPa
I_{s(50), F}	$I_{s(50)}$ obtenido mediante el factor de corrección por tamaño	MPa
K₁	Factor de intensidad de tensiones del modo I	s/d
K_{IC}	Tenacidad de la fractura	s/d



L	Longitud de la probeta	mm
P	Carga de rotura	kN
P₅₀	Carga de rotura a Carga Puntual para un ensayo diametral con probeta cilíndrica de 50 mm de diámetro	kN
P_e	Carga de rotura en el ensayo PLT correspondiente a D _e	kN
R	Coefficiente de regresión	s/d
R	Relación entre las velocidades de onda V _p y V _s	s/d
R²	Coefficiente de determinación	s/d
S_{ij}	Tensor desviador de tensiones	s/d
T	Carga de rotura a tracción	kN
T_B	Resistencia a tracción brasileña	MPa
T_o	Resistencia a tracción simple	MPa
W	Ancho de probeta en el ensayo de PLT	mm
a	Constantes del macizo en el criterio de Hoek-Brown (2002)	s/d
a	Radio de la microfisura	mm
a(n)	Radio de la microfisura con vector normal n	mm
c	Cohesión	MPa
d	Diámetro de la probeta	mm
d	Tamaño de la zona con tracción local	mm
d₁	Distancia entre microfisuras interactuantes	mm
e	Índice de huecos	s/d
e	Número de Euler	s/d
f	Constante de proporcionalidad	s/d
h	Altura de la probeta o pilar	mm
k_i	Parámetros representativos de la roca	-
m	Constante del macizo en el criterio de Hoek-Brown (1980-1998)	s/d
m_b	Constante del macizo en el criterio de Hoek-Brown (2002)	s/d
m_i	Constante de la matriz en el criterio de Hoek-Brown (1980-2002)	s/d
n	Longitud de la grieta	mm
n	Orientación del vector normal	s/d
n	Porosidad	%
n_e	Porosidad eficaz	%



n_i	Componente i del vector normal	s/d
s	Constantes del macizo en el criterio de Hoek-Brown (1980-2002)	s/d
w	Ancho de probeta o pilar	mm
α	Coefficiente de tensión de tracción	s/d
α	Constante adimensional	-
α	Constante del macizo en el criterio de Hoek-Brown (1998)	s/d
α	Exponente del factor de corrección por tamaño	s/d
α^*	Exponente del factor de corrección propuesto	s/d
α_o^*	Exponente del factor de corrección con todas las determinaciones	s/d
β	Ángulo entre las direcciones de los planos de anisotropía y carga	°
β	Coefficiente de correlación entre $I_{s(50)}$ y σ_c .	s/d
β_{placa}	Coefficiente de placa	s/d
ϵ_1^M	Deformación unitaria para la resistencia máxima	s/d
ϵ_1^R	Deformación unitaria para la resistencia residual	s/d
ϵ_{ax}	Deformación unitaria axial	s/d
ϵ_t	Deformación unitaria transversal	s/d
η	Factor de proporcionalidad resistencia a compresión y a tracción	s/d
θ	Ángulo de las direcciones de anisotropía	°
λ	Parámetro de la estructura espacial de poros	s/d
π	Número Pi	s/d
σ_1	Tensión principal mayor	MPa
σ_1^M	Resistencia máxima a compresión	MPa
σ_1^R	Resistencia residual a compresión	MPa
σ_3	Tensión principal menor	MPa
σ_c	Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa	MPa
σ_{c50}	Resistencia a compresión simple para una probeta de 50mm	MPa
σ_{cn}	Resistencia a compresión simple para porosidad n	MPa
σ_{co}	Resistencia a compresión simple para porosidad inicial	MPa
σ_i	Tensión principal i	MPa
σ_n	Tensión normal sobre el plano de rotura	MPa
σ_t	Resistencia a tracción	MPa
σ_{tB}	Resistencia a tracción brasileña	MPa



σ_{tp}	Resistencia a tracción con ensayo a Carga Puntual	MPa
τ	Tensión tangencial sobre el plano de rotura	MPa
ν	Módulo de Poisson	s/d
χ	Relación entre la resistencia a compresión y a tracción simples	s/d
ϕ	Ángulo de fricción interna	0
ASTM	Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales (<i>American Society for Testing Materials</i>)	-
CV-13	Carretera de la Comunidad Valenciana - 13	-
ECU	Ensayo de Compresión Uniaxial	-
EMG	Ensayo con el Martillo de Geólogo	-
EMS	Ensayo con el Martillo de Schmidt	-
GSI	Índice geológico de resistencia (<i>Geological strength index</i>)	s/d
ISRM	Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (<i>International Society for Rock Mechanics</i>)	-
N-332	Carretera Nacional – 332	-
NLT	Norma del Laboratorio de Transportes	-
PLT	Ensayo de resistencia a la Carga Puntual (<i>Point Load Test</i>)	-
RCS	Resistencia a compresión simple	MPa
RMR	Índice de la clasificación de Bieniawski (<i>Rock Mass Rating</i>)	s/d
SLK	Ensayo de durabilidad al desmoronamiento	-
UCS	<i>Unconfined Compressive Strength</i>	MPa
UNE	Unificación de Normativas Españolas	-
VOP	Ensayo para la medición de la velocidad de Onda P	m/s
VOP	Ensayo para la medición de la velocidad de Onda P	m/s



Contenido

1. Introducción

1. INTRODUCCIÓN

La presente tesis doctoral se encuadra dentro de la rama o parte de la Geotecnia denominada “Mecánica de Rocas”.

La Mecánica de Rocas, es una ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento de los macizos rocosos; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico¹.

El papel de la geología es también evidente, todos los materiales son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraído de él. Los materiales poseen ciertas características físicas, que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos.

Otra definición es la que ofreció el U.S. National Comite on Rock Mechanics en 1964 y subsecuentemente modificada en 1974 donde dice que *“la Mecánica de Rocas es la ciencia teórica y práctica del comportamiento mecánico de las rocas y de los macizos rocosos; es la rama de la mecánica referente a la respuesta de la roca y del macizo rocoso a los campos de fuerza de su ambiente físico”*.

La Mecánica de Rocas tuvo su inicio, oficial u oficioso, en el Primer Congreso de la ISRM, como consecuencia de la necesidad de dotar de un cuerpo de ciencia, dentro de la Geotecnia y diferente de la Mecánica del Suelo, para la utilización de los macizos rocosos en obras subterráneas, en la explotación de recursos mineros y en todo tipo de obras superficiales, entre las que jugaron un papel muy importante las presas.

¹ Definición del comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias. Washington, D.C., 1966.

Para entender la diferenciación entre Mecánica del Suelo y Mecánica de Rocas, es necesario tener en cuenta que se entiende por “macizos rocosos”, o “rocas” en general, desde el punto de vista de la Ingeniería Civil.

Según la Geología, se considera roca (Foucault, 1985) a un “*material constitutivo de la corteza terrestre, formado en general por una asociación de minerales, que presentan una cierta homogeneidad estadística; en general dura y coherente (p.e. piedra, canto), a veces plástica (p.e. arcilla) o móvil (p.e. arena); en el límite líquida (p.e. petróleo) o gaseosa*”.

Intuitiva y tradicionalmente se distingue entre suelo y roca por el grado de consolidación y por la resistencia (distinción que no siempre se cumple, por ejemplo con algunas arcillas y con algunas rocas blandas); pero, desde el punto de vista de la Ingeniería, la principal diferencia radica en el comportamiento y, sobre todo, en la modelización de dicho comportamiento.

Mientras que una masa de suelo, pese a ser un conjunto de partículas discretas, se puede modelizar en muchas ocasiones como un sólido continuo, una masa rocosa o “macizo rocoso” es un medio discontinuo, compuesto por la matriz rocosa (o “materia prima” del macizo) y un conjunto de discontinuidades.

Los ámbitos de aplicación de la Mecánica de Rocas son muchos y pueden considerarse tres grupos fundamentales:

- Aplicaciones en las que los materiales rocosos constituyen la estructura (excavación de túneles, galerías, taludes, etc.).
- Aplicaciones en las que son el soporte de otras estructuras (cimentaciones de edificios, presas, pilares de puentes, etc.).
- Y, por último, las aplicaciones en las rocas se utilizan como material de construcción (rellenos, escolleras, pedraplén, etc.).

La Mecánica de Rocas tiene una gran relación, con otras disciplinas como son la Geología y, principalmente la Geología Estructural para el estudio de los procesos

y estructuras tectónicas que afectan a las rocas y, por supuesto, a la Mecánica del Suelo.

Para determinar el comportamiento de los macizos rocosos, es muy importante conocer las tensiones y las deformaciones que pueden llegar a soportar el material rocoso ante unas determinadas condiciones, permitiendo evaluar su comportamiento mecánico y abordar el diseño de estructuras de ingeniería.

La relación entre esos dos parámetros, tensión y deformación, describe el comportamiento de los diferentes tipos de rocas y macizos rocosos, que a su vez dependen de las propiedades de los materiales y de las condiciones a que están sometidos en la naturaleza.

Las propiedades físicas (composición mineralógica, densidad, estructura, porosidad, permeabilidad, alterabilidad, dureza, etc.) controlan las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa y son el resultado de las condiciones y procesos geológicos y tectónicos sufridos por las rocas a lo largo de su historia.

En el comportamiento mecánico de los macizos rocosos influyen, además, las características geológicas: litología y estratigrafía, estructura geológica, discontinuidades tectónicas o diagenéticas, estados de esfuerzos in situ, etc.

A ambas escalas, matriz y macizo, la respuesta mecánica es también función de otros factores como las condiciones hidrogeológicas y las condiciones ambientales, el clima y los fenómenos meteorológicos, que actúan sobre el medio geológico y dan lugar a los procesos de alteración y meteorización, modificando las propiedades iniciales de las rocas y macizos rocosos.

La matriz rocosa generalmente está formada por varias especies mineralógicas (rocas compuestas), pero también existen rocas constituidas por un solo mineral (rocas monominerálicas).

Las rocas suelen ser materiales duros, pero también pueden ser blandas, como ocurre en el caso de algunas sales y rocas arcillosas.

En la corteza terrestre se distinguen tres tipos de rocas:

- Rocas ígneas: rocas formadas por la solidificación de magma.
- Rocas metamórficas: rocas formadas por alteración en estado sólido de rocas ya consolidadas de la corteza de la Tierra, cuando quedan sometidas a un ambiente energético muy diferente al de su formación.
- Rocas sedimentarias: rocas formadas por la consolidación de sedimentos, materiales procedentes de la erosión de rocas anteriores, o de precipitación a partir de una disolución.

Las rocas se distinguen, de muchos de los demás materiales comunes de ingeniería, a excepción del hormigón, por su baja resistencia a la tracción. Los especímenes de roca probados en pruebas de tracción uniaxial han fallado a esfuerzos muy bajos en comparación a los valores obtenidos en las pruebas a la compresión simple o a la Carga Puntual (Brook, 1993).

Debido a que las discontinuidades ofrecen poca o nula resistencia a la tracción, la resistencia a la tracción en un macizo rocoso es también muy baja. La implicación de esta propiedad en diseños de excavaciones en roca es que ninguna zona identificada por el análisis será sujeta a esfuerzos de tracción.

En la práctica, la roca también es “distensionada” y se causan redistribuciones de esfuerzos locales. La distensión puede dar como resultado una inestabilidad en la roca, lo cual se verá reflejado en desprendimiento espontáneo o progresivo de la roca.

Debido a todo esto en la Mecánica de Rocas es necesario el estudio de la Resistencia a Compresión Simple (RCS), porque el comportamiento mecánico de la matriz rocosa y del macizo rocoso dependerá, entre otros factores, de esta resistencia.

El estado de esfuerzos al que está sometido un sólido se define por las tensiones principales que actúan: σ_1 , σ_2 , σ_3 . Dependiendo principalmente de la magnitud de estas tensiones y de su dirección, se producirán las deformaciones en las rocas y en su caso, la rotura. Las rocas rompen en condiciones de esfuerzo diferencial y a

una determinada relación, entre las tensiones principales corresponde un determinado nivel de deformaciones. Si se conoce estas relaciones, se podrá predecir el comportamiento del material para un estado de esfuerzos determinado.

Esta predicción del comportamiento, con precisión, solo se podría realizar si las rocas y los macizos rocosos fueran isótropos y homogéneos, pero incluso las rocas que parecen más homogéneas e isótropas, presentan variabilidad en sus propiedades físicas y mecánicas.

La Resistencia a Compresión Simple, es pues un parámetro fundamental, pero en ocasiones costosa e incluso imposible determinar, mediante el Ensayo de Compresión Uniaxial (ECU) normalizado; pero se puede estimar de forma aproximada a partir de índices obtenidos en sencillos ensayos de campo o laboratorio, como el ensayo de Carga Puntual (PLT) o el Martillo Schmidt (EMS), entre otros.

Si nos centramos en el ensayo de Carga Puntual o también denominado ensayo Franklin, se utilizan probetas formadas por fragmentos irregulares o regulares de roca o probetas cilíndricas (generalmente procedentes de sondeos) a las que no se les imponen grandes requisitos para su obtención.

La evolución de dicho ensayo, se debe, a la posibilidad de utilizar trozos de roca relativamente sin preparación y también que se puede corregir el tamaño mediante un coeficiente de corrección por tamaño. Esta prueba puede realizarse en campo o en laboratorio y no es indicada para rocas blandas o con anisotropía muy marcada (esquistos, pizarras, etc.).

El resultado del ensayo, es el denominado Índice de Resistencia a la Carga Puntual o Índice de Carga Puntual ($I_{s(50)}$), que permite clasificar la roca en cuanto a su resistencia y la utilidad general del ensayo es la estimación del la RCS.



Contenido

1. Planteamiento del problema
2. Objetivos
3. Alcance y beneficios

2. PLANTEAMIENTO, OBJETIVOS Y ALCANCE

2.1. Planteamiento del problema

El ensayo para la determinación directa de la Resistencia a Compresión Simple, se encuentra estandarizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), las normas ASTM, las normas UNE y suele denominarse “Ensayo de Compresión Uniaxial” (ECU).

Todos los procedimientos de realización del ensayo, son similares en cada una de esas normas o recomendaciones.

Como se especificará más adelante, las probetas deben cumplir unas ciertas características, tales como: ser preparadas cuidadosamente para que las caras sean perfectamente paralelas (variación menor <0.001 rad), las superficies laterales de la probeta deben ser lisas y estar libres de irregularidades, las bases planas y ángulo recto con el eje de la probeta, entre otras.

Obtener una probeta con todas estas características es un trabajo muy laborioso y costoso, los testigos obtenidos de perforaciones in situ siempre presentan alteraciones, al ser la roca un material heterogéneo, esto conduce a un aumento de los costos en la preparación de la probeta en el laboratorio con maquinaria especializada en corte de exactitud milimétrica (cortes con láser, pulido con polvo de diamante, etc.).

La Resistencia a Compresión Simple, se puede obtener a partir de estimaciones subjetivas, estimaciones objetivas, correlaciones o mediciones directas. El ensayo de Carga Puntual pertenece al grupo de correlaciones y se encuentra estandarizado en las normas ASTM, UNE y NLT.

El uso del ensayo de Carga Puntual, con respecto a otras estimaciones o correlaciones se ha hecho muy común, debido a la facilidad en su ejecución y a la poca exigencia respecto a las características de las probetas a ensayar. Para la obtención del índice de Resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$ (correspondiente a probetas cilíndricas de 50 mm de diámetro sometidas a carga diametral), es deseable su obtención a partir de muchas determinaciones, aprovechando su sencillez y menor costo del ensayo.

Cuando no se cuenta con muchos resultados, debe aplicarse correcciones por forma y tamaño, que no dejan de ser aproximadas y que, junto con la anisotropía, conducen a una gran dispersión de resultados.

Por otra parte, existen varias correlaciones realizadas por numerosos autores entre el $I_{s(50)}$ y la RCS, estas son muy generales y variables, pero ninguna para el caso particular de las Calizas de la Comunidad Valenciana.

Por lo tanto, interesa buscar correlaciones con ensayos menos exigentes y más rápidos, tales como: ensayo de carga puntual (PLT), ensayo para la medición de la velocidad de onda V_p a través de la roca (VOP), etc., siendo este un amplio campo de investigación, que en función de los resultados, se pueden obtener importantes beneficios para la sociedad.

2.2. Objetivos

En la presente tesis doctoral, se pretende obtener, para la resistencia, un ajustado coeficiente de correlación para el ensayo de Carga Puntual en calizas de la Comunidad Valenciana y, en concreto, la obtención, de un factor de corrección por forma para este tipo de rocas.

También, se pretende obtener una adecuada relación de tamaño (L/D) para las muestras del ensayo de Carga Puntual.

Como objetivos específicos, se pueden considerar los siguientes:

- Revisar la mecánica de los diversos ensayos utilizados para obtener la resistencia y deformación en rocas (ensayo de Carga Puntual, Resistencia a Compresión Simple, Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos, etc.) aplicando la normativa existente, con especial atención al ensayo de Carga Puntual o Point Load Test.
- Comprobar la bondad del ajuste para el factor de corrección por tamaño, para la obtención del $I_{s(50)}$, según la normativa existente y proponer el valor más ajustado para este tipo de rocas.
- Plantear las características, del factor de corrección por tamaño más adecuado para la obtención del $I_{s(50)}$, en las calizas de la Comunidad Valenciana, a partir de los resultados de los ensayos.
- Obtener una correlación del índice de Resistencia a Carga Puntual ($I_{s(50)}$) y la Resistencia a Compresión Simple en las calizas de la C.V.
- Recopilar información, tanto del ensayo de Carga Puntual, como su relación con la Resistencia a Compresión Simple con otros parámetros (contenido de humedad, porosidad, grado de saturación, etc.), para futuras investigaciones que consideren la modelización por el método de elementos finitos.

2.3. Alcance y beneficios

En la presente tesis doctoral, se profundiza en el estudio de las calizas de la Comunidad Valenciana, que representan un porcentaje muy elevado de las rocas existentes de la región, pretendiendo ser un punto de partida para futuras investigaciones, sobre Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa.

Los beneficios de este estudio y de futuras investigaciones, podrían ser:

- Disponer de una metodología contrastada, para la realización de los ensayos de resistencia a la Carga Puntual (tanto in situ como en laboratorio) para las rocas calizas de la Comunidad Valenciana, con extrapolación a las demás rocas.
- Disponer de un índice de Resistencia a la Carga Puntual para las calizas, obtenido con mayor rapidez, economía y suficiente exactitud.
- Conseguir la correlación más adecuada, para las calizas de la C.V., entre la Resistencia a Carga Puntual y la Resistencia a Compresión Simple; reduciendo los elevados costos en la realización del ensayo de compresión uniaxial. Esta correlación puede ser usada por investigadores, consultores y/o constructores, en las etapas de estudio, diseño, cálculo y construcción de obras civiles y/o arquitectónicas.
- De modo general, aportar avances en el conocimiento ingenieril.



(Página dejada en blanco deliberadamente)



Contenido

1. Realización de ensayos
2. Estudio y análisis de resultados

3. METODOLOGÍA

Para la realización de la investigación, tras la formulación del problema y el planteamiento de los objetivos indicados en el punto anterior, se ha seguido la siguiente metodología:

En una primera fase, se ha revisado la literatura básica relacionada con los principios del comportamiento tenso – deformacional de las rocas y de los métodos de ensayo para determinar sus propiedades mecánicas.

En la siguiente fase se ha revisado la literatura específica, relacionada con la resistencia a la Carga Puntual en general; se ha procedido a seleccionar y estudiar los artículos que realmente tienen relación e importancia con la pregunta de investigación, para posteriormente sintetizar los valores más significativos de los estudios realizados anteriormente.

Posteriormente se ha llevado a cabo la parte experimental, tomando muestras de rocas de ocho ubicaciones de la Comunidad Valenciana, con las cuales se ejecutaron los ensayos de campo y laboratorio. Los ensayos realizados, además, del ensayo de Carga Puntual, han sido: Resistencia a Compresión Simple, velocidad ultrasónica de propagación de ondas, durabilidad (dinámica y estática) y propiedades índice.

Finalmente se ha realizado, el análisis de los resultados y se han obtenido las correspondientes conclusiones, a partir de las cuales se proponen algunas líneas para futuras investigaciones.

3.1. Realización de ensayos

Para la realización de los ensayos, se contó con el apoyo del Laboratorio de Mecánica de Rocas del Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Valencia.

Los ensayos se realizaron con muestras procedentes de ocho ubicaciones:

- De la excavación de los taludes en roca, de las obras de la nueva carretera de acceso al futuro aeropuerto de Castellón (CV-13).
- De los sondeos para el estudio geológico y geotécnico del proyecto básico del Túnel en la Montaña del Oro en Cullera (Valencia)
- De la excavación de los taludes en roca, de las obras de duplicación de calzada en la carretera N-332, tramo Gandía – Xeresa.
- De uno de los taludes de la carretera de acceso al embalse de Loriguilla, en las inmediaciones de este.
- De la cantera de Sierra Gorda, ubicada en el termino de Bellús (Xátiva).
- De la cantera de Guerola, que se encuentra ubicada en Onteniente.
- Del desprendimiento del macizo rocoso en Puebla de Arenoso (Castellón).
- De la construcción de un pedraplén en puerto de Albaida.

En todas las zonas de estudio se han ido realizando ensayos in situ de Carga Puntual y recogiendo muestras para ser talladas y ensayadas en el laboratorio. Se han tallado probetas cilíndricas para ensayos a carga axial y diametral, como también se han moldeado testigos, para ensayos con bloques regulares.

Se han realizado ensayos de RCS con las probetas cilíndricas que cumplen con todos los requerimientos normativos. Se han hecho ensayos de RCS, algunos con bandas extensométricas, para medir su deformación axial y diametral. A su vez,



se han realizado otros ensayos para caracterizar la roca y determinar su porosidad, densidad e índices de durabilidad.

Igualmente, antes de ser sometidas las probetas a los ensayos de RCS y/o PLT se ha medido la velocidad ultrasónica de las ondas P y S, como ensayo no destructivo que nos permite determinar su deformación dinámica (módulos elásticos dinámicos del macizo, E_d y ν_d). Este ensayo se utiliza como índice de clasificación y su valor es indicativo de la calidad de la roca, correlacionándose linealmente con la Resistencia a Compresión Simple.

En total se han realizado 701 ensayos, aproximadamente un 28% son pruebas de campo y un 72% se han realizado en el laboratorio de Mecánica de Rocas del Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Valencia.

3.2. Estudio y análisis de resultados

A partir de los datos obtenidos en la campaña experimental, se ha realizado un estudio y análisis, para determinar los siguientes índices y factores:

- Cálculo del índice de Resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$.
- Estudio de la obtención del factor de corrección por tamaño, según la normativa vigente y propuesta de un factor más adecuado.
- Correlación del índice de Resistencia a Carga Puntual con la Resistencia a Compresión Simple.

Inicialmente se estudia la distribución por tamaños de las probetas utilizadas en los ensayos, especialmente en las campañas de la CV-13.

Se procede al análisis por tandas de ensayos de dichas campañas, estudiándose los valores fijos de los factores de corrección más adecuados en cada caso.

Después se realiza el análisis conjunto, con los ensayos de todas las tandas, por niveles de resistencia, en diversos pasos, incrementando el número de niveles en cada paso, buscando una(s) expresión(es) del factor de corrección por tamaño en función del nivel de resistencia.

Posteriormente, se realiza un estudio para obtener los parámetros de la relación de tamaño (L/D), de las siguientes ubicaciones: la cantera de Sierra Gorda, cantera de Guerola, puerto de Albaida y Puebla de Arenoso.

Por ultimo, se propone una correlación del índice de Resistencia a Carga Puntual con la Resistencia a Compresión Simple para calizas de la Comunidad Valenciana y se realiza un contraste de los resultados obtenidos que permita emitir una serie de conclusiones y establecer unas futuras líneas de investigación.



(Página dejada en blanco deliberadamente)



CAPÍTULO 4

Estado del arte

Contenido

1. Comportamiento tenso – deformacional
2. Resistencia a compresión simple
3. Resistencia a tracción de la matriz rocosa
4. Resistencia a Carga Puntual de la matriz rocosa
5. Criterios de rotura de la matriz rocosa
6. Métodos de ensayo para la estimación RCS
7. Ensayo de resistencia a compresión uniaxial
8. Ensayo de resistencia a Carga Puntual

4. ESTADO DEL ARTE

El estudio de la Mecánica de Rocas, resuelve entre otros los problemas del comportamiento de la matriz rocosa y del comportamiento de la roca *in situ* con las discontinuidades inherentes (macizo rocoso).

En cuanto a la matriz rocosa, hay muchos parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa y/o cualitativa de sus propiedades básicas. Estas propiedades, denominadas propiedades índices, son las que determinarán, en primera instancia, junto con la composición mineralógica y la fábrica, las propiedades y el comportamiento mecánico de dicha matriz.

Cuando se hace una descripción geológica de la roca, se incluye su nombre, mineralogía, textura, tipo de cementación y grado de alteración. Esta descripción petrográfica, se lleva a cabo mediante el análisis de láminas delgadas, con la microscopía óptica, electrónica y el empleo de técnicas de difracción de rayos X.

El estudio petrofísico, de la matriz rocosa permite interpretar sus propiedades físicas en función de sus componentes y características petrográficas (poros y fisuras intergranulares, uniones, anisotropías, minerales, composición química, etc.), mediante la descripción de parámetros petrográficos y procedimientos específicos para su evaluación (Montoto y Esbert, 1999).

Las propiedades mecánicas de la matriz rocosa son las que permiten conocer las características tenso – deformacionales de la misma, sometida a un estado de esfuerzos determinados. Dentro de las propiedades básicas, y de cara al conocimiento del comportamiento mecánico de la matriz, son de particular importancia la Resistencia a Compresión Simple y la resistencia a tracción.

4.1. Comportamiento tenso – deformacional de la matriz rocosa

El comportamiento tensión – deformacional de una roca, viene definido por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas y hace referencia a cómo se va deformando y a la variación del comportamiento del material a lo largo de la aplicación de la carga; que permite conocer:

- El comportamiento antes de llegar a la rotura.
- La forma en que se produce la rotura.
- El comportamiento después de la rotura.

Su estudio, se lleva a cabo a partir de ensayos de aplicación de fuerzas, en donde se registran las curvas de esfuerzo – deformación a lo largo de las diferentes etapas del proceso.

Las rocas presentan relaciones lineales y/o no lineales entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones producidas, obteniéndose diferentes modelos de curvas tensión contra deformación para distintos tipos de rocas.

Si se aplica una carga y se supera su resistencia de pico (es decir, si la deformación aumenta más allá de la deformación de pico) puede ocurrir:

- La resistencia de la roca disminuye drásticamente incluso hasta alcanzar un valor próximo a cero. Es el caso de un comportamiento frágil.
- La resistencia de la roca decrece hasta un cierto valor después de haberse alcanzado deformaciones importantes. Es el caso de un comportamiento frágil – dúctil o parcialmente frágil.
- La deformación sigue aumentando sin que se pierda resistencia (esto es, la resistencia se mantiene constante después de grandes deformaciones). Es el caso de comportamiento dúctil.

Una roca presenta comportamiento frágil, cuando su capacidad para resistir cargas disminuye al aumentar la deformación, esta rotura se asocia con una deformación permanente muy pequeña o casi nula de la roca antes de la rotura, que según las condiciones de ensayo, puede producirse repentinamente. El fenómeno de rotura explosiva frágil se puede observar especialmente en minas profundas excavadas en rocas resistentes.

El comportamiento dúctil, aparece cuando la roca conserva su resistencia a pesar de estar sujeta a deformaciones permanentes. La mayoría de rocas presentan un comportamiento frágil, más que dúctil, para las condiciones de presión y temperatura a las que normalmente están sometidas en las actuaciones de Ingeniería Civil. La ductilidad puede ser mayor en rocas meteorizadas, macizos rocosos diaclasados y rocas poco resistentes, tales como evaporitas.

Al ir aumentando la presión de confinamiento, se pasa de un comportamiento frágil de la probeta a un comportamiento dúctil. La rotura frágil que se produce en rocas sometidas a tensiones, es de naturaleza violenta e incontrolada, cuando la rigidez de la prensa es menor que la de la probeta, caso de ensayos de laboratorio, o cuando los estratos que cargan sobre ellas son menos rígidos; la rotura frágil se produce al alcanzar la resistencia máxima. En otras situaciones, se puede controlar la rotura de tal forma que sigan “trabajando” aún después de haber alcanzado su resistencia máxima.

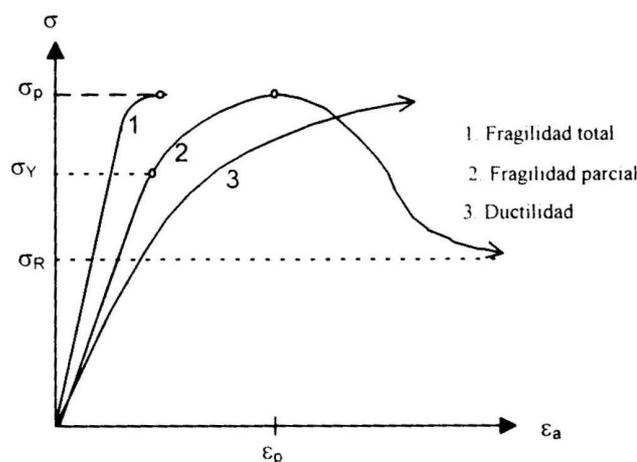


FIGURA - 1: CURVA DE TENSIÓN CONTRA DEFORMACIÓN (SERRANO, 1998).

El hecho de que el comportamiento sea frágil o dúctil depende de la rigidez relativa de la roca que soporta la carga y del sistema de aplicación de la carga; así, en los ensayos de laboratorio, la probabilidad de rotura frágil se reduce utilizando prensas rígidas. El conocimiento de las curvas completas tensión-deformación de las rocas y macizos rocosos frágiles, es fundamental para analizar el comportamiento de la roca sometida a altas tensiones en las excavaciones subterráneas.

La fragilidad de la roca, viene definida por la pendiente de la curva tensión-deformación a partir del punto de resistencia máxima, la fragilidad viene dada por:

$$\frac{\sigma_1^M - \sigma_1^R}{\varepsilon_1^R - \varepsilon_1^M} \quad (1)$$

donde: σ_1^M es la resistencia máxima
 σ_1^R es la resistencia residual
 ε_1^R y ε_1^M son las respectivas deformaciones

La curva de esfuerzo-deformación, en la rama ascendente, antes de alcanzar la resistencia pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayor parte de las rocas. En el campo elástico, la deformación es proporcional al esfuerzo y se cumple la relación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ax}} \quad (2)$$

donde: E es el módulo de Young o de elasticidad
 σ es el esfuerzo
 ε_{ax} es la deformación axial

Existe otra constante que define el comportamiento elástico del material rocoso, que es el módulo de Poisson:

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{ax}} \quad (3)$$

donde: ε_{ax} es la deformación axial
 ε_t es la deformación transversal

Procesos de rotura

El proceso de rotura macroscópica de una roca, es muy complejo y generalmente intervienen en él muchos fenómenos microscópicos que complican su comprensión y con ello su tratamiento teórico.

Procesos de rotura macroscópica

En la rotura macroscópica (Serrano, 1998) pueden considerarse los siguientes tipos:

- **Rotura por tracción:** En este tipo de rotura se produce cuando la disposición y estructura del macizo rocoso hace que una cierta sección de la roca esté sometida a una tracción pura o casi pura.
- **Rotura por esfuerzo cortante:** Se produce cuando una cierta superficie de la roca está sometida a esfuerzos cortantes suficientemente altos para que una cara de la superficie deslice respecto a la otra.
- **Rotura por compresión:** Se presenta en volúmenes de roca comprimidos intensamente. En realidad, microscópicamente, se producen grietas de tracción y planos de corte que progresan delimitando el volumen roto por “compresión”. Independiente de estos procesos de rotura por compresión, en las rocas muy porosas, tales como aglomerados volcánicos de baja densidad, areniscas cementadas (tipo Creta); se dan procesos de colapso mecánico por una compresión isótropa, en los que la estructura de la cementación se rompe, transformándose la roca en un material pulverulento de tipo suelo con mayor densidad que la roca inicial. Las rocas densas bajo compresión isotrópica, pueden colapsar también bajo compresiones muy elevadas por cambio de su estructura cristalina.
- **Rotura por flexión:** Se produce cuando una cierta sección de la roca está sometida a flexión. En realidad la sección está sometida a unas tensiones normales variables y se rompe por la zona de las tracciones a causa de esta sollicitación.

Procesos de rotura microscópica

En forma simplificada, los procesos de rotura a nivel microscópico pueden agruparse en los siguientes fenómenos:

- **Fracturación o formación de superficies libres:** Consiste en la apertura de una grieta con la formación de una superficie libre, para lo cual hay que aportar una “energía específica de superficie” por unidad de área creada o bien, en el crecimiento de una grieta ya existente, a causa de una tensión de tracción.

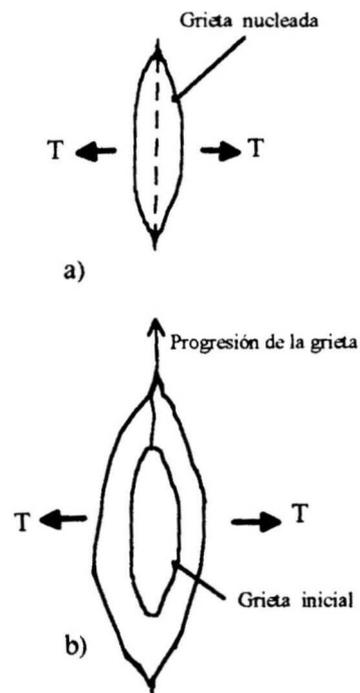


FIGURA - 2: FRACTURACIÓN:
A) NUCLEACIÓN DE UNA GRIETA
B) CRECIMIENTO DE UNA GRIETA.
(SERRANO, 1998).

En este fenómeno tiene gran importancia el efecto de concentración de tensiones en los extremos de la fisura.

- **Deslizamiento:** Se produce cuando por efecto de una sollicitación cortante, un plano reticular, o una banda de planos desliza o deslizan, dando un salto de una o varias distancias reticulares.

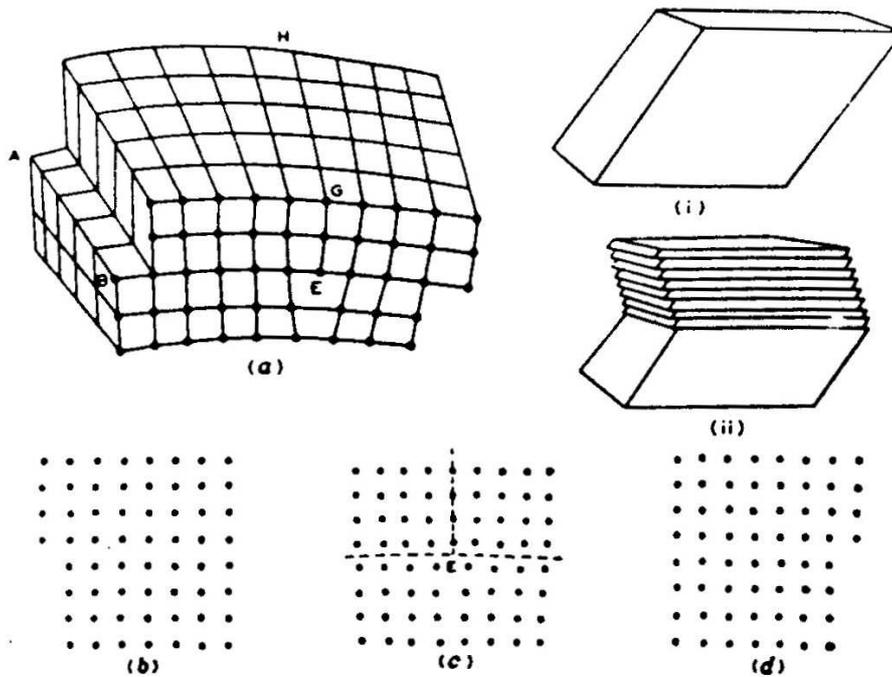


FIGURA - 3: ESQUEMAS DE DESLIZAMIENTO CRISTALINO.
(SERRANO, 1998).

Un fenómeno similar puede presentarse a escala de la roca matriz, cuando se produce un deslizamiento de una cara de una fisura respecto a la otra debido a una sollicitación cortante.

4.2. Resistencia a Compresión Simple de la Matriz Rocosa

Se suele entender por “resistencia” a la carga específica (por unidad de sección), que es necesario aplicar a un material para producir su rotura. Según el esfuerzo que se aplique la resistencia puede ser: a compresión, a tracción, a flexión, a corte, a torsión, etc.

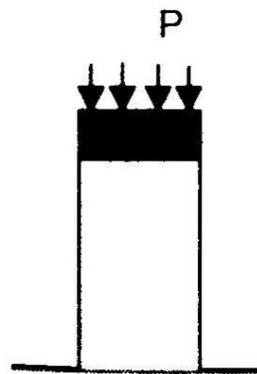


FIGURA - 4: COMPRESIÓN SIMPLE.

La Resistencia a Compresión Simple (o compresión uniaxial) de la matriz rocosa, es el valor que se obtiene cuando se aplica (Figura nº 4) una carga de compresión en una dirección dada, sin aplicar ningún otro esfuerzo en ninguna otra dirección. Se suele expresar con los símbolos² C_o ó σ_c :

$$C_o = \frac{P}{A} \quad \text{ó} \quad \sigma_c = \frac{P}{A} \quad (4)$$

Donde, P es la carga de rotura y A la sección sobre la que se aplica.

La matriz rocosa rompe a favor de las superficies de fractura que se generan al superarse su resistencia pico. Así, de una forma indirecta los ensayos de compresión miden la resistencia al corte de las rocas.

² Lo más adecuado sería utilizar el símbolo σ_c para indicar una tensión de compresión y el símbolo C_o para el valor último o de rotura de dicha tensión.

Podría pensarse que los planos de fractura, tienden a desarrollarse con dirección paralela a la de aplicación de la carga; sin embargo, la mínima resistencia se obtiene para la dirección en la que se ejerce el mayor esfuerzo tangencial, formando un ángulo determinado con respecto a la dirección de aplicación de la carga.

Teóricamente, en caso de matriz rocosa isótropa, la resistencia compresiva será siempre la misma para un mismo estado de esfuerzos aplicados y unas mismas condiciones de presión de agua, temperatura, etc. y, según el círculo de Mohr, la rotura se producirá en una dirección tal que: $2\theta = 90^\circ + \phi$.

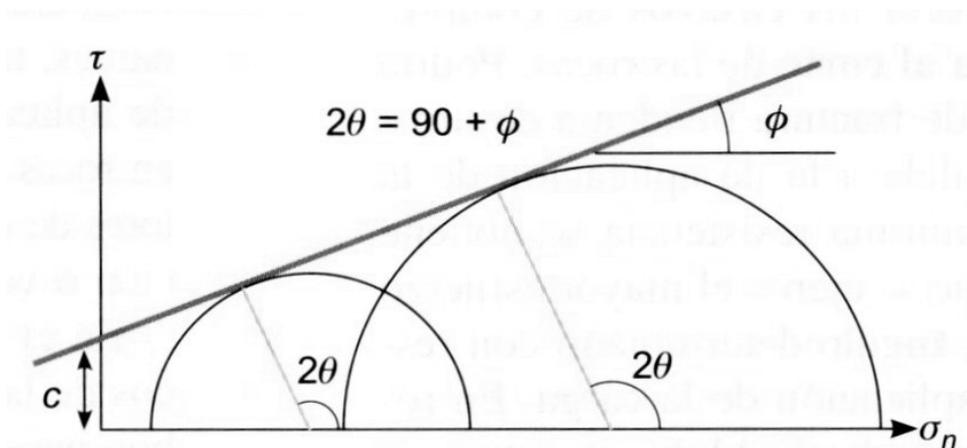


FIGURA - 5: CRITERIO LINEAL DE ROTURA DE MOHR-COULOMB (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL, 2002).

Sin embargo, la matriz rocosa suele tener naturaleza anisótropa y no siempre se cumple la predicción anterior en los ensayos de laboratorio.

Cuando la roca presenta anisotropía su resistencia compresiva, para un mismo estado de esfuerzos, varía según el ángulo entre la dirección de los planos de anisotropía y la dirección de la carga aplicada.

Siguiendo el modelo de Mecánica del Suelo (Mohr – Coulomb) la resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material. La cohesión, es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca.

El ángulo de fricción interna (ϕ), es el ángulo de rozamiento entre los planos de la misma roca, para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45° . La

fuerza friccional depende del ángulo de fricción y del esfuerzo normal (σ_n), actuando sobre el plano considerado.

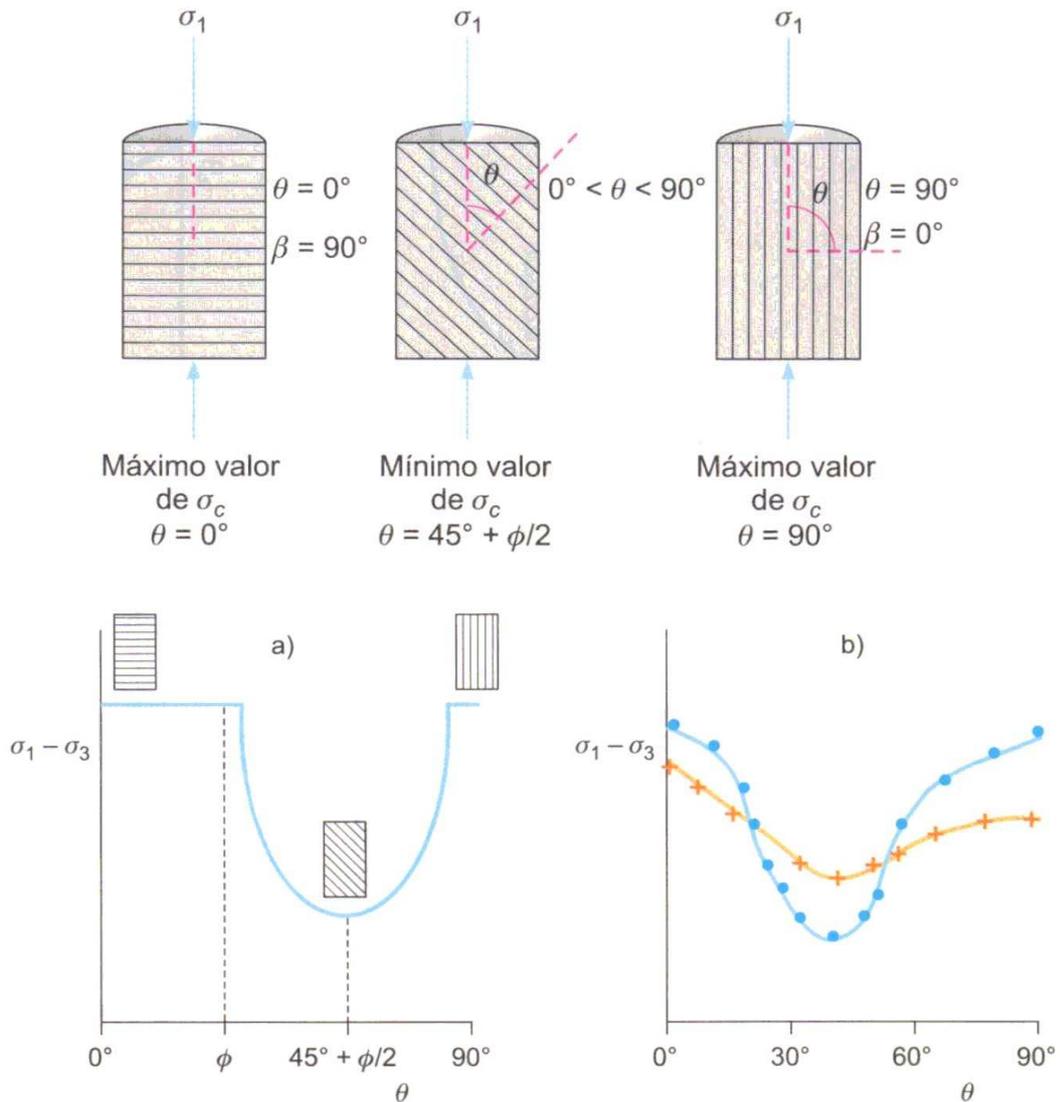


FIGURA - 6: VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE APLICACIÓN DE LA CARGA: CURVAS TEÓRICAS Y CURVAS DE ENSAYOS REALES. (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL, 2002).

La Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa es un parámetro muy variable que depende de muchos factores:

Factores intrínsecos:

- Tipo de roca (factor condicionante básico).
- Grado de microfisuración.
- Porosidad y grado de alteración y/o meteorización.

Esto da lugar a que no solo varíe la resistencia de un tipo de roca a otra, sino que, dentro de un mismo tipo de roca, se pueda dar un amplio rango de valores:

Tabla – 1: Valores de resistencia de la matriz rocosa sana.
(González de Vallejo et al, 2002)

Roca intacta	Resistencia a compresión simple (kp/cm ²)		Resistencia a la tracción (kp/cm ²)
	Valores medios	Rango de valores	
Andesita	2.100-3.200	1.000-5.000	70
Anfibolita	2.800	2.100-5.300	230
Anhidrita	900	800-1.300	60-120
Arenisca	550-1.400	300-2.350	50-200
Basalto	1.500-2.150	800-3.500	50-250
Caliza	800-1.400	600-2.000	40-300
Cuarcita	2.000-3.200	1.000-5.000	100-300
Diabasa	2.400-3.500	1.300-3.650	550
Diorita	1.800-2.450	1.200-3.350	80-300
Dolerita	2.000-3.000	1.000-3.500	150-350
Dolomía	900-2.500	650-3.500	50-250
Esquisto	500-600	200-1.600	20-55
Gabro	2.100-2.800	1.800-3.000	140-300
Gneiss	1.600-2.000	850-2.500	50-200
Granito	1.700-2.300	1.000-3.000	70-250
Grauvaca	1.800	800-2.200	55-150
Limolita		350-2.500	27
Lutita	300-700	100-1.000	15-100 5-10*
Marga	700-1.400	700-1.900	
Mármol	1.200-2.000	600-2.500	65-200
Pizarra	1.000-1.800	900-2.500	70-200
Sal	120	50-300	
Toba		100-460	10-40
Yeso	250	100-400	10-25

(*) A favor de superficies de laminación.
Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Walthan (1999), Obert y Duvall (1967), Farmer (1968).

Esa dispersión de valores, se corresponde a los valores “medidos” de la resistencia, que están también influidos por:

Factores extrínsecos: Características del ensayo
 Características de la muestra

La resistencia de las rocas es una propiedad que también depende del tiempo. Considerando este factor, por una parte se tiene que la magnitud de la tensión, que ocasiona la rotura desciende exponencialmente a un valor límite cuando el tiempo tiende a infinito y, por otra parte, la roca tiene una capacidad de soportar

una tensión mayor pero durante un corto espacio de tiempo (siendo, por ejemplo, el tiempo del paso de la onda de tensión producida por una voladura). Al realizar en el laboratorio el ensayo de compresión simple, normalmente no se está en ninguna de estas dos situaciones límite, sino en una intermedia.

En una serie de ensayos llevados a cabo en granito de Westerley, se ha recogido la información de la influencia de la velocidad de carga, sobre la resistencia a la compresión triaxial de la roca y se ha llegado a la conclusión que la resistencia puede descender hasta un 50 por ciento, disminuyendo la velocidad de carga en 4 órdenes de magnitud. En general, al ser más rápida la aplicación de la carga, la muestra de roca ensayada será más resistente.

El hecho de que se produzca una disminución de la resistencia de la roca al disminuir la velocidad de aplicación de la carga se explica, según Manrique (1982) en ITGE (1991), mediante la teoría de la microfisuración de McClintock y Walsh (1982).

Al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, también disminuye la velocidad de deslizamiento de las superficies de las microfisuras ya cerradas, con lo cual aumenta su resistencia a la fricción y como consecuencia de ello, aumenta la concentración de tensiones en los extremos de las microfisuras; de este modo la propagación de las microfisuras es más rápida, haciendo que la resistencia de la roca sea menor.

El comportamiento mecánico de las rocas, para resolver problemas de Ingeniería Civil, se “maneja” mediante los denominados “criterios de rotura”, que suponen una relación entre la combinación de estados tensionales, σ_i , (o de estados deformacionales) que produce la rotura de la roca y una serie de parámetros (k_i) representativos de la misma:

$$Rotura = f(\sigma_i; k_i) \quad (5)$$

Como se verá en los siguientes apartados, en el criterio más ampliamente aceptado y utilizado en la actualidad, la Resistencia a Compresión Simple es uno de los parámetros fundamentales, y de ahí la importancia de la determinación de dicha resistencia.

Además, tradicionalmente, la Resistencia a Compresión Simple ha sido uno de los parámetros clasificatorios de las rocas desde el punto de vista ingenieril.

Tabla – 2: Clasificación de las rocas a partir de su Resistencia a Compresión Simple.
(González de Vallejo et al, 2002)

Resistencia a la Compresión Simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawki (1973)	Ejemplos
<1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda >1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, caliza porosa
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, caliza
>200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto
>250	Extremadamente dura			

4.3. Resistencia a tracción de la Matriz Rocosa

La resistencia a tracción simple de la matriz rocosa, es el valor de la resistencia que se obtiene cuando se aplica (Figura nº 7) una carga de tracción en una dirección dada, sin aplicar ningún otro esfuerzo en ninguna otra dirección.

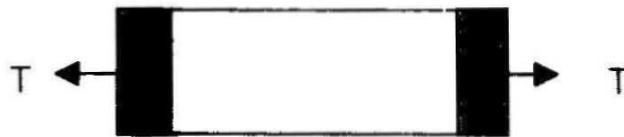


FIGURA - 7: TRACCIÓN SIMPLE.

Se suele expresar con los símbolos³ T_o ó σ_t :

$$T_o = \frac{T}{A} \quad \text{ó} \quad \sigma_t = \frac{T}{A} \quad (6)$$

Donde T es la carga de rotura y A la sección sobre la que se aplica.

Resulta difícil, la determinación de la resistencia a tracción simple mediante el ensayo directo de una probeta, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión.

Brace, W. y Brittle, F. (1964) utilizaron muestras de forma especial que reducen el problema anterior, pero el método operativo es costoso y quizá demasiado complicado para su empleo rutinario.

El método más práctico para determinar la resistencia a tracción directa se consigue, pegando con resina epoxi, cabezales de metal a muestras cilíndricas de roca que se ponen en tensión mediante cables.

³ Hacemos la misma observación que para el caso de la resistencia a compresión simple; lo más adecuado es utilizar el símbolo σ_t para indicar una tensión de compresión y el símbolo T_o para el valor último o de rotura de dicha tensión.

No suele ser muy necesaria, una determinación exacta de la resistencia a tracción del material rocoso, éste se suele medir generalmente por métodos rápidos indirectos.

Lo más habitual es adoptar una correlación lineal directa entre la resistencia a tracción simple y la Resistencia a Compresión Simple, del tipo:

$$T_o = \eta \cdot C_o \quad (7)$$

Donde η es el factor de proporcionalidad entre ambas resistencias.

Tradicionalmente se ha utilizado y se sigue utilizando la correlación derivada del criterio de rotura de Griffith a las rocas (Figura nº 8) que se suele expresar como:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } \sigma_1 + 3 \cdot \sigma_3 > 0 \rightarrow (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = \sigma_c \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) = 8 \cdot \sigma_t \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \\ \text{Si } \sigma_3 + 3 \cdot \sigma_1 < 0 \rightarrow \sigma_3 = -\sigma_t \end{array} \right\} \quad (8)$$

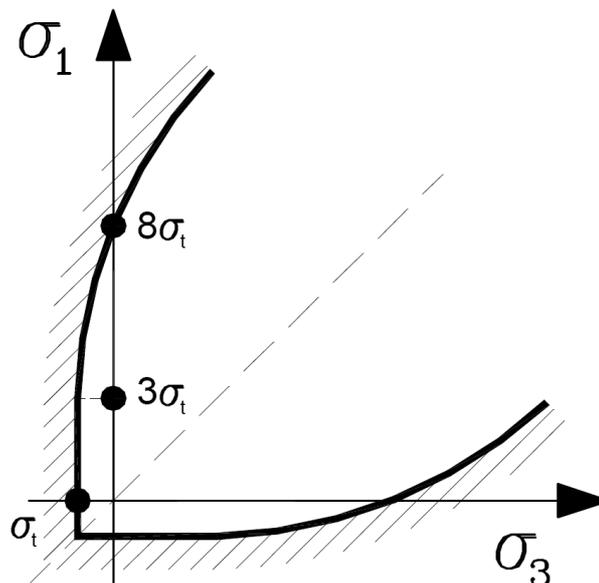


FIGURA - 8: CRITERIO DE GRIFFITH.

El criterio de Griffith implica una relación:

$$T_o = \frac{1}{8} \cdot C_o \quad (9)$$

El criterio de Griffith es muy atractivo, por lo impecable de su fundamento teórico, pero queda desmentido por las observaciones experimentales, según las cuales⁴:

$$T_o = de \frac{1}{9} \cdot C_o \quad a \quad \frac{1}{17} \cdot C_o \quad (10)$$

El ensayo brasileño (Lobo, F., 1942, en Serón, J.B., 2007) es el método más usado para determinar la resistencia a tracción. En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud (L) y diámetro (D), se carga diametralmente con una carga (P). La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral (Figura nº 9).

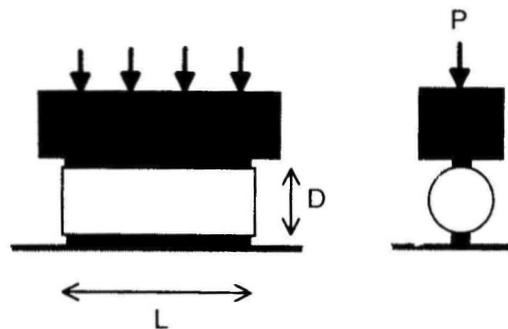


FIGURA - 9: TRACCIÓN BRASILEÑA.

Con este ensayo (como se verá en el punto 4.6.3) se determina una resistencia a tracción indirecta⁵ denominada “resistencia a tracción brasileña”, T_B ó σ_{tB} :

$$T_B \quad \text{ó} \quad \sigma_{tB} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (11)$$

⁴ Para el caso de análisis tridimensional ($\sigma_2 \neq 0$), el coeficiente η es aproximadamente de 1/12.

⁵ Se suele utilizar el término “resistencia a tracción” a secas, lo cual es incorrecto pues dicho término debe utilizarse para la resistencia a tracción simple.

4.4. Resistencia a la Carga Puntual de la Matriz Rocosa

En mecánica de rocas se define la resistencia a la Carga Puntual con el denominado “índice de resistencia a la Carga Puntual”, que corresponde al cociente entre la carga aplicada puntualmente (P), para la que se produce la rotura en una probeta, dividida por el área de la sección teórica de rotura (A_t), considerándose dicha sección como la sección mínima de la probeta, que pasa por el eje de aplicación de la carga:

$$I_s = \frac{P}{A_t} \quad (12)$$

Se determina con el ensayo de resistencia a la Carga Puntual (PLT) o ensayo Franklin, que se describe en profundidad en el punto 4.8. Aunque puede realizarse con probetas en forma de bloques más o menos paralelepípedicos, e incluso irregulares, el ensayo más ortodoxo⁶ es el realizado con probetas cilíndricas sometidas a carga diametral o axial (ver Figuras nº 10 y 28).

El área de la sección teórica de rotura no tiene por que coincidir con el área de la sección real de rotura que incluso puede estar formada por varias superficies de rotura. Así, por ejemplo, en el caso a) de la Figura nº 10, la sección teórica de rotura será siempre la misma (la sección axial del cilindro sometido a ensayo), por muy sinuosa que sea la superficie o superficies de rotura⁷ y lo mismo ocurrirá con los casos b) y c), en los que la sección teórica de rotura es la sección diametral recta de la probeta.

⁶ Al menos es la modalidad de ensayo que mejor permite la reproducibilidad de condiciones de ensayo y que más se presta al estudio teórico de los procesos de tensión – deformación que se producen.

⁷ Siempre que sea una rotura válida; se considera rotura válida aquella en la que todas las superficies de rotura producidas pasan por los puntos de aplicación de la carga (ver Figura nº 31 del punto 4.8).

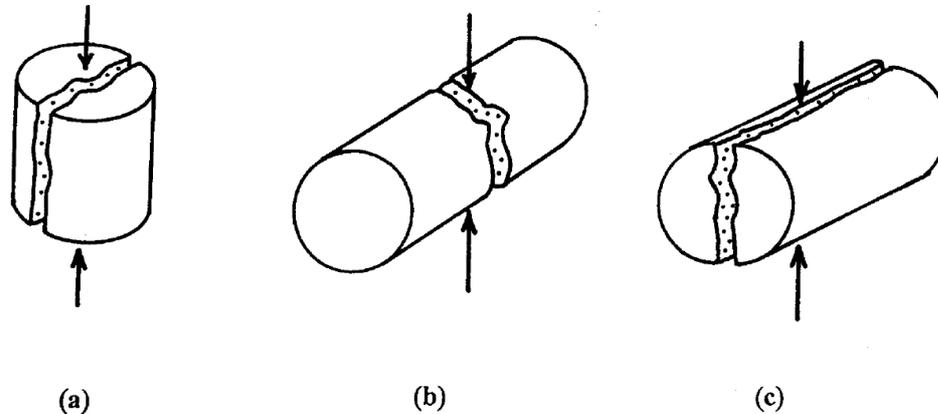


FIGURA – 10: MODOS DE ROTURA TÍPICOS EN PROBETAS CILÍNDRICAS

Los primeros indicios del ensayo de resistencia a Carga Puntual datan del año 1972, en una publicación de International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, volumen 9, páginas 669-697. Donde los autores: Broch, E. y Franklin, J.A. describieron la máquina y la forma de realizar los ensayos, con cualquier forma del testigo y sencillamente aplicando un factor de corrección por forma. Y al final de todos los ensayos los resultados fueron correlacionados con la RCS. También hablaron de aspectos del ensayo que se investigaron como el tamaño y forma y sus efectos, la anisotropía y la influencia del contenido de agua en los resultados.

El ensayo de PLT en trozos irregulares, desarrollado en Rusia, es descrito por Protodyakonov, M. (1960) obteniendo un índice de fuerza, que divide la carga de rotura por los $2/3$ del volumen de la muestra, siendo esta una aproximación a la sección transversal de la masa. El volumen lo determinó, utilizando la técnica de desplazamiento de la arena. El departamento internacional de Mecánica de Rocas (1964) incorporó el ensayo de Protodyakanov siendo una tecnología estándar, como se describe a continuación:

- *Testigos con formas irregulares con forma de “huevo” con unas relación de especímenes entre su diámetro mayor y su diámetro menor de aproximadamente 1,5:1,0 y volumen de unos 100 cm^3 , obteniéndose con*



trozos de roca utilizando cualquier método de tallado y redondeando las muestras por golpes de martillo. Para la realización del ensayo, no debe haber más de 15 a 25 ejemplares con una diferencia de masa inferior al 2%.

En gran Bretaña, el método fue examinado por Hobbs, D. (1963) con la vista a la clasificación de rocas sedimentarias. Su principal crítica del método de Protodykanov, era que en las rocas estratificadas en el eje longitudinal de una masa irregular, por lo general coincidían con el plano de la estratificación, mientras que la prueba requería que sea perpendicular. Por lo tanto, la preparación de la muestra fue difícil. El autor, también expuso la opinión de que las medidas de fuerza no deberían limitarse a una sola orientación de las láminas y que deberían tenerse en cuenta las variaciones de la fuerza con el tamaño de la muestra. Hobbs, D., (1963), utiliza un sistema alternativo en trozos irregulares, por lo general en forma de placas de lados paralelos que se obtienen fácilmente de las rocas sedimentarias, se han comprimido entre los planos, con la dirección de compresión perpendicular al plano de las laminaciones. El índice de la fuerza se obtiene dividiendo la carga de ruptura, por una superficie media perpendicular a la dirección de la carga; esta área se calcula como el cociente de la masa de la muestra por el producto de la altura de la muestra y la densidad. También se utiliza un índice que se obtiene dividiendo la carga de rotura entre el área de contacto de la platina, medido mediante la interposición de hojas de papel carbón y papel cuadrulado entre la muestra y las platinas. Una técnica similar fue descrita por Evans, I. y Pomeroy, C. (1966) y fue utilizado con éxito por Pigeon, Y. (1969) al investigar el comportamiento de materiales de escollera.

En Francia, la prueba ha sido investigada por Dibrnat, F., y Duffaut, P. (1966), tomando como punto de partida la prueba descrita por Protodykanov, estaban especialmente preocupados por la influencia del tamaño, forma y orientación de la masa en los resultados de la prueba. Demostraron que la fuerza de rotura registrada podría ser casi el doble si el tamaño de la muestra se hubiera reducido a la mitad, o si el eje mayor del testigo fuese perpendicular a la carga aplicada. Sus estudios experimentales fueron analizados por esfuerzos foto – elásticos usando modelos planos de varias formas. Estas revelaron que la fuerza en

especímenes delgados es muy sensible, a la longitud mas corta y los llevo a recomendar la prueba con la carga aplicada en calidad a lo largo del eje menor de la muestra. La funcionalidad de la fuerza de las formulaciones propuestas anteriormente puede ser cuestionada, la medición del volumen a través del desplazamiento de arena es inexacta y difícil, como son las mediciones de la densidad o de la zona de contacto de la platina. Hiramatsu, Y. y Oka, Y. (1966) dieron una formulación alternativa que evita estos problemas prácticos, expresando la fuerza en términos de la proporción de la carga de rotura, dividida el cuadrado de la distancia entre los puntos de contacto de la platina. Esta distancia puede ser fácil de medir con precisión. Ellos demostraron que este tipo de formulación se aplica exactamente para cargar una esfera elástica entre los puntos a lo largo de un diámetro y es una buena aproximación para trozos irregulares y otras formas de la muestra.

Los autores han utilizado el ensayo de Carga Puntual, para trozos irregulares en estudios de erosión de rocas. Las pruebas resultaron adecuadas para este fin, debido a que la matriz rocosa no estaba disponible y las rocas exteriores se podían desmenuzar con los dedos; si se hubiera intentado tallar las rocas para ensayos con forma regular se hubieran encontrados con muchos problemas. Pruebas con trozos irregulares se utilizaron en Bordeaux, Francia para clasificar la resistencia de los pilares de piedra caliza en una zona débil, debajo de la ciudad. También en Canadá el ensayo para trozos irregulares se ha utilizado para clasificar y hacer un mapa de las variaciones de las fuerzas en granitos, donde la caolinización de las rocas había dado a lugar a un debilitamiento considerable.

La dispersión de los ensayos de trozos irregulares, pueden ser en cierta medida compensada por el gran número de ensayos (la prueba es rápida) y tomando el valor de la mediana como un índice. Esto no supera los problemas debido a la influencia del tamaño de la muestra, la forma, la normalización, todos estos efectos son necesarios corregirlos.

En los Estados Unidos, Reichmuth, D. (1963) llevó a cabo un estudio experimental de los efectos de tamaño y de forma de los ensayos de Carga Puntual. Su punto de partida fue una formulación simple para la fuerza, similar a

la de Hiramatsy y Oka, en trabajos posteriores a esta formulación, se fue modificando progresivamente, para poderse adaptar a las curvas empíricas de los resultados experimentales. Sus formulas modificadas, una que incluía el valor de la resistencia a compresión, eran complicadas y su valor práctico fue cuestionado. Después que Reichmuth trabajo en la oficina de Minas de los Estados Unidos, uso la prueba diametral en un intento de la predicción de la fuerza de compresión. El ensayo de Carga Puntual dio la más alta correlación con la resistencia a compresión uniaxial (con un coeficiente de correlación de 0.947).

McWilliams, J. (1966) utilizó el ensayo de Carga Puntual para estudiar la relación de la debilidad en rocas planas con defectos microestructurales en el material rocoso. Las rocas fueron talladas con sierras circulares y ensayadas de la forma axial, rompiéndose muy cerca del plano de falla de la roca. En Noruega, la prueba diametral se ha usado desde 1965. Los primeros en aplicarla en investigación fueron Bergh-Christensen, J. (1970) y Selmer-Olsen, R. (1970).

La influencia del contenido de agua en la resistencia a Carga Puntual

En la compresión uniaxial de las rocas, a medida que se satura el material su resistencia disminuye (ver Figura nº 11).

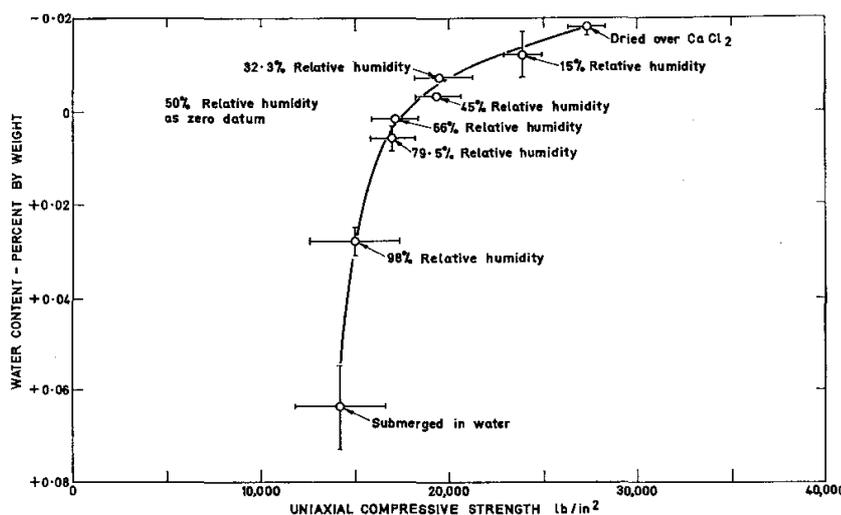


FIGURA – 11: INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE AGUA EN LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL (COLBACK, P. Y WILD, B., 1965)



En la Tabla nº 3 se observa que tres tipos de rocas fueron sometidas al ensayo de Carga Puntual a testigos diametrales, quienes observaron hasta una reducción del 33% con respecto a muestras secas en la estufa, e incluso la muestra de granito con cero en la porosidad mensurable, sufrió un 13% de reducción de su resistencia. Los investigadores sugieren que el ensayo se debe realizar con las muestras saturadas, para ensayos de clasificación. Estrictamente, las muestras, se deben almacenar bajo el agua por varios días, antes del ensayo. Sin embargo, la diferencia entre las muestras completamente y/o parcialmente saturadas es probable que sean pequeñas (Figura nº 11).

Tabla – 3: Influencia del contenido de agua en los resultados de resistencia a Carga Puntual- diametral.(Franklin, J. y Broch, E. 1972)

	Granite sample 206	Darley Dale sandstone sample 215	Pennant sandstone sample 219
Core diameter (mm)	38	38	25
Porosity (%)	0·0	12·5	12·5
I_s oven dry (MN/m ²)	10·6	3·5	4·2
I_s saturated (MN/m ²)	9·2	2·4	2·8
Strength reduction (%)	13·3	30·3	33·0

Número de ensayos y cálculo de los resultados

El índice de la fuerza puede ser obtenido como media o el promedio de los resultados de los ensayos. La mediana es preferible si se tiene pocas probetas, porque esta es menos sensible a los resultados extremos y también implica menos cálculo y por lo tanto menos probabilidad de error. La mediana de un conjunto de resultados puede ser obtenida por la supresión sistemática de los valores más altos y más bajos, hasta que queden dos valores. En la prueba de testigos diametrales, donde el D es constante, se puede encontrar la mediana de la carga P y a continuación, calcular el índice I_s y después ser corregirlo por tamaño. En las pruebas globales (testigos axiales o irregulares) como varía D, cada valor del índice I_s se cálculo individualmente, luego se corrige por tamaño y la mediana se deja para el final.

Es difícil, quizás incluso incorrecto, especificar un cierto número de ensayos mínimos que deban realizarse. A menudo los suministros de testigos de roca están limitados y en otros casos son abundantes. En los casos que son limitados, los índices obtenidos son mejor que nada, siempre que la limitada precisión de los resultados se tenga en cuenta.

Los investigadores, han realizado una larga serie de ensayos para obtener una orientación sobre la influencia del número óptimo de ensayos y sobre la exactitud de los resultados. Se obtuvieron, tanto la media y la mediana del I_s en donde se traza con el número de ensayos realizados (Figura nº 12).

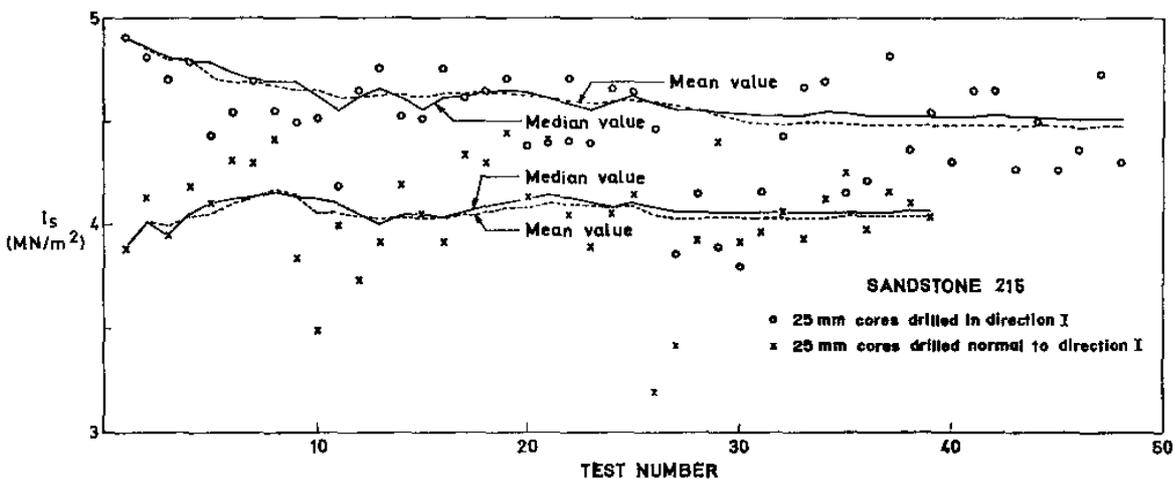


FIGURA – 12: VARIACIÓN DE LA MEDIA Y MEDIANA DEL ENSAYO A CARGA PUNTUAL DIAMETRAL EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE ENSAYOS (FRANKLIN, J. Y BROCH, E. 1972)

Como se puede observar en la anterior Figura, la media y la mediana difieren en menor medida de unos a otros después de 10 a 12 ensayos solo se observa una ligera mejora en la exactitud del índice de Carga Puntual. Se recomienda que cuando se cuenta con pocos testigos de cada muestra, se realicen los ensayos con testigos diametrales y axiales. En ensayos con testigos irregulares, el número de muestras debe ser aproximadamente el doble de los ensayos con testigos diametrales y axiales.

Análisis del ensayo de Carga Puntual

El estado de esfuerzo dentro de una roca bajo la Carga Puntual, no ha sido resuelto analíticamente de un modo satisfactorio. Peng (1976), utilizó el método de elementos finitos para analizar el estado de esfuerzo en el interior de la muestra, definiéndolo de una manera compleja.

La solución analítica más aproximada la desarrolló Wijk (1978), basándose en los análisis de placas de Dougall (1904).

Wijk obtuvo para la tensión de tracción⁸, la siguiente aproximación en el centro de una probeta cilíndrica de un sólido isotrópico sometido al ensayo de carga axial:

$$\sigma_t = -\left(\beta_{\text{placa}} + \frac{2 \cdot L^2 \cdot \nu}{\pi \cdot D^2}\right) \cdot \left(\frac{P}{L^2}\right) = -\alpha \cdot \left(\frac{P}{L^2}\right) \quad (13)$$

donde:

- P es la carga de rotura
- L la altura del cilindro ensayado
- D el diámetro cilindro ensayado
- ν coeficiente de Poisson
- β_{placa} es el denominado “coeficiente de placa”
- α se le denomina “coeficiente de tensión de tracción”.

Físicamente, el coeficiente de placa, β_{placa} , es el factor de concentración de esfuerzo en el centro de una placa infinita de espesor L bajo una Carga Puntual de magnitud P.

El coeficiente de placa se evalúa con la expresión:

$$\beta_{\text{placa}} = \frac{2}{\pi} \cdot \int_0^{\infty} \frac{\xi \cdot d\xi}{\sinh(2 \cdot \xi) + 2 \cdot \xi} \cdot \{\xi \cdot \cosh(\xi) - (1 + 2 \cdot \nu) \cdot \sinh(\xi)\} \quad (14)$$

El valor de β_{placa} se puede obtener por la regla de integración de Simpson (Press et al, 1992), encontrándose que:

⁸ Se introduce en la expresión el signo negativo para conservar el criterio de signos habitual en Geotecnia, según el cual se consideran positivas las compresiones y negativas las tracciones.

$$\text{para } 0 \leq \nu \leq 0,5 \rightarrow 0,7043 \leq \beta_{\text{placa}} \leq 0,3135 \quad (15)$$

En la ecuación (13), cuando D/L tiende a infinito (lo que correspondería a una probeta de muy poco espesor frente a su extensión):

$$\frac{D}{L} \rightarrow \infty \Rightarrow \frac{2 \cdot L^2 \cdot \nu}{\pi \cdot D^2} \rightarrow 0 \Rightarrow \alpha = \left(\beta_{\text{placa}} + \frac{2 \cdot L^2 \cdot \nu}{\pi \cdot D^2} \right) \rightarrow \beta_{\text{placa}} \quad (16)$$

En la Figura nº 13 se muestra la variación del coeficiente de tensión de tracción, α , frente al coeficiente de Poisson y la relación D/L .

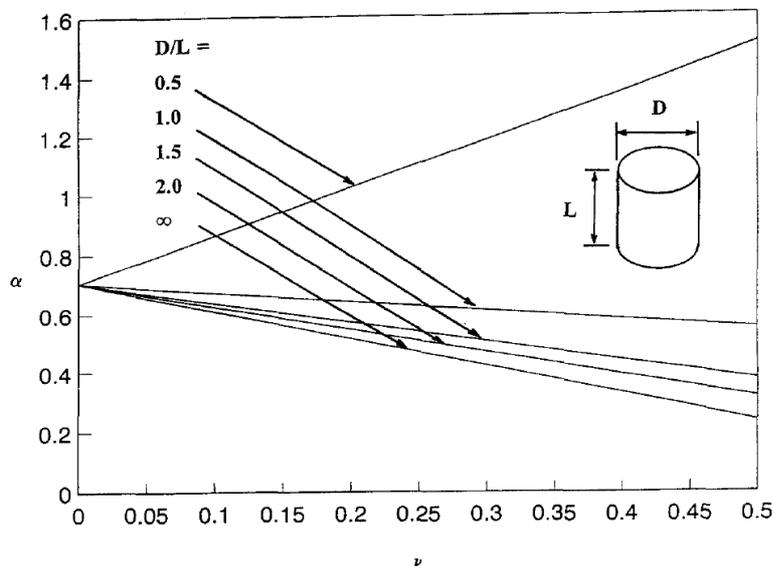


FIGURA – 13: VALORES TEÓRICOS DEL COEFICIENTE DE TENSIÓN DE TRACCIÓN SEGÚN EL COEFICIENTE DE POISSON Y LA RELACIÓN D/L (CHAU Y WONG, 1996)

Según Chau y Wong (1996) se puede considerar que la tensión de tracción, σ_t , obtenida con la ecuación (13) corresponde a la resistencia a tracción simple del material, T_o .

Esa consideración es lo mismo que suponer que la superficie de rotura (caso a de la Figura nº 10) se produce por un esfuerzo de tracción cuya magnitud viene dada por la ecuación (13) y que la tensión de tracción se desarrolla uniformemente en toda la superficie.

La hipótesis anterior sería necesario justificarla con estudios teóricos, pues como señaló Wijk (1978) en realidad la expresión (13) solo proporciona la tensión en el centro de la muestra aproximadamente.

Pero bajo las anteriores hipótesis la resistencia a tracción simple se puede estimar con las ecuaciones (13) y (14), en función de D, L, P y ν .

El siguiente paso es relacionar la resistencia a tracción simple y la Resistencia a Compresión Simple; Chau y Wong proponen un ratio fijo que correlaciona la resistencia a tracción simple (T_o) y a compresión simple (C_o), del tipo:

$$C_o = \chi \cdot T_o \quad (17)$$

Aunque los modelos de grietas de corte, se han aplicado satisfactoriamente para explicar la histéresis observada bajo cargas cíclicas en la zona dilatante de la curva tensión – deformación bajo compresión uniaxial, Tapponnier y Brace (1976), estudiando la evolución de las microfisuras con microscopio electrónico, encontraron que la mayor parte de ellas son de tracciones naturales, incluso bajo compresión uniaxial y obtuvieron el un criterio de crecimiento de las microfisuras (ecuación nº 18).

Así pues Chau y Wong asumen que el mecanismo de rotura de los ensayos de compresión y tracción uniaxial son tracciones naturales y en ambos son causadas por el crecimiento inestable de las microfisuras (si no hay una superficie de rotura preexistente en la muestra de roca).

Generalmente bajo compresión uniaxial, la secuencia de propagación estable de las microfisuras ocurre antes de ser alcanzada la resistencia a compresión, mientras que el crecimiento inestable de las microfisuras ocurre poco después de que las fisuras son activadas bajo la tensión uniaxial.

Sin embargo es plausible un criterio unificado del crecimiento de las microfisuras:

$$K_I = K_{IC} \quad (18)$$

Siendo K_I el factor de intensidad de tensiones del modo I, y K_{IC} la tenacidad de la fractura; nótese que K_I depende de la geometría de la microfisura y del tipo de carga, y K_{IC} es un parámetro local próximo a la inclinación de la fisura que significa el campo de tensión local.

Por lo tanto es teóricamente posible unificar los dos tipos de rotura mediante una única teoría tridimensional de microfisuras, por ejemplo, el modelo de microfisura de Costin (1986) que predice:

$$K_I = \frac{2}{\pi} \cdot (\pi \cdot a)^{\frac{1}{2}} \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \sigma_{kk} + \left(\frac{f \cdot d}{a} \right) \cdot \frac{\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{S}_{ij} \cdot \mathbf{n}_j}{\left[1 - \left(\frac{a}{d_1} \right)^2 \right]^{1/2}} \right] \quad (19)$$

- donde:
- $a = a(\mathbf{n})$ es el radio de la microfisura, que depende de la orientación del vector normal (\mathbf{n}) a la superficie de la misma.
 - d representa el tamaño de la zona con tracción local causada por la compresión; físicamente es el tamaño de las heterogeneidades, responsables de la generación local de tensiones de tracción.
 - d_1 es la distancia entre microfisuras interactuantes. Aproximadamente a , d y d_1 tienen un orden de magnitud del tamaño de grano, y en general: $a < d < d_1$.
 - \mathbf{S}_{ij} es el tensor desviador de tensiones: $\mathbf{S}_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \cdot \delta_{ij} \cdot \sigma_{kk}$
 - f es una constante de proporcionalidad determinada experimentalmente.

El factor de intensidad del esfuerzo, K_I , predicho por la ecuación (19), depende solo de la microestructura de la roca, pero es insensible a la forma y el tamaño de la probeta. Esa hipótesis es válida, siempre y cuando el tamaño del grano sea relativamente pequeño, en comparación con la dimensión mínima de la muestra.

En cualquier estado de tensiones, la longitud de una grieta $a(\mathbf{n})$ debe circunscribirse a la siguiente desigualdad, resultante de combinar las ecuaciones (18) y (19):

$$\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{S}_{ij} \cdot \mathbf{n}_j + \frac{1}{3 \cdot \mathbf{F}} \cdot \sigma_{kk} - \frac{\pi \cdot \mathbf{K}_{IC}}{2 \cdot \mathbf{F} \cdot (\pi \cdot \mathbf{a})^{1/2}} \leq 0 \quad (20)$$

donde $\mathbf{F} = \mathbf{F}(a)$ se define como:

$$\mathbf{F}(a) = \left(\frac{\mathbf{f} \cdot \mathbf{d}}{\mathbf{a}} \right) \cdot \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{\mathbf{a}}{\mathbf{d}_1} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (21)$$

Cuando la desigualdad (20) se satisface, ocurre la propagación de microfisuras.

Chau y Wong (1996) consideran el caso particular en el que la tensión uniaxial de compresión o de tracción se aplica a una probeta de roca que tiene una distribución isotrópica de microfisuras preexistentes de longitud a_0 .

Si se aplica una tensión uniaxial de tracción según el eje x_3 ($\sigma_{33} = \sigma_t$, $\sigma_{ij} = 0$), las componentes no nulas del desviador de tensiones son:

$$\mathbf{S}_{11} = \mathbf{S}_{22} = -\frac{1}{3} \cdot \sigma_t ; \quad \mathbf{S}_{33} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_t \quad (22)$$

sustituyendo (22) en (20):

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_t \cdot [2 \cdot \mathbf{n}_3^2 - (\mathbf{n}_1^2 + \mathbf{n}_2^2)] + \frac{1}{3 \cdot \mathbf{F}} \cdot \sigma_t - \frac{\pi \cdot \mathbf{K}_{IC}}{2 \cdot \mathbf{F} \cdot (\pi \cdot \mathbf{a})^{1/2}} \leq 0 \quad (23)$$

La tensión de tracción mínima, que se requiere, para iniciar el crecimiento de las fisuras se obtiene maximizando el primer término de la izquierda de la desigualdad (23), respecto de la orientación \mathbf{n} de la fisura. Esta claro que ese término será máximo si:

$$\left. \begin{array}{l} n_1^2 + n_2^2 = 0 \\ \text{y como: } n_1^2 + n_2^2 + n_3^2 = 1 \end{array} \right\} \rightarrow n_3^2 = 1 \quad (24)$$

Por tanto las primeras fisuras que se activan son todas las horizontales puesto que son normales ($n_3 = 1$) al eje x_3 .

La tensión de tracción que se requiere para la iniciación del crecimiento de las fisuras horizontales resulta entonces:

$$\sigma_t = \frac{3 \cdot \pi \cdot K_{IC}}{2 \cdot (\pi \cdot a_o)^{\frac{1}{2}} \cdot [2 \cdot F(a_o) + 1]} \quad (25)$$

Del mismo modo, si se aplica una tensión uniaxial de compresión según el eje x_3 ($\sigma_{33} = -\sigma_c$), se obtiene una desigualdad similar a (23):

$$\frac{1}{3} \cdot \sigma_c \cdot [(n_1^2 + n_2^2) - 2 \cdot n_3^2] - \frac{1}{3 \cdot F} \cdot \sigma_c - \frac{\pi \cdot K_{IC}}{2 \cdot F \cdot (\pi \cdot a)^{1/2}} \leq 0 \quad (26)$$

Y la mínima tensión de compresión uniaxial que causa el inicio del crecimiento de las fisuras se obtiene también maximizando el primer término de la desigualdad (26); en este caso:

$$\left. \begin{array}{l} n_3^2 = 0 \\ \text{y como: } n_1^2 + n_2^2 + n_3^2 = 1 \end{array} \right\} \rightarrow n_1^2 + n_2^2 = 1 \quad (27)$$

Esto implica que las primeras grietas en activarse son verticales, con una orientación \mathbf{n} arbitraria en el plano x_1, x_2 .

Esto concuerda con las observaciones experimentales en las que se aprecia que las primeras grietas en aparecer son paralelas a la dirección uniaxial de compresión.

La tensión de compresión para la iniciación del crecimiento de las fisuras (o dilatación) es por tanto:

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot \pi \cdot K_{IC}}{2 \cdot (\pi \cdot a_o)^{\frac{1}{2}} \cdot [F(a_o) - 1]} \quad (28)$$

De las ecuaciones (25) y (28) se obtiene que:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{3 \cdot \pi \cdot K_{IC}}{2 \cdot (\pi \cdot a_o)^{\frac{1}{2}} \cdot [2 \cdot F(a_o) + 1]} \\ \sigma_c &= \frac{3 \cdot \pi \cdot K_{IC}}{2 \cdot (\pi \cdot a_o)^{\frac{1}{2}} \cdot [F(a_o) - 1]} \end{aligned} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot F(a_o) + 1}{F(a_o) - 1} \cdot \sigma_t \rightarrow \\ &\rightarrow \sigma_c > \sigma_t \end{aligned} \right. \quad (29)$$

Pero esa relación es entre las tensiones de compresión y tracción necesaria para iniciar el crecimiento de las fisuras; para obtener la relación entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión, se tiene que aumentar el esfuerzo aplicado hasta que la propagación de las fisuras sea inestable.

Con el criterio de crecimiento de las microfisuras indicado en (18), la propagación es estable, con el crecimiento del tamaño a de las grietas se conduce al decrecimiento de K_I , es decir:

$$\text{crecimiento estable} \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \frac{\partial K_I}{\partial a} &< 0 \rightarrow \\ &\rightarrow K_I < K_{IC} \end{aligned} \right. \quad (30)$$

y dicho crecimiento será inestable cuando:

$$\text{crecimiento inestable} \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \frac{\partial K_I}{\partial a} &\geq 0 \\ K_I &= K_{IC} \end{aligned} \right. \quad (31)$$

Chau y Wong (1996) utilizaron un procedimiento iterativo para chequear el cumplimiento de (17) con cada incremento de tensión, y simulaciones numéricas con las ecuaciones (18) y (19), tanto bajo compresiones uniaxiales como con tracciones uniaxiales, con ensayos realizados en mármoles, granitos y tobas, concluyendo que:

$$\left. \begin{array}{l} T_o = T_o(a, d, d_1, f, K_{IC}) \\ C_o = C_o(a, d, d_1, f, K_{IC}) \end{array} \right\} C_o = \chi \cdot T_o \quad (32)$$

Donde χ es una constante que depende del tipo de roca.

De (32), (13) y (14):

$$C_o = \alpha \cdot \chi \cdot \left(\frac{L_{50}}{L} \right)^2 \cdot I_{s(50)} = \beta \cdot I_{s(50)} \quad (33)$$

Donde L_{50} / L es la corrección por tamaño de la probeta si se utiliza $I_{s(50)}$ definido como:

$$I_{s(50)} = \frac{P}{L_{50}^2} \quad (34)$$

Se puede observar que, según la expresión (35), el coeficiente β , de correlación entre la Resistencia a la Carga Puntual y la Resistencia a Compresión Simple, tiene la expresión:

$$\beta = \alpha \cdot \chi \cdot \left(\frac{L_{50}}{L} \right)^2 \quad (35)$$

Y por tanto depende del coeficiente de Poisson (ν), de la distancia entre los puntos de aplicación de la carga (L), del ratio entre la Resistencia a Compresión Simple y a tracción simple (χ) y de la relación de forma de la probeta (L/D).

En la Tabla nº 4 se resumen los resultados obtenidos por Chau y Wong (1996) para distintos tipos de roca. En dicha Tabla los parámetros ν y χ se han tomado de Goodman (1989), mientras que α y β se han calculado con las expresiones (13), (14) y (35).



Tabla – 4: Valores de los parámetros ν , χ , α y k para diferentes tipos de roca.
(Chau y Wong, 1996)

Tipo de roca	ν	χ	α	k
Berea sandstone	0,38	63,0	0,5888	37,1
Navajo sandstone	0,46	26,3	0,5644	14,8
Hackensack siltstone	0,22	41,5	0,6374	9,2
Solenhofen limestone	0,29	61,3	0,6161	37,8
Bedford limestone	0,29	32,3	0,6161	19,9
Tavernalle limestone	0,30	25,0	0,6131	15,3
Oneota dolomite	0,34	19,7	0,6009	11,8
Lockport dolomite	0,34	29,8	0,6009	17,9
Flaming Gorge shale	0,25	167,0	0,6283	105,0
Micaceous shale	0,29	36,3	0,6161	22,4
Dworshak Dam gneiss	0,34	23,5	0,6009	14,1
Quartz mica schist	0,31	100,0	0,6005	60,3
Baraboo quartzite	0,11	29,1	0,6709	19,5
Taconic marble	0,40	53,0	0,5827	30,9
Cherokee marble	0,25	37,4	0,6283	23,5
Nevada test site granite	0,22	12,1	0,6374	7,7
Pikes Peak granite	0,18	19,0	0,6496	12,3
Cedar City tonalite	0,17	15,9	0,6526	10,4
Palisades diabase	0,28	21,1	0,6192	13,1
Nevada Test Site basalt	0,32	11,3	0,6070	6,9
Jhon Day basalt	0,29	24,5	0,6161	15,1
Nevada test site tuff	0,29	10,0	0,6161	6,2

4.5. Criterios de rotura de la matriz rocosa

La resistencia de la matriz rocosa se puede evaluar mediante diversos criterios de rotura, entre los que se puede destacar los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y el de Hoek y Brown.

La principal diferencia entre ambos, además, de los parámetros representativos de la roca con los que se relaciona el estado tensional, es el criterio lineal en el primero y no lineal en el segundo, siendo este última, el más adecuado al comportamiento real de las rocas.

Además, se han desarrollado muchos otros criterios por diferentes autores, generalmente con menor difusión y aplicación; en el apartado 4.3 ya se describió el criterio de Griffith, que, como se dijo, tiene el atractivo de estar basado en fundamentos teóricos, pero que sus resultados se apartan de la realidad.

Es interesante la recopilación realizada por Sheorey (1997), que recoge en detalle los principales criterios de rotura aplicados en mecánica de rocas. A continuación se describen los criterios de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown.

4.5.1. Criterio de Mohr – Coulomb

Expresa la resistencia a corte a lo largo de un plano, mediante la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura y los parámetros de cohesión y rozamiento:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg}(\phi) \quad (36)$$

donde: τ tensión tangencial sobre el plano de rotura
 σ_n tensión normal sobre el plano de rotura
 c cohesión de la matriz rocosa
 ϕ ángulo de rozamiento de la matriz rocosa

El criterio puede expresarse igualmente en función de los esfuerzos principales:

$$f(\sigma_1, \sigma_3; c; \phi) \rightarrow \sigma_1 = \frac{2 \cdot c + \sigma_3 [\operatorname{sen}(2 \cdot \theta) + \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 - \cos(2 \cdot \theta))]}{\operatorname{sen}(2 \cdot \theta) - \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 + \cos(2 \cdot \theta))} \quad (37)$$

Si se da la condición $\sigma_3 = 0$, entonces σ_1 será la Resistencia a Compresión Simple de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\phi)}{1 - \operatorname{sen}(\phi)} \quad (38)$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\phi)}{1 + \operatorname{sen}(\phi)} \quad (39)$$

La gran ventaja de este criterio es su sencillez, sin embargo presenta inconvenientes debido a que:

- Las envolventes de la resistencia en roca no son lineales; se ha comprobado experimentalmente que la resistencia de las rocas, aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento que lo obtenido al considerar una ley lineal; lo que puede implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de esfuerzos bajos confinantes.
- La dirección del plano de la fractura según este criterio, no siempre coincide con los resultados experimentales.
- El criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

No obstante, si se utiliza este criterio lineal de rotura para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, es conveniente:

- Suponer que el valor de la cohesión es un valor próximo al 10% de la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa.
- Adoptar un valor del ángulo de rozamiento interno según el nivel de tensiones con el que trabaja, tomando ensayos específicos o tablas.

4.5.2. Criterio de Hoek y Brown

Hoek y Brown (1980) propusieron una particularización, para la matriz rocosa, del criterio general de rotura para macizos rocosos isótropos, fracturados y sin alterar:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2} \quad (40)$$

Que se suele expresar en términos de esfuerzos normalizados respecto a σ_c :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{\frac{1}{2}} \quad (41)$$

donde: σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor en rotura

σ_c es la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa

m y s son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de matriz rocosa y de las características de las discontinuidades, que se obtenían con:

para macizos en estado natural:

$$m = m_i \cdot e^{\frac{RMR-100}{28}} \quad s = e^{\frac{RMR-100}{9}} \quad (42)$$

para macizos perturbados por voladuras:

$$m = m_i \cdot e^{\frac{RMR-100}{14}} \quad s = e^{\frac{RMR-100}{6}} \quad (43)$$

siendo RMR el índice de la clasificación geomecánica de Bieniawski y m_i una constante que depende de las características de la matriz rocosa y que debe obtenerse experimentalmente; en la siguiente tabla se adjuntan algunos ejemplos de los valores más representativos:

Tabla – 5: Algunos valores para la constante m_i (Tomado de Serón, 2008).

m_i	Tipo de roca	Ejemplos
25	Metamórfica e ígnea cristalina de grano grueso	Granito, Gneis, Gabro, Cuarcita
17	Ígnea cristalina de grano fino	Andesita, Diabasa, Riolita
15	Areniscosa cristalina con poco clivaje	Arenisca, Cuarcita
10	Arcillosa litificada	Esquisto, Pizarra, Lutita
7	Carbonatada con buen clivaje	Caliza, Dolomía, Mármol

El criterio fue generalizado⁹ (Hoek y Brow, 1988, 1998) para macizos rocosos alterados y de mala calidad:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^\alpha \quad (44)$$

donde: σ_1 , σ_3 y σ_c tienen el mismo significado que en la versión anterior

m , s y α son constantes adimensionales, que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de matriz rocosa y de las características de las discontinuidades, que ahora se obtenían en función del GSI:

$$m = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad (\text{para cualquier valor de GSI})$$

$$si \quad GSI < 25 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} s = 0 \\ \alpha = 0,65 - \frac{GSI}{200} \\ (\text{macizos de mala a muy mala calidad}) \end{cases}$$

$$si \quad GSI > 25 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \\ \alpha = 0,5 \\ (\text{macizos de media a muy buena calidad}) \end{cases} \quad (45)$$

GSI es el denominado “*Geological Strength Index*” (Índice Geológico de Resistencia), que, originalmente, se evaluaba con el RMR:

$$GSI = RMR_{89, \text{básico, seco}} - 5 \quad (46)$$

donde era necesario indicar que se trataba de la versión de 1989 del RMR, básico (sin corregir por la orientación de las discontinuidades) y seco (es decir, considerando que no hay presencia de agua en el macizo).

⁹ Fue generalizado a lo largo de la década 1988 – 1998 y recibió el nombre de “Criterio Generalizado de Hoek-Brown”

Posteriormente la evaluación del GSI se realizaba, independientemente del RMR, y cualitativamente, con el gráfico de la Figura nº 14.

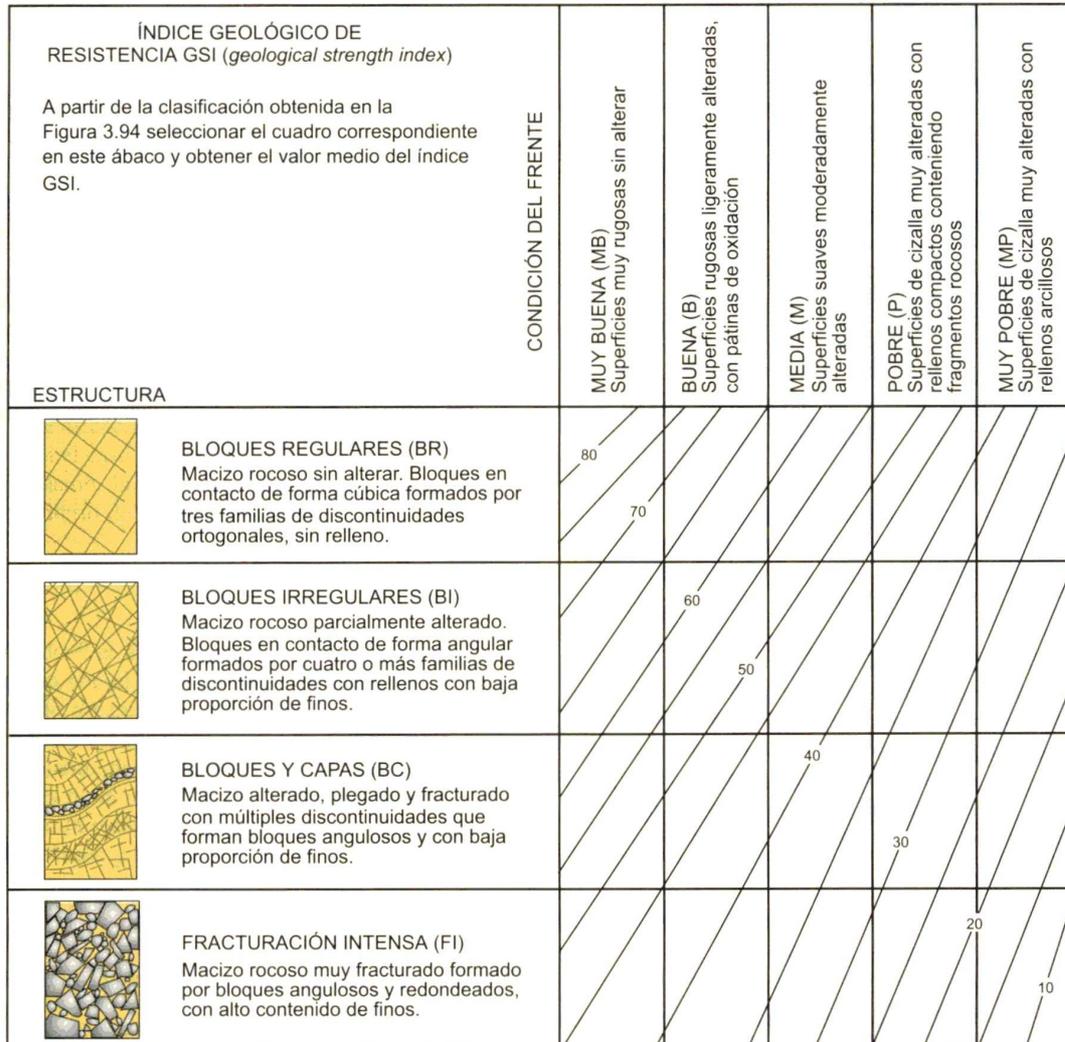


FIGURA – 14: GRÁFICO PARA LA EVALUACIÓN DEL GSI (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL, 2002).

Diversos colaboradores como Hoek y Marinos (2000), Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002), han realizado nuevas revisiones del criterio (*2000 edition, 2002 edition, etc*), introduciendo en la evaluación de m y s un nuevo parámetro D que depende del grado de alteración del macizo sujeto a voladuras y relajación de tensiones¹⁰.

¹⁰ Se suele denominar a este parámetro “factor de disturbancia”

En la “2002 edition”, y usando la terminología de Hoek et al, el criterio de rotura tiene la expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (47)$$

donde: σ'_1, σ'_3 tensiones principales efectivas mayor y menor en rotura
 σ_{ci} Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa
 m_b constante adimensional dependiente de m_i , GSI y D:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (48)$$

m_i constante adimensional que depende de la matriz
 GSI índice geológico de resistencia, que se evalúa cualitativamente con gráficos (Figura nº 14)
 D factor que varía de 0 a 1, que depende del grado de alteración del macizo sujeto a voladuras y se evalúa según las indicaciones (Figura nº 16)
 s, a constantes adimensionales que dependen del macizo, que se evalúan con las expresiones:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (49)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (50)$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D		
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0		Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass. D = 0.8
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert		Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance. D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
				Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less. D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

FIGURA – 15: INDICACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DEL PARÁMETRO D (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL, 2002).

De los criterios de Hoek et al, se pueden obtener la Resistencia a Compresión Simple y a tracción del macizo rocoso (σ_c^* y σ_t^*), haciendo $\sigma_3 = 0$ y $\sigma_1 = 0$ respectivamente.

Con el criterio de 1980 se obtiene:

$$\begin{aligned}\sigma_c^* &= \sigma_c \cdot s^{\frac{1}{2}} \\ \sigma_t^* &= \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left(m - \sqrt{m^2 + 4 \cdot s} \right)\end{aligned}\quad (51)$$

Con el criterio generalizado la σ_t^* no es explícita:

$$\begin{aligned}\sigma_c^* &= \sigma_c \cdot s^\alpha \\ \frac{\sigma_t^*}{\sigma_c} + \left(m \cdot \frac{\sigma_t^*}{\sigma_c} + s \right)^\alpha &= 0\end{aligned}\quad (52)$$

Y con el 2002 edition:

$$\begin{aligned}\sigma_c^* &= \sigma_{ci} \cdot s^a \\ \frac{\sigma_t^*}{\sigma_{ci}} + \left(m_b \cdot \frac{\sigma_t^*}{\sigma_{ci}} + s \right)^a &= 0\end{aligned}\quad (53)$$

Para la resistencia a tracción, con $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t^*$ (esto representa condiciones de tensión biaxial):

$$\sigma_t^* = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}\quad (54)$$

En el **criterio de rotura para la matriz rocosa**, se puede considerar el caso particular del macizo totalmente sano ($GSI = 100$; $D = 1$, y por tanto $m_b = m_i$; $s = 1$; $a = 0,5$):

$$f(\sigma_1; \sigma_3; m_i; \sigma_c) \rightarrow \sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + \sigma_c^2}\quad (55)$$

donde: σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor en rotura
 σ_c es la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa
 m_i es una constante que depende de las características y propiedades de la matriz rocosa

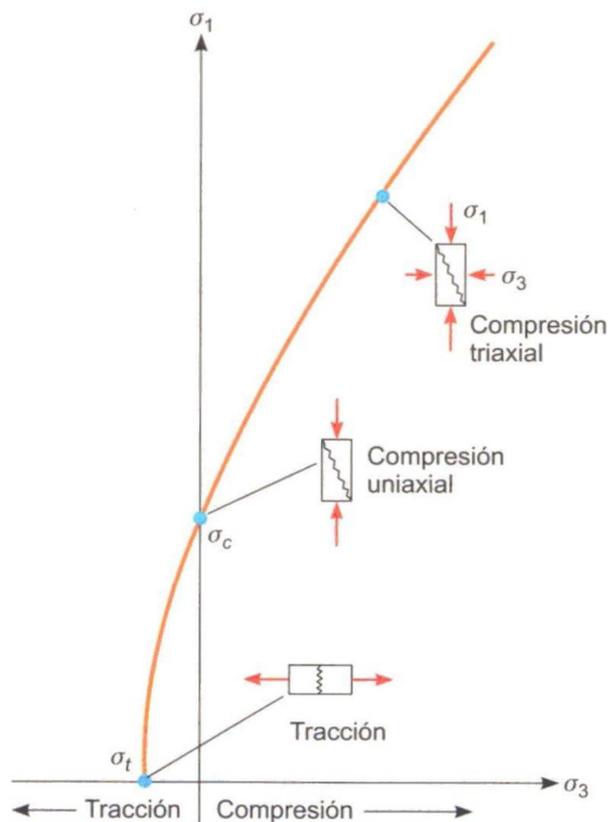
El criterio anterior, se suele expresar en términos de esfuerzos normalizados respecto a la Resistencia a Compresión Simple:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (56)$$

Con el que:

para $\sigma_3 = 0 \rightarrow \sigma_1 = \sigma_c = \text{Resistencia a compresión simple}$

para $\sigma_1 = 0 \rightarrow \sigma_3 = \sigma_t = \text{Resistencia a tracción} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \quad (57)$



**FIGURA – 16: CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN PARA LA MATRIZ ROCOSA
 (GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL, 2002).**

4.6. Métodos de ensayo para la estimación y/o determinación de la RCS

La composición y/o la fabricación de la mayoría de los materiales de construcción, como metales y hormigones, es uniforme y homogénea, hasta el extremo que las propiedades mecánicas de estos materiales son virtualmente las mismas que se obtienen en los ensayos de laboratorio.

En las rocas no ocurre lo mismo, los resultados de los ensayos deben de ser interpretados teniendo en cuenta sus limitaciones y el grado de representatividad. Los métodos experimentales para determinar la resistencia de las rocas son independientes del criterio de rotura adoptado en cada caso; su finalidad es establecer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones durante el proceso de carga y rotura, los esfuerzos a que está sometida la roca en el momento de la rotura y sus parámetros resistentes.

Estos métodos son ensayos que se pueden realizar en campo y/o laboratorio y como definió Serón, J.B., (2007) su obtención va desde una estimación meramente subjetiva hasta una medición directa (Tabla nº 6). Con cualquiera de estos métodos es posible obtener, o al menos estimar (con más o menos precisión), la Resistencia a Compresión Simple σ_c .

Tabla – 6: Métodos para determinar la Resistencia a Compresión simple
(Serón, J.B., 2007)

Aplicación en	Método	Se obtiene σ_c por
Campo	Índices manuales (Ensayo organoléptico)	Estimación subjetiva
	Esclerómetro o martillo de Schmidt	Estimación objetiva
Laboratorio	Compresión Puntual (Franklin)	Correlación
	Ensayo de Tracción brasileña	
	Ensayo de compresión uniaxial	Medición directa

Con la realización de un número estadísticamente representativo de ensayos, se pueden obtener los valores característicos de los parámetros resistentes de una roca, a partir de las fuerzas aplicadas en el momento de la rotura.

Se ha de tener en cuenta que para los ensayos de rocas en el laboratorio, por lo general, se utilizan testigos cilíndricos procedentes de sondeos, por lo que las dimensiones de las probetas suelen ser siempre pequeñas.

Los ensayos deben ser realizados con procedimientos sistemáticos y los resultados deben ser estadísticamente representativos de la roca a investigar.

Los valores obtenidos dependerán, como se verá, de:

- La naturaleza y condiciones de la roca (mineralogía, tamaño de grano y cementación, microfisuración, porosidad, grado de meteorización, etc.)
- Las condiciones del ensayo (forma y volumen de la probeta, preparación y tallado de la misma, contenido de humedad, temperatura, velocidad de carga, dirección de aplicación de la carga, rigidez de la máquina de ensayo, etc.)
- En el caso de los ensayos de estimación subjetiva, los valores dependerán, lógicamente, de la apreciación del operador que los realice
- En el caso de los ensayos de correlación, será muy acusada la dependencia de los valores obtenidos de la bondad de dicha correlación.

A continuación se describe brevemente los ensayos con el martillo de geólogo (EMG), con el martillo de Schmidt (EMS) y el ensayo brasileño (ETB), para así, en los siguientes puntos describir en profundidad el ensayo de compresión uniaxial (ECU) y el ensayo de Carga Puntual (PLT).

4.6.1. Ensayo con el martillo de geólogo

El **ensayo con el martillo de geólogo**¹¹ (ver Figura nº 17) consiste en golpear una muestra de mano con dicho martillo y estimar un rango de resistencia de la matriz rocosa en función del efecto producido descrito en tablas con claves similares a las indicadas en la Tabla nº 7.



FIGURA – 17: EJEMPLOS DE MAZA Y MARTILLO DE GEÓLOGO

Tabla – 7: Ejemplo de directrices para realizar el ensayo con martillo de geólogo, donde se incluye también la escala para suelos para el ensayo manual (Tomado de Serón, 2008).

GRADO	DESCRIPCIÓN	C ₀ (MPa)	ENSAYO DE IDENTIFICACIÓN
S1	ARCILLA MUY BLANDA	< 0,025	FÁCILMENTE PENETRABLE CON LA MANO VARIAS PULGADAS.
S2	ARCILLA BLANDA	0,025 - 0,05	FÁCILMENTE PENETRABLE CON EL PULGAR VARIAS PULGADAS.
S3	ARCILLA FIRME	0,05 - 0,10	PENETRABLE CON EL PULGAR CON ESFUERZO MODERADO.
S4	ARCILLA RIGIDA	0,10 - 0,25	SE DESMENUZA DON EL PULGAR PERO SE PENETRA CON MUCHO ESFUERZO.
S5	ARCILLA MUY RIGIDA	0,25 - 0,50	SE DESMENUZA CON LA UÑA DEL PULGAR.
S6	ARCILLA DURA	> 0,50	SE PULVERIZA CON EL MARTILLO.
R0	ROCA EXTREMADAMENTE BLANDA	0,25 - 1	SE DESMENUZA CON DIFICULTAD CON LA UÑA DEL PULGAR.
R1	ROCA MUY BLANDA	1 - 5	SE PULVERIZA CON EL MARTILLO. SE RAYA CON LA NAVAJA.
R2	ROCA BLANDA	5 - 25	SE INDENTA LA PUNTA DEL MARTILLO. SE RAYA CON DIFICULTAD CON LA NAVAJA.
R3	ROCA DE RESISTENCIA MEDIA	25 - 50	SE FRACTURA CON EL MARTILLO. NO SE RAYA NI ARAÑA CON LA NAVAJA.
R4	ROCA DURA	50 - 100	SE NECESITA MÁS DE UN MARTILLAZO PARA FRACTURARLA.
R5	ROCA MUY DURA	100 - 250	SE NECESITAN MUCHOS MARTILLAZOS PARA FRACTURARLA.
R6	EXTREMADAMENTE DURA	> 250	CON EL MARTILLO SOLO SE CONSIGUE QUE SALTEN LASCAS.

¹¹ Se dice “martillo de geólogo” específicamente, con objeto de que la energía de golpeo este más o menos estandarizada, al menos en lo que a la herramienta se refiere.

4.6.2. Ensayo con el martillo de Schmidt

El **ensayo con el martillo de Schmidt** (ver Figura nº 18) consiste en golpear la superficie de la roca, exenta de irregularidades, con dicho martillo midiendo el rebote de la maza del mismo y correlacionando dicho rebote con la Resistencia a Compresión Simple (Figura nº 19).

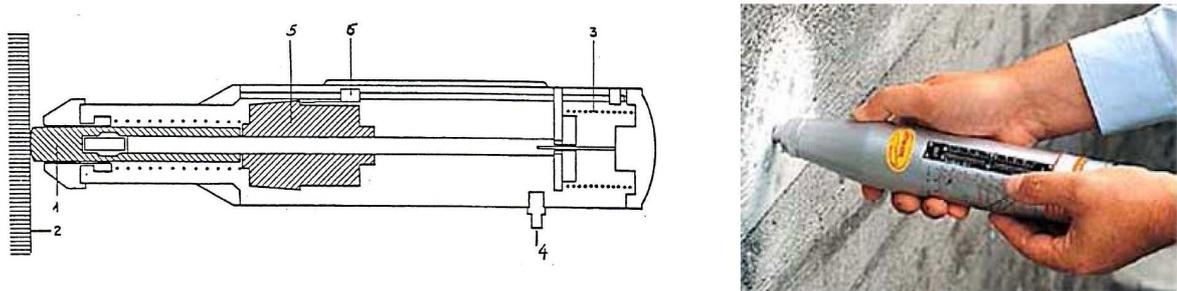


FIGURA – 18: MARTILLO DE SCHMIDT Y EJECUCIÓN DEL ENSAYO

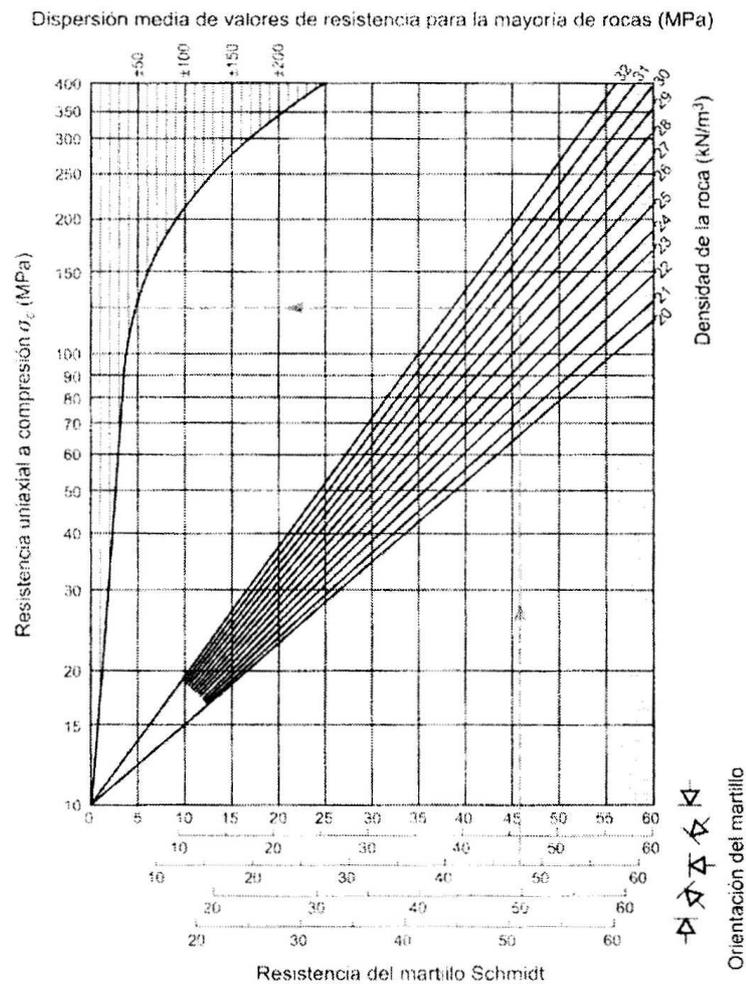


FIGURA – 19: GRÁFICA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RCS CON EL MARTILLO DE SCHMIDT TIPO L.

4.6.3. Ensayo de resistencia a tracción indirecta (ensayo Brasileño)

El **ensayo brasileño** (ver Figura nº 20), como se indicó en el apartado 4.3, consiste en someter a una probeta cilíndrica de longitud (L) y diámetro (D), a una carga (P) a lo largo de una generatriz. La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral.

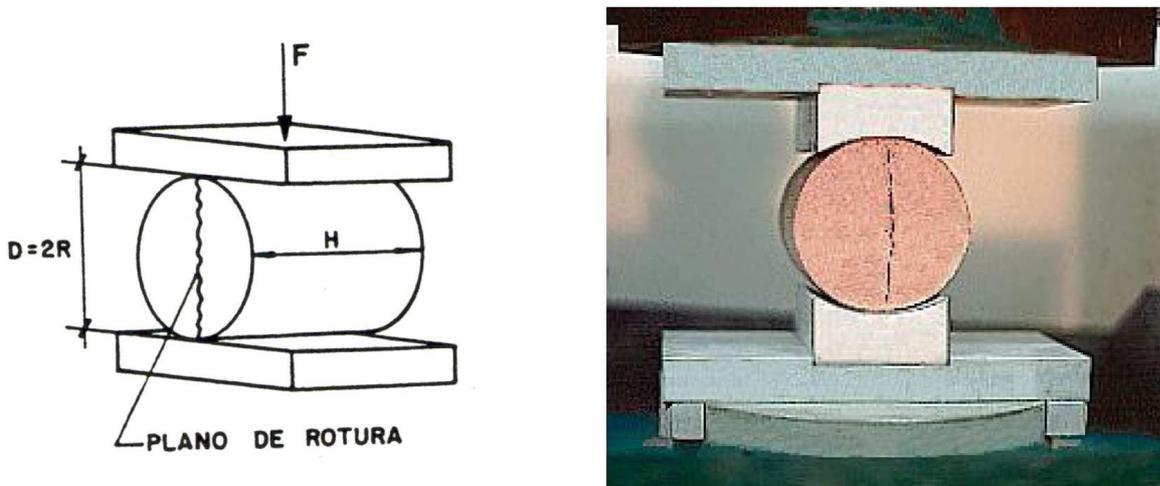


FIGURA – 20: ENSAYO DE TRACCIÓN BRASILEÑA

Se calcula entonces la resistencia a tracción σ_{tB} en rotura mediante la ecuación (58) que da la tracción uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro, normalmente a la línea que une los puntos de carga de acuerdo con la teoría elástica:

$$\sigma_{tB} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (58)$$

donde: σ_{tB} es la denominada “resistencia a tracción brasileña”
P es la carga de rotura
D y L son el diámetro y longitud de la probeta, respectivamente

La Resistencia a Compresión Simple, se suele correlacionar con la resistencia a tracción brasileña mediante la expresión:

$$\sigma_c \approx 8 \cdot \sigma_{tB} \quad (59)$$

donde: σ_c es la Resistencia a Compresión Simple
 σ_{tB} es la resistencia a tracción brasileña

Un segundo método indirecto es el ensayo de tracción con Carga Puntual, descrito por Reichmuth (1963). La resistencia a tracción para Carga Puntual, se determina aplicando cargas de compresión puntuales, a la superficie lateral de un testigo cilíndrico con el eje en posición horizontal.

Las cargas puntuales, se aplican mediante una prensa a través de rodillos de acero endurecido de pequeño diámetro, normales al eje del testigo. Estas cargas producen tracciones perpendiculares al eje de carga; la resistencia a tracción σ_{tP} viene dada por la ecuación (60) que es empírica:

$$\sigma_{tP} = \frac{0.0675 \cdot P}{D^2} \quad (60)$$

donde: σ_{tP} es la resistencia a tracción del ensayo con Carga Puntual
P es la carga de rotura (kg)
D es el diámetro del testigo (cm)

Miller (1965), ensayó veintiocho tipos diferentes de roca, según este método, encontró que la resistencia a tracción media σ_{tP} estaba relacionada con la Resistencia a Compresión Simple σ_c , según la ecuación:

$$\sigma_c = 21 \cdot \sigma_{tP} + 280 \quad (kg/cm^2) \quad (61)$$

donde: σ_c es la resistencia a compresión
 σ_{tP} es la resistencia a tracción del ensayo con Carga Puntual

Para fines prácticos, probablemente es suficientemente exacto, en la mayoría de los casos, suponer una resistencia a tracción del 5 al 10% de la Resistencia a Compresión Simple (McWilliams J, 1966).

4.6.4. Ensayo de Carga Puntual

Son muchos los autores que han realizado correlaciones entre el $I_{s(50)}$ y la resistencia última a compresión uniaxial, siendo estas muy generales y variables. Existen valores de la relación entre σ_c y $I_{s(50)}$ desde 8 hasta 30, según el tipo de la roca y de sus propiedades (Rusnak, J y Mark, C., 2000).

Algunos de los autores más relevantes que han estudiado esta relación son: Broch, E. y Franklin, J.A. (1972), Bieniawski, Z.T. (1975), Pell, P.J.N. (1975), Hawkins, A.B. y Olver, J.A.G. (1986), Norbury, D.R. (1986), Romana, M. (1999), Thuro, K. y Plinninger, R.J. (2005), Wiesner, E. y Gillate, S.J. (1997), Palchikand, H. Yh. (2004), Tsiambaos, G. y Sabataka, K.S.N. (2004), Akman, M. y Bakar, M.Z.A. (2007).

En 1972, Franklin, J.A. y Bosh, E., obtuvieron la primera correlación entre el $I_{s(50)}$ y la RCS, propusieron el valor de 24, el cual hasta el día de hoy es muy utilizado, pero hay muchos factores que afectan a la correlación y las diferencias entre las rocas duras y blandas, recomendando que se deben obtener estos valores para rocas más específicas. (Marck, C. 2002, Çelik, S.B. 2008, Wong, R.H.C. 1996). Hoek en 1977, dice que el ensayo de RCS es una aproximación suficiente al esfuerzo de compresión, pero tiene un problema, que es costoso, porque necesita preparar las muestras con las caras perfectamente paralelas, lo que dificulta la realización de ese ensayo.

Chau, K. T. y Wong, R.H.C. (1996) hacen un análisis matemático y de tensiones del ensayo de PLT. Realizando ensayos a 21 testigos con relación de D/L de 1:2,5 para Resistencia a Compresión Simple y de 1:1 para Carga Puntual de unas rocas de granito y toba volcánica, obtuvieron una correlación entre el $I_{s(50)}$ y la RCS es de $\beta=12,5$ con un coeficiente de regresión de $r=0,73$. Así mismo Rusnak, J. y Mark, C. (2000) involucran más de 10.000 muestras individuales, de seis estados diferentes de Estados Unidos de América, llegando a un coeficiente de correlación $\beta=21$, con una regresión cuadrática de $r^2=0,68$.

En 2001, Thuro y Plinninger, R.J., obtienen dos correlaciones; la primera para rocas filita cuarcita, con un valor de $\beta=19,9$ y con una regresión cuadrática de $r^2=0,96$. Sin embargo, en la segunda correlación, el resultado de varios ensayos realizados durante años para rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias (35 diferentes de tipos de rocas), obtuvieron la ecuación (62) con un $r^2=0,60$. Recomiendan que un simple ensayo de Carga Puntual no sea suficiente para remplazar un ensayo de Resistencia a Compresión Simple, recomendando que al menos se realicen de 15 a 30 ensayos para obtener una buena correlación.

$$\sigma_{c(50)} = 18,7 \cdot I_{s(50)} \quad (62)$$

Mark, C. (2002), hallan un valor de $\beta=21$, con un software llamado CMRR, que fue diseñado para facilitar la entrada de los datos, para el almacenamiento y procesamiento de datos en el ordenador,. Este software tiene la posibilidad de ingresar los datos del ensayo de PLT y automáticamente determinar la media de la RCS y el diámetro del $I_{s(50)}$.

No solamente se hacen investigaciones de correlaciones que involucren a la RCS y al $I_{s(50)}$, también se ha teniendo en cuenta el tamaño de las probetas utilizadas (D_e^2), como lo hacen los investigadores Wetchasat, K. y Thongthiangdee, P. (2003), que adaptaron dos métodos de ensayos para ser comparados entre ellos. Utilizando secciones mínimas entre $7,87 \text{ cm}^2$ y $9,75 \text{ cm}^2$ y máximas entre $80,33 \text{ cm}^2$ y $103,75 \text{ cm}^2$, obtuvieron una gráfica en las que relacionan el I_s con el diámetro de la probeta y con el área de la probeta para rocas calizas de Tailandia, determinando las siguientes ecuaciones:

$$I_s = 111,17 \cdot D^{-1,975} \quad r = 0,89 \quad (63)$$

$$I_s = 99.171 \cdot A^{-0,9569} \quad r = 0,84 \quad (64)$$

De dichas ecuaciones, se puede concluir, con las correlaciones, que cuando el tamaño de la muestra decrece, también decrece el índice de resistencia a Carga Puntual.

Palchik, V. y Hatzar, Y.H. (2004) proponen una correlación entre los ensayos de resistencia a Compresión simple, Carga Puntual y carga a tracción indirecta “Brasileño”, para rocas calizas porosas de Israel. Se prepararon 18 testigos de 52 mm de diámetro, obteniendo la siguiente ecuación:

$$I_s = 7,74 \cdot e^{-0,039 \cdot n} \quad r = 0,84 \quad (65)$$

donde: n es la porosidad (con un $G_s=2,7$)

Con otros 12 testigos de 52 mm de diámetro, correlacionaron la Resistencia a Compresión Simple con la porosidad, como se observa en la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = 273,15 \cdot e^{-0,076 \cdot n} \quad r = 0,87 \quad (66)$$

Y llegaron a una relación entre el ensayo de RCS y el PLT.

$$\frac{\sigma_c}{I_s} = K_1 \cdot e^{-K_2 \cdot n} \quad (67)$$

donde: K_1 tiene el valor de 35,3
 K_2 tiene el valor de 0,037

En Pakistán, en la zona de Salt Range, los investigadores Akram, M. y Bakar, M.Z.A. (2007), realizaron más de 200 ensayos, obteniendo dos valores de correlación, el primero para rocas duras y el segundo para rocas blandas, y son $\beta_a=13,295$ y $\beta_b=11,076$; respectivamente. Otros investigadores han obtenido otros valores en Pakistán, como son Çobanoğlu, I. y Çelik, S.B. (2008), con un total de 150 ensayos con diámetros de 54, 48, 42, 30 y 21 mm de diámetro. Con los testigos de diámetro 48 mm se obtuvo el mejor valor de correlación. La ecuación es:

$$\sigma_c = 8,66 \cdot I_{s(50)} + 10,85 \quad (68)$$

Finalmente, Romana, M. (1994), obtiene unos valores estimativos del coeficiente a aplicar en el ensayo a Carga Puntual, como se refleja en la Tabla nº 8:

Tabla – 8: Valores estimados del coeficiente de correlación a aplicar en el ensayo de compresión puntual (Tomado de Romana, M. 1994).

Tipo de roca	Resistencia	$C_o/I_{s(50)}$
Ignea, compacta	Media-alta	20-25
Metamórfica foliada	Media-alta	16-22
Metamórfica foliada	Baja	12-16
Calcárea bien cementada	Media-alta	18-24
Sedimentaria bien cementada	Baja	10-15
Sedimentaria mal cementada	Baja	6-10

En resumen, un amplio abanico de investigadores demuestran que para cada caso particular, existe una variación del valor de correlación, siendo preciso hacer un estudio exhaustivo de la zona que se pretende investigar para obtener un valor coherente de correlación. En la Tabla nº 9 se relaciona de manera cronológica los autores que han realizado correlaciones del PLT con la RCS, como se puede observar, este tema goza de gran interés entre los investigadores, debido a los beneficios que se pueden obtener al tener completamente caracterizada la resistencia de una roca en un extenso sector de desarrollo económico.

Tabla – 9: Resumen de los autores más importantes que han realizado correlaciones de ensayo de RCS con el PLT (Elaboración propia).

Año	Autores	Lugar	Idea principal
1972	Broch, E. y Franklin, J.	Reino Unido	Correlación entre la RCS y PLT. Corrección por forma (Rocas duras)
1975	Bieniawski, Z.T.	Sur África	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas areniscas)
1977	Carter y Sneddon	Reino Unido	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas carbonificas)
1980	Read, et al.	Austria	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas sedimentarias)
1980	Hassani, et al.	Reino Unido	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas sedimentarias)
1980	Brook, N.	Reino Unido	Corrección por forma del ensayo de PLT
1983	Brook, N.	Reino Unido	Corrección por forma y tamaño del ensayo de PLT
1988	O'Rourke, J.	U.S.A.	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas sedimentarias)
1989	Vallejo, et al.	U.S.A.	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas areniscas)
1989	Delgado, R. y Jeremias	Portugal	Correlación entre la RCS y PLT
1991	Jermy y Bell	Sur África	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con carbón)
1993	Singh	India	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con cuarcita)
1993	Quinta, F. y Machado, G.		Correlación entre la RCS y PLT
1995	Das	Canadá	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con arenisca)
1996	Chau, K. y Wong, R.	China	Análisis con modelos matemáticos del $I_{s(50)}$
1997	Smith	U.S.A.	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas dragadas)
1998	Rusnak, J. y Mark, C.	U.S.A.	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con carbón)
1999	Romana, M.	España	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con calizas)
2001	Thuro, K. y Plinninger, R.	Suiza	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas con cuarzo filitas)
2003	Wetchasat, K. y Thongthiangdee, P.	Tailandia	Utilización correlaciones para el $I_{s(50)}$ de acuerdo a la L y D_e
2004	Palchik, V. y Hatzar, Y.	Israel	Correlación entre la RCS, PLT y a tracción Brasileño
2007	Akram, M. y Bador, M.	Pakistán	Correlación entre la RCS y PLT (Rocas duras y blandas)
2008	Cobanogle, I. y Celik, S.	Pakistán	Correlación entre la RCS, PLT, VOP y martillo Schmidt

4.7. Ensayo de Resistencia a Compresión Uniaxial

La Resistencia a Compresión Simple se determina, de forma directa, mediante el denominado “Ensayo de resistencia a compresión uniaxial” (ECU).

En Mecánica de Rocas el ensayo consiste en aplicar hasta la rotura, mediante una prensa, una fuerza axial (F) a una probeta cilíndrica de roca, de sección circular de área A . La resistencia viene dada por la ecuación:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} \quad (69)$$

donde: F_c es el valor de la fuerza aplicada en el momento de la rotura

A es el área de aplicación de la carga

El método de ensayo, está recogido por diversos organismos, siendo las principales normas y recomendaciones las siguientes:

ISRM (1978)	Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials
UNE 22-950-90 / 1	Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 1: resistencia a la compresión uniaxial
NLT – 250 / 91	Determinación de la Resistencia a Compresión Simple de probetas de roca
ASTM D 2938 – 95	Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens

Los requisitos para realizar el ensayo son prácticamente los mismos en cualquiera de los cuatro textos anteriores. Si tomamos las normas UNE, podemos remarcar los siguientes pasos más significativos:

Respecto del aparato de ensayo:

El **dispositivo de carga** será una máquina adecuada para aplicar y medir la carga axial a la muestra. Deberá ser de suficiente capacidad y podrá aplicar la carga de modo que la rotura se produzca entre los 5 y 10 minutos desde el comienzo de aplicación de la carga.

Los **elementos de contacto** serán dos placas de acero de dureza 58 Rockwell C, por lo menos, con forma de disco. Su diámetro debe estar comprendido entre D y $1,1 D$, donde D es el diámetro de la probeta expresado en mm. El espesor de las placas debe ser como mínimo $D/3$. Las superficies deben estar rectificadas y su error de planitud debe ser inferior a 0,005 mm. Los platos de la máquina o las placas en contacto con las superficies de la muestra deben incorporar al menos un asiento esférico.

Respecto de las probetas a ensayar:

1. Las probetas deben ser cilíndricas, con las siguientes dimensiones:
 - 1.1. con una relación altura / diámetro de 2,5 a 3,0
 - 1.2. diámetro, mayor de 10 veces el tamaño máximo de grano de la roca
 - 1.3. diámetro no inferior a 50 mm
 - 1.4. las tolerancias de elaboración serán las indicadas en la Tabla nº 10:

Tabla – 10: Tolerancia de la elaboración de probetas de roca para el ensayo de compresión simple (UNE 22950-90).

Tolerancia respecto a:	Deformabilidad de la roca:		
	poca	media	alta
Desviación de la generatriz respecto a la dirección axial	±0.3mm	±0.4mm	±0.5mm
Planitud de la base	±0.02mm	±0.5mm	±0.1mm
Desviación, respecto al ángulo recto, del ángulo del eje de la probeta con la base.	10`	20`	30`

2. Las probetas se elaborarán mediante perforación, corte torneado y pulido o cualquier otro método apropiado, de modo que:
 - 2.1. la superficie lateral de la probeta debe ser lisa y estar libre de irregularidades.
 - 2.2. las bases deben ser planas y formar un ángulo recto con el eje de la probeta de ensayo.
 - 2.3. se debe evitar el empleo de materiales de recubrimiento como igualadores, para conseguir el paralelismo requerido de las superficies de las bases de la probeta de ensayo. Si fuera necesario desviarse de esta regla debido a las características propias del material a ensayar, habrá que indicarlo en el protocolo de ensayo.

Los requerimientos respecto a la muestra a ensayar, originalmente publicados por la ISRM, se pueden ver en la Figura nº 21.

(a) Test specimens shall be right circular cylinders having a height to diameter ratio of 2.5–3.0 and a diameter preferably of not less than NX core size, approximately 54 mm. The diameter of the specimen should be related to the size of the largest grain in the rock by the ratio of at least 10:1.

(b) The ends of the specimen shall be flat to 0.02 mm and shall not depart from perpendicularity to the axis of the specimen by more than 0.001 radian (about 3.5 min) or 0.05 mm in 50 mm.

(c) The sides of the specimen shall be smooth and free of abrupt irregularities and straight to within 0.3 mm over the full length of the specimen.

(d) The use of capping materials or end surface treatments other than machining is not permitted.

(e) The diameter of the test specimen shall be measured to the nearest 0.1 mm by averaging two diameters measured at right angles to each other at about the upper-height, the mid-height and the lower height of the specimen. The average diameter shall be used for calculating the cross-sectional area. The height of the specimen shall be determined to the nearest 1.0 mm.

FIGURA – 21: REQUERIMIENTOS PARA LA MUESTRA DE ENSAYO (ISRM, 1978).

Estos requerimientos respecto al aparato de ensayo, se pueden cumplir con facilidad (Garrido, M.E., et al, 2010). El laboratorio de Mecánica de Rocas del Departamento de Ingeniería del Terreno dispone de una máquina (marca Suzpecar S.A., modelo 150), que cumple dichos requerimientos y que cuenta con las siguientes características:

- Máquina construida en clase 1ª, según normas UNE, DIN, ASTM y BS.
- Marco de ensayos polivalente. Admite todos los dispositivos para ensayos (flexión, brasileño, módulo de Poison, flexión, etc).
- Medida y memorización de cargas automáticas.
- Escala con auto rango. Salto de 1:10 a 1:1.
- Selección digital de velocidad en el ensayo entre 1 y 10.000 Kg/seg.
- Conexión directa al ordenador para medición con galgas extensométricas.
- Precisión de 0.001 a escala 1:10 y de 0.01 a escala 1:1.



FIGURA – 22: PRENSA DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO (UPV).



Pero los requerimientos en cuanto a la muestra a ensayar no son tan fáciles de cumplir y, en algunas ocasiones, resultan imposibles.

Respecto a la **elaboración de la probeta**:

- en cuanto a las tolerancias del acabado de las superficies (sobre todo las superficies laterales) los sistemas de perforación habituales y la naturaleza de las rocas, conllevan el que no puedan alcanzarse los requerimientos (ver Tabla nº 10)
- se requieren por tanto equipos especiales tanto de perforación como de corte y sobre todo de pulido; equipos costosos, tanto estos, como los consumibles que utilizan (polvo de diamante, etc), de los que casi ningún laboratorio dispone.
- es especialmente importante el problema del refrentado. Originalmente (ver punto (d) de la Figura nº 21) las recomendaciones de la ISRM no permitían ningún sistema que no fuese mecánico; la norma actual española (UNE 22950-90) conserva esa imposición, pero indica que: "*Si fuera necesario desviarse de esta regla debido a las características propias del material a ensayar, habrá que indicarlo en el protocolo de ensayo*", esto lleva a que se haya generalizado la ya de por sí extendida costumbre de refrentar las probetas con azufre

Respecto a **las dimensiones de la probeta**:

- la red de discontinuidades del macizo rocoso puede impedir la obtención de cilindros de roca de la suficiente longitud (para 50 mm de diámetro $L >$ de 125 a 150 mm, entre dos planos perpendiculares al eje)
- para las rocas de grano grueso (> 5 mm) el diámetro de la probeta tiene que ser superior a 50 mm; en los casos de algunas rocas con granos o clastos centimétricos las proporciones de las probetas son prácticamente imposibles de obtener (y caso de obtenerse no podrían romperse con ninguna prensa convencional)

Tamaño y forma de la probeta:

Actualmente, a pesar del esfuerzo realizado por los investigadores, no se dispone de una formulación general y única que permita extrapolar los resultados de los ensayos, a las condiciones reales de la matriz rocosa, no obstante, estas investigaciones han llegado a algunas conclusiones importantes, tales como el hecho de que la resistencia a compresión de la matriz varía en función del tamaño (diámetro) y de la forma (relación altura/ancho) del mismo.

Con respecto al tamaño, se ha observado que la resistencia disminuye a medida que el tamaño de la probeta aumenta, debido, entre otras cosas, a que al incrementarse el tamaño, es más probable que aparezca algún defecto estructural que desarrolle la rotura de la roca.

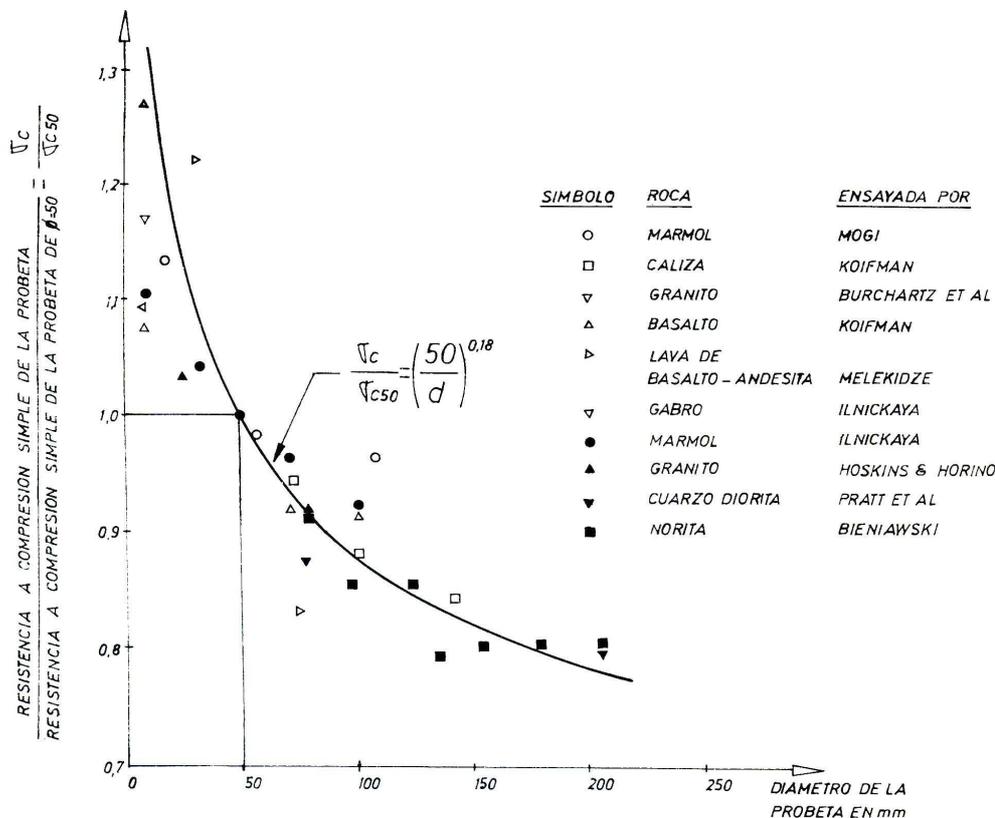


FIGURA – 23: VARIACIÓN DE LA RCS CON EL DÁMETRO DE LA PROBETA (HOEK Y BROWN, 1980, EN ITGE, 1991).

En la Figura nº 23, se muestran los resultados de los ensayos a compresión simple llevados a cabo sobre probetas de distinta litología y tamaños (Hoek y Brown, 1980). La Resistencia a Compresión Simple σ_c para una probeta de diámetro d , se relaciona con la correspondiente a un diámetro de 50 mm (σ_{c50}) con:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c50}} = \left(\frac{0,05}{d} \right)^{0,18} \quad (70)$$

Así mismo, la resistencia aumenta cuando disminuye la relación altura/ancho y es mayor cuando aumenta el confinamiento del testigo. Se define el tamaño crítico, como el tamaño de la probeta a partir del cual un aumento de sus dimensiones no produce una disminución apreciable de su resistencia.

Para analizar la variación de la resistencia de probetas de un mismo material en función de su forma o esbeltez, es decir, de la relación ancho/altura (w/h), diversos investigadores han llevado a cabo ensayos tanto en laboratorio (con probetas) como *in situ* (sobre pilares de mina, la mayoría en la minería del carbón).

Obert y Duvall (1967) en ITGE (1991), obtuvieron la siguiente ecuación para pilares de carbón, con un rango de aplicación hasta valores de $w/h = 8$:

$$\sigma_p = \sigma_1 \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{w}{h} \right) \quad (71)$$

Donde: σ_p es la Resistencia a Compresión Simple del pilar
 σ_1 es la RCS de una probeta cúbica de tamaño crítico
 w y h son el ancho y la altura, respectivamente, del pilar

En el caso de pilares en roca o minerales metálicos, en estudios realizados sobre probetas de siderita por Ramirez y Martin (1981) en ITGE (1991), se ha encontrado la siguiente relación:

$$\sigma_p = 113 \cdot \left(0,737 + 0,263 \cdot \frac{w}{h} \right) \quad (72)$$

Esta ecuación está en la línea de los resultados alcanzados por Obert y Duvall.

Otros factores, respecto a las características de la muestra, que influyen en el valor de la Resistencia a Compresión Simple son:

Grado de fisuración

Las fisuras en la matriz rocosa modifican su comportamiento mecánico, pues inducen en la roca las siguientes características:

- ✓ Resistencia y deformabilidad anisotrópica.
- ✓ Valores elevados del COV.
- ✓ Deformaciones irreversibles importantes.
- ✓ Reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad.
- ✓ Fragilidad.
- ✓ Comportamiento mecánico dependiente de la trayectoria de tensiones.
- ✓ Permeabilidad dependiente de las presiones.

Para tener un orden de magnitud (Serrano, 1998) en un granito, un volumen de huecos del 2 % en forma de fisuras, provoca una reducción de la Resistencia a Compresión Simple del 50%.

La porosidad (y por tanto la densidad) aunque no existan microfisuras, también afecta a la Resistencia a Compresión Simple.

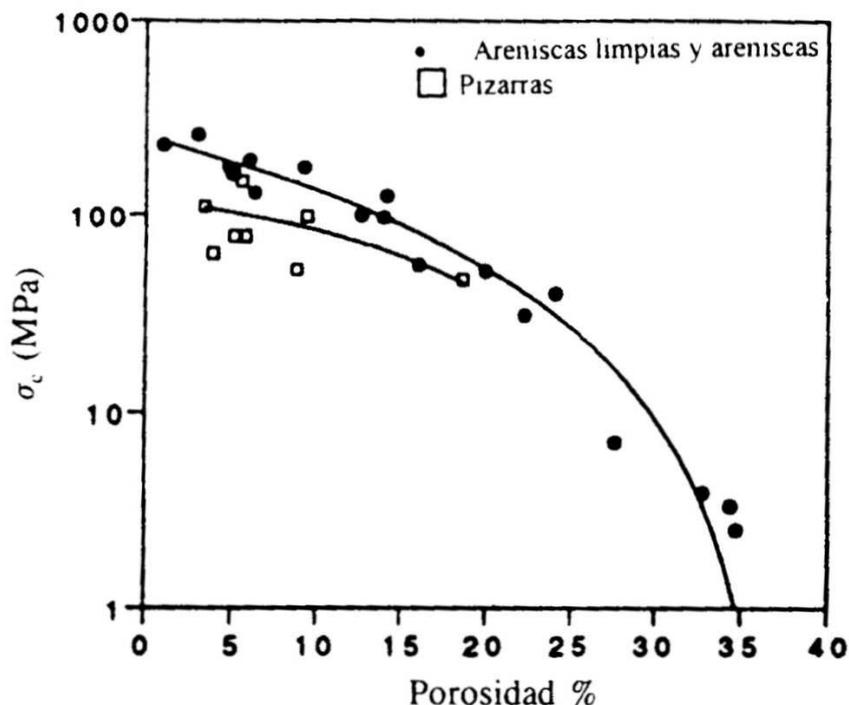
Porosidad y grado de alteración y/o meteorización

La meteorización o la alteración, aparte de un cambio químico, conllevan también un cambio físico que se traduce generalmente en un aumento de la porosidad y en consecuencia una disminución de la densidad.

El aumento de porosidad reduce mucho la resistencia; Vernik et al (1993), encontraron, para pizarras y areniscas, correlaciones de tipo parabólico entre la Resistencia a Compresión Simple y la porosidad (ver Figura nº 24):

$$\sigma_{cn} = \sigma_{co} \cdot (1 - \lambda \cdot n)^2 \quad (73)$$

donde: σ_{cn} Resistencia a Compresión Simple con porosidad n
 σ_{co} Resistencia a Compresión Simple con porosidad 0
 λ parámetro de la estructura espacial de poros
 n porosidad.



**FIGURA – 24 RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE FRENTE A LA POROSIDAD
 PARA PIZARRAS Y ARENISCAS (VERNIK ET AL, 1993).**

El grado de alteración de la roca también reduce la resistencia y en principio se puede evaluar la alteración por la reducción de su densidad.

Barton propuso un factor de reducción de la resistencia de la roca sana en función de la variación relativa del peso específico, que se muestran en la Tabla nº 11.

Tabla – 11: Factor de reducción de resistencia con la variación de peso específico. (Barton, tomado de Serrano 1998).

Factor de reducción de la resistencia $f = \frac{\sigma_c(\text{roca sana})}{\sigma_c(\text{roca meteorizada})}$	Variación relativa del peso específico $\frac{\Delta\gamma}{\gamma}$ (en %)
1 – 2	0
2 – 3	- 5
3 – 4	- 10
4 – 10	- 20

Los valores indicados por Barton en la Tabla nº 11, encajan aproximadamente con los resultados obtenidos en calizas meteorizadas del río Ebro en Ribarroja (Serrano, 1995), según puede verse en la Figura nº 25.

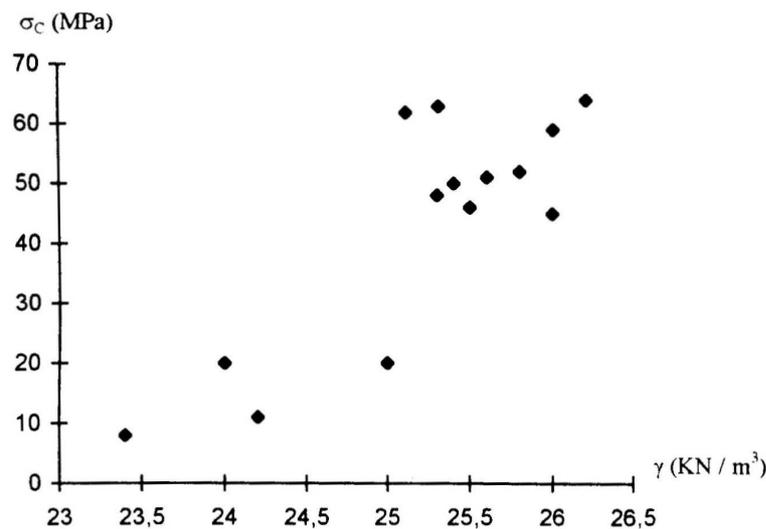


FIGURA – 25: RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE FRENTE AL PESO ESPECÍFICO CALIZAS DE RIBARROJA DEL EBRO (SERRANO, 1995).

Por una parte todos los condicionantes y razones anteriores y por otra el hecho de que en muchas ocasiones, solo es necesaria una estimación adecuada de la Resistencia a Compresión Simple, es lo que ha conducido al establecimiento de métodos alternativos para evaluar la Resistencia a Compresión Simple de la matriz rocosa.

Existen métodos y correlaciones con propiedades de todo tipo, pero los principales y más utilizados se han indicado en la Tabla nº 6. De ellos destaca, por su extendida y generalizada utilización, la correlación con la Resistencia a Carga Puntual, uno de los objetivos de esta tesis doctoral para el cual se han realizado una serie de ensayos.

Descripción fenomenológica del ensayo de compresión uniaxial

Goodman (1989) dio una descripción muy detallada de los fenómenos que se observan durante un ensayo de compresión uniaxial, según la cual, en el comportamiento mecánico de la roca, a lo largo del ensayo, se distinguen seis fases:

- Fase I: Cierre de fisuras. Comportamiento inelástico.
- Fase II Comportamiento elástico.
- Fase III Las fisuras existentes son estables y aparecen nuevas fisuras.
- Fase IV Las relaciones tensión – deformación dejan de ser lineales. Aumenta la densidad de grietas que se coalescentes.
- Fase V La tensión cae y la resistencia baja. Se forman macrofisuras por unión de las microfisuras que han crecido.
- Fase VI Las macrofisuras deslizan. La tensión en la probeta se mantiene constante. Se ha llegado a la resistencia residual.

Estas fases se explican más detalladamente a continuación con ayuda de la Figura nº 26.

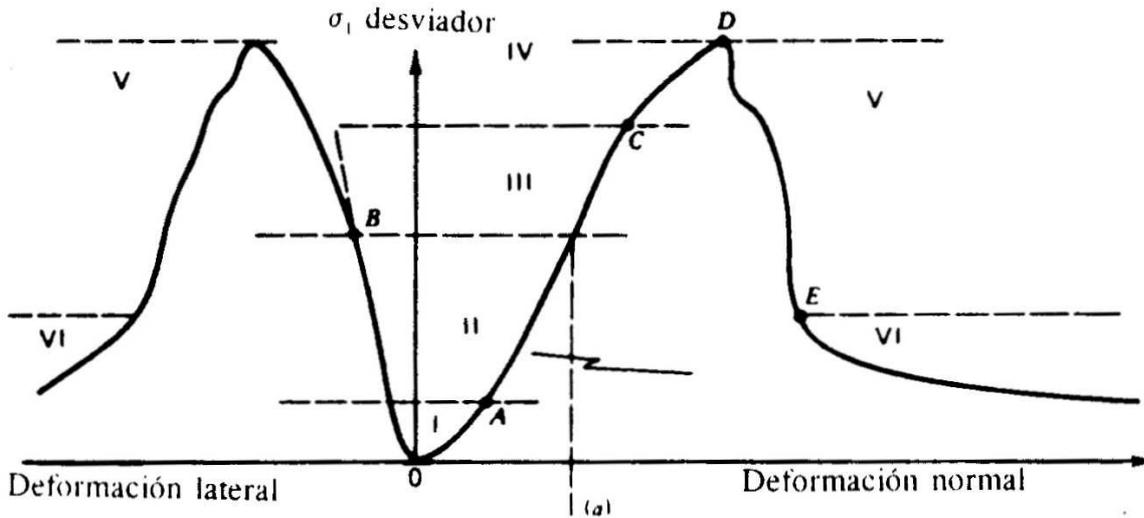


FIGURA – 26: FASES DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (GOODMAN, 1989).

- Fase I:** Se empiezan a cerrar fisuras y algunos poros. En gran parte de los casos la curva tensión-deformación tiene la concavidad hacia arriba. El comportamiento es anelástico.
- Fase II:** Las relaciones incrementales de la tensión con la deformación longitudinal y con la deformación radial son ambas lineales. El comportamiento es elástico. En esta fase se puede definir un coeficiente de Poisson constante.
- Fase III:** La relación incremental de la tensión con la deformación longitudinal sigue siendo lineal, pero la tasa de deformación radial con la tensión aumenta. El coeficiente de Poisson crece. En esta fase aparecen fisuras nuevas que se añaden a las preexistentes en las zonas más tensionadas (cerca de los bordes de la sección medida de la probeta). Se oyen ruidos causados por la apertura de las fisuras. En esta fase, las fisuras son estables.
- Fase IV:** Las relaciones incrementales de la tensión con la deformación longitudinal y la deformación radial dejan de ser lineales, ambas aumentan mucho la densidad de grietas que se coalescentes entre sí y puede dar lugar a líneas semicontinuas de rotura (microfallas).

El punto C de la curva tensión-deformación radial en el que se comienza esta fase es el inicio de la plastificación o aparición de deformaciones irreversibles. El punto D con el que termina, representa la rotura de la probeta.

Fase V: En esta fase la tensión en la probeta cae. La resistencia baja. Se forman microfisuras continuas por unión de las microfisuras que han crecido.

Fase VI: En esta fase las microfisuras deslizan. La tensión en la probeta se mantiene constante. Se ha llegado a la resistencia residual.

Debe resaltarse que el proceso anterior corresponde a un ensayo con tensión controlada; en caso contrario las fases V y VI no se producen, ya que a partir del punto D, final de la fase IV, el proceso es energéticamente inestable.

4.8. Ensayo de resistencia a la Carga Puntual

Se denomina también Point Load Test (PLT) o ensayo Franklin. Se le conoce con este nombre, porque Franklin lo normalizó y aún se mantienen esas características por él establecidas. La primera referencia escrita fue la de Reichmuth, D. (1963) que definió el ensayo por completo para probetas de distinta forma y tamaño. En 1972, la ISRM normalizó el ensayo.

Además de la obtención de la resistencia a la Carga Puntual, se utiliza el ensayo para determinar la Resistencia a Compresión Simple de fragmentos irregulares de roca o testigos cilíndricos de sondeos, a partir del índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$ obtenido en el ensayo (Preciado, J., 2008).

El ensayo no está diseñado para rocas con anisotropía o blandas, aunque su aplicación según la normativa permite definir un “Índice de Anisotropía” I_a en función de los resultados que se obtengan con la aplicación de la carga paralelamente y perpendicularmente a los planos de anisotropía.

Según la UNE 22950/5-90 y la NLT 252/91, el procedimiento consiste en romper la muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa manual (Figuras nº.27, 28 y 29).

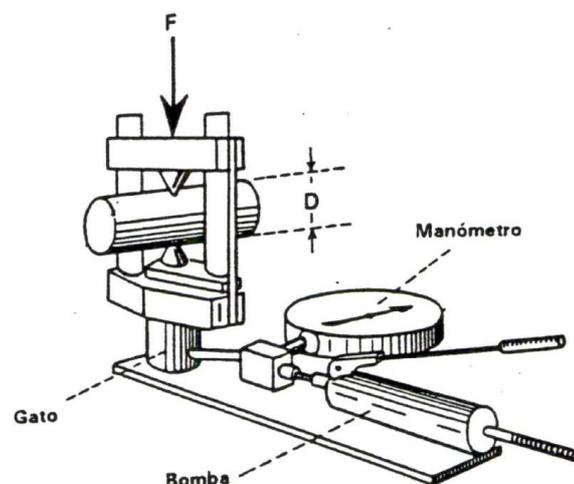
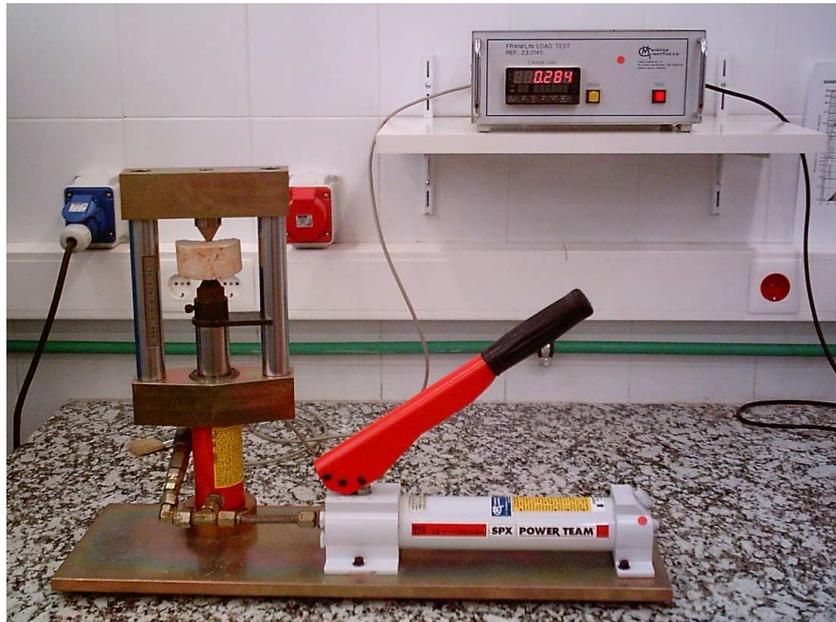


FIGURA – 27: PRENSA DE CARGA PUNTUAL PARA EL ENSAYO FRANKLIN.



**FIGURA - 28: MÁQUINA EN LABORATORIO PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL
(DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO -UPV).**



**FIGURA - 29: MÁQUINA EN CAMPO PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL
(DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO -UPV).**

El ensayo tiene dos claras ventajas; por una parte la portabilidad de la máquina, que permite su uso tanto en laboratorio como en campo (en afloramientos, a pie de sondeo o a pie de obra).

La otra ventaja, y siendo la principal, es los pocos requerimientos respecto a las muestras a ensayar, a las que solo se les exige unos mínimos geométricos (Tabla nº 12 y Figura nº 30) y que la rotura de la probeta se produzca por un plano (o varios) de fractura que contengan los dos puntos de aplicación de la carga (Figura nº 31).

Tabla – 12: Requisitos geométricos de las probetas para el ensayo de Carga Puntual (Fuente: Preciado, J., 2008).

Tipo de ensayo	Distancia entre puntos de carga D	Semilongitud de la probeta L	Ancho de la probeta		
			menor W1	mayor W2	Medio W
CILÍNDRICO DIAMETRAL	D	$L > 0,5.D$	-	-	-
CILINDRICO AXIAL	$0,3.W < D < W$	-	-	-	W
BLOQUE REGULAR	$0,3.W < D < W$	$L > 0,5.D$	-	-	W
BLOQUE IRREGULAR	$0,3.W < D < W$	$L > 0,5.D$	W_1	W_2	$\frac{1}{2}(W_1 + W_2)$

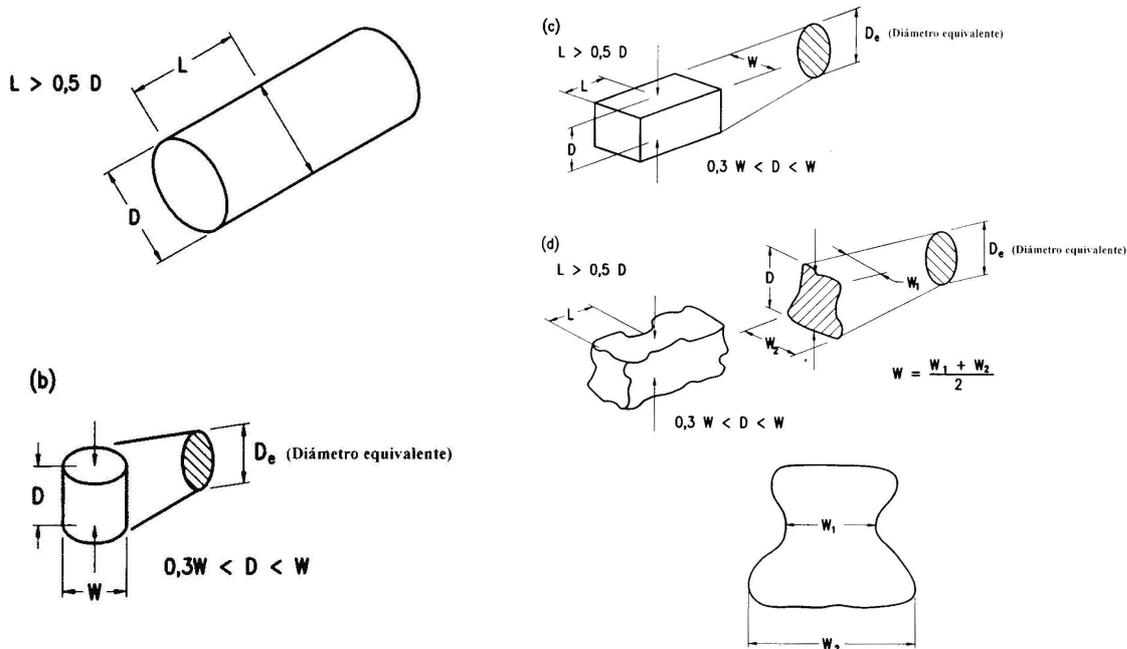


FIGURA – 30: REQUISITOS GEOMÉTRICOS DE LAS PROBETAS PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL (UNE 22950-5:1996).

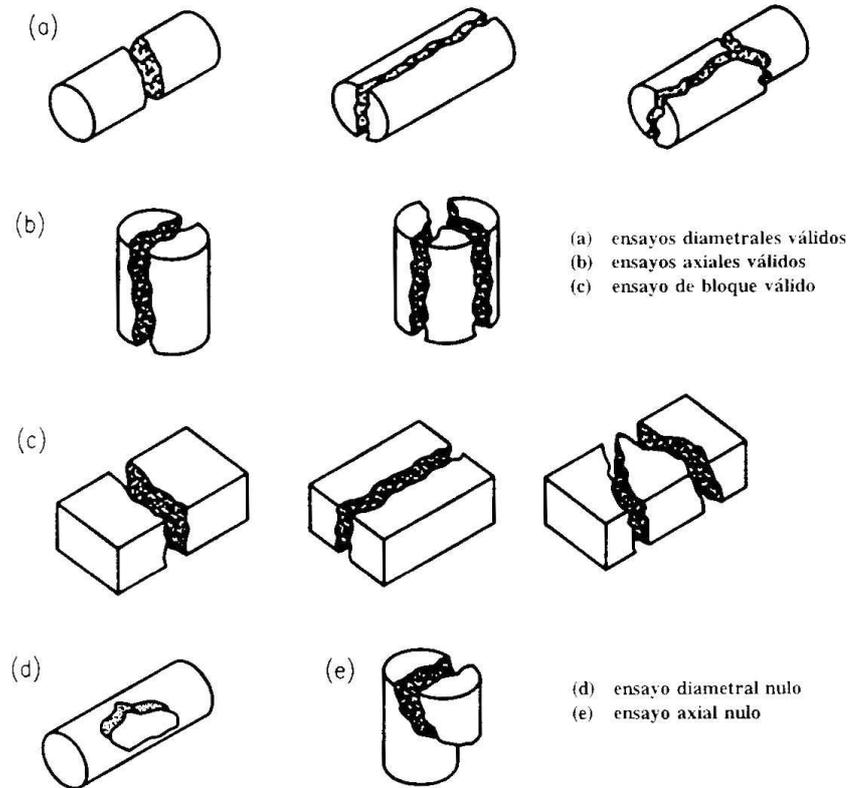


FIGURA – 31: FORMAS DE ROTURA PARA ENSAYOS VÁLIDOS Y NULOS (UNE 22950-5:1996).

Según Broch y Franklin (1972) a partir de la carga de rotura, para un ensayo en probeta cilíndrica con carga diametral, se obtiene la resistencia a Carga Puntual o **índice de resistencia a Carga Puntual no corregida (I_s)**:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (74)$$

siendo P la carga de rotura y D el diámetro de la probeta; para carga axial en el caso de probetas cilíndricas o para probetas no cilíndricas:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (75)$$

donde D_e es el “diámetro equivalente”, correspondiente al área de un círculo igual a la teórica sección de rotura que pasa por los puntos de aplicación de la carga.

El resultado del ensayo esta normalizado para probetas cilíndricas de 50mm de diámetro, obteniéndose el **índice de resistencia a Carga Puntual ($I_{s(50)}$)**. Cuando el diámetro (o diámetro equivalente) de la muestra ensayada difiere de 50mm se debe realizar la corrección por tamaño.

Para ello se ensayan muestras con diversos tamaños, cuyos cargas de rotura se representan, en escala logarítmica, frente al D_e^2 , obteniéndose el valor de P_{50} , correspondiente a $D_e^2 = 2500 \text{ mm}^2$ por interpolación o extrapolación en la gráfica (Figura nº 32); los puntos representados en dicha gráfica deben estar alineados según una recta, ignorando (aunque no suprimiendo) los que se desvíen sustancialmente de dicha recta.

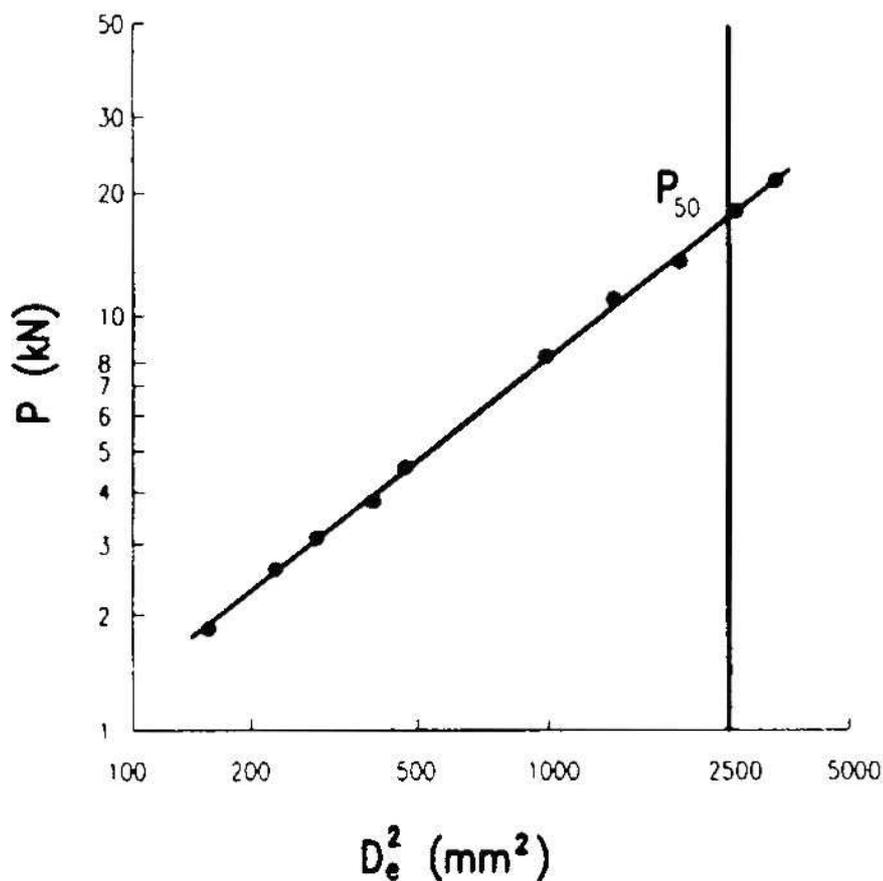


FIGURA – 32: PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN GRÁFICA DE P_{50} .
(UNE 22950-5:1996).

Cuando no se dispone de testigos para realizar los ensayos para la corrección por tamaño, se puede utilizar el factor de corrección F :

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (76)$$

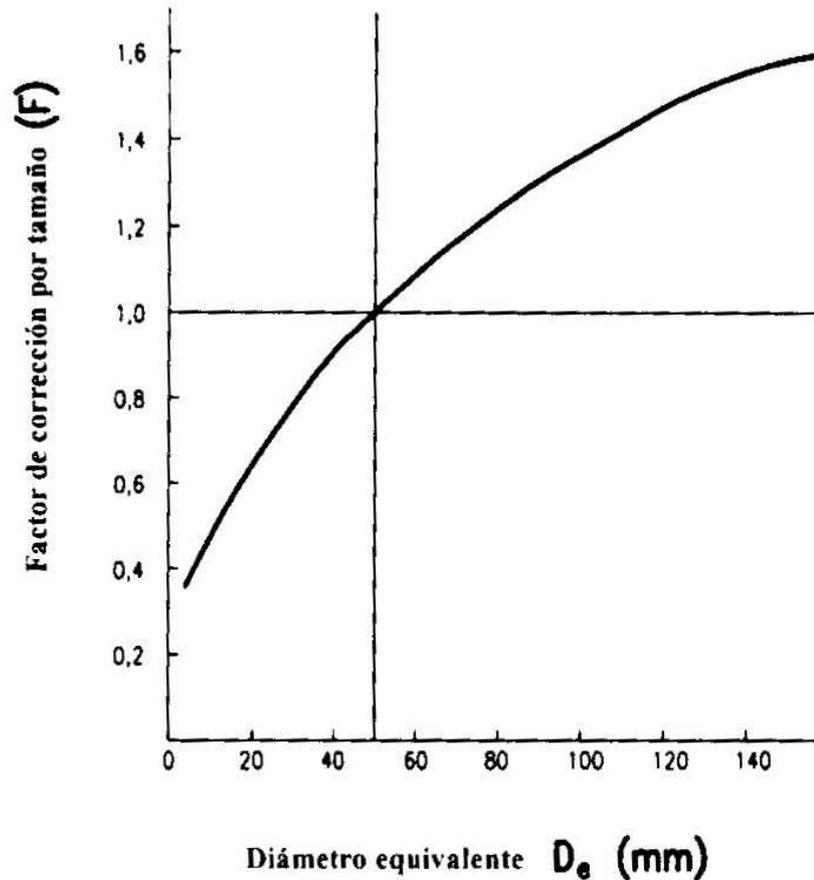


FIGURA – 33: GRÁFICO DEL FACTOR DE CORRECCIÓN F POR TAMAÑO.
(UNE 22950-5:1996).

El factor de corrección F por tamaño se muestra en la Figura nº 33; la norma NLT-252/91 indica que para muestras de tamaño próximo a 50 mm se comete un error pequeño utilizando la expresión:

$$F = \sqrt{\frac{D_e}{50}} \quad (77)$$

Por tanto, el índice de resistencia a Carga Puntual se obtiene como:

$$I_{s(50)} = \frac{P_{50}}{50^2} \quad (78)$$

o bien con la corrección por tamaño:

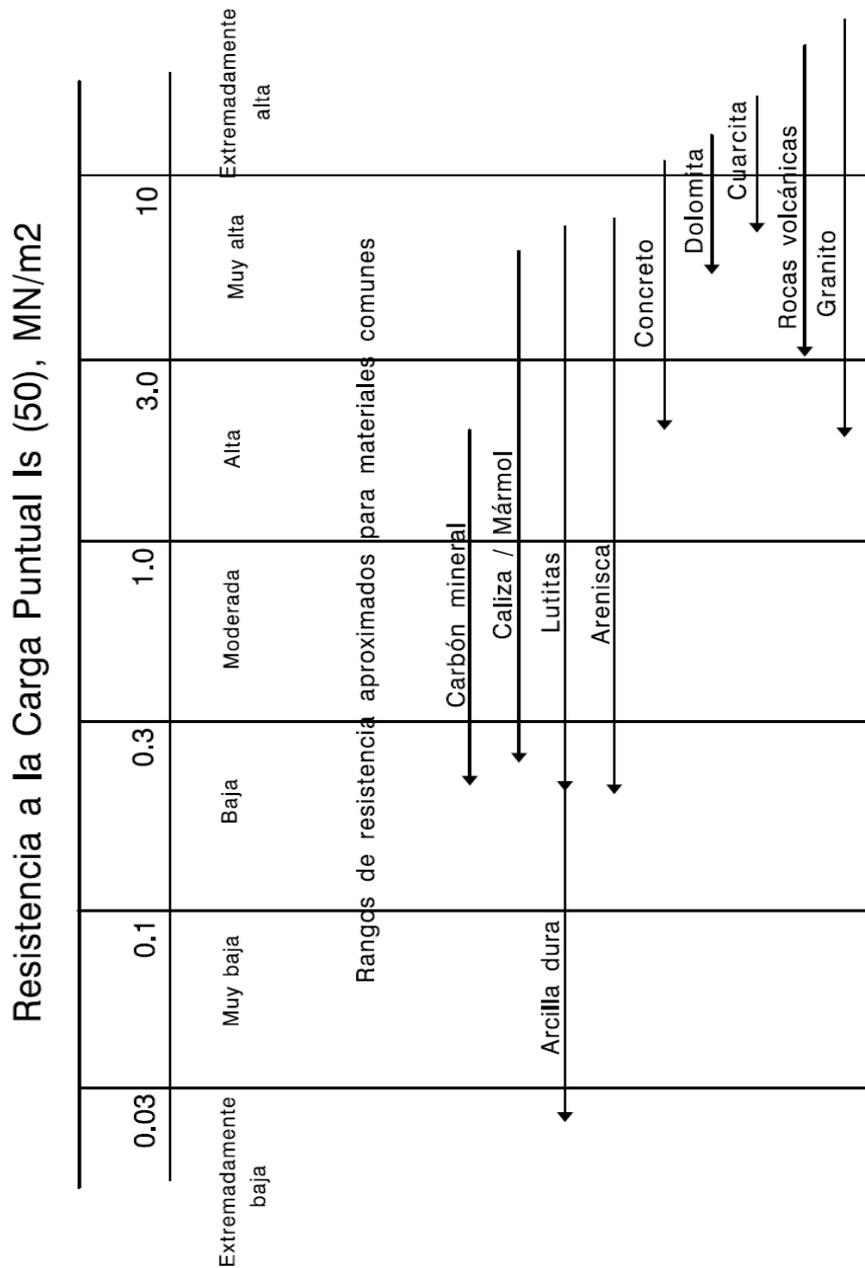
$$I_{s(50)} = F \cdot I_s = F \cdot \frac{P}{D_e^2} \quad (79)$$

La resistencia a Carga Puntual, es un parámetro identificador de las características geomecánicas de la matriz rocosa y, del mismo modo que se clasifican según su Resistencia a Compresión Simple (ver Tabla nº 2), también se clasifican en función de su resistencia a Carga Puntual (Tabla nº 13).

Tabla – 13: Clasificación de las rocas en función de su resistencia a Carga Puntual (Elaboración propia).

$I_{s(50)}$ (MPa)	Resistencia a Carga Puntual	
	(Tomado de Garnica et al, 1997)	(Tomado de Carol, 2008)
< 0,03	Extremadamente baja	Muy baja
0,03 – 0,1	Muy baja	
0,1 – 0,3	Baja	Baja
0,3 – 1,0	Moderada	Media
1,0 – 3,0	Alta	Alta
3,0 – 10,0	Muy alta	Muy alta
> 10,0	Extremadamente alta	Extremadamente alta

En la Figura nº 34 se muestran los rangos habituales del índice de Carga Puntual para diversos tipos de rocas dentro de la escala de clasificación presentada en la Tabla nº 13; dicha escala es una de las más utilizadas en Mecánica de Rocas.



**FIGURA – 34: VARIACIÓN DE LOS ÍNDICES DE CARGA PUNTUAL PARA DIFERENTES TIPOS DE ROCA.
 (GARNICA ET AL, 1997, EN GALVÁN, M. ET AL, 2010).**

En la Figura nº 35 se muestran los rangos habituales del índice de Carga Puntual para las rocas calizas.

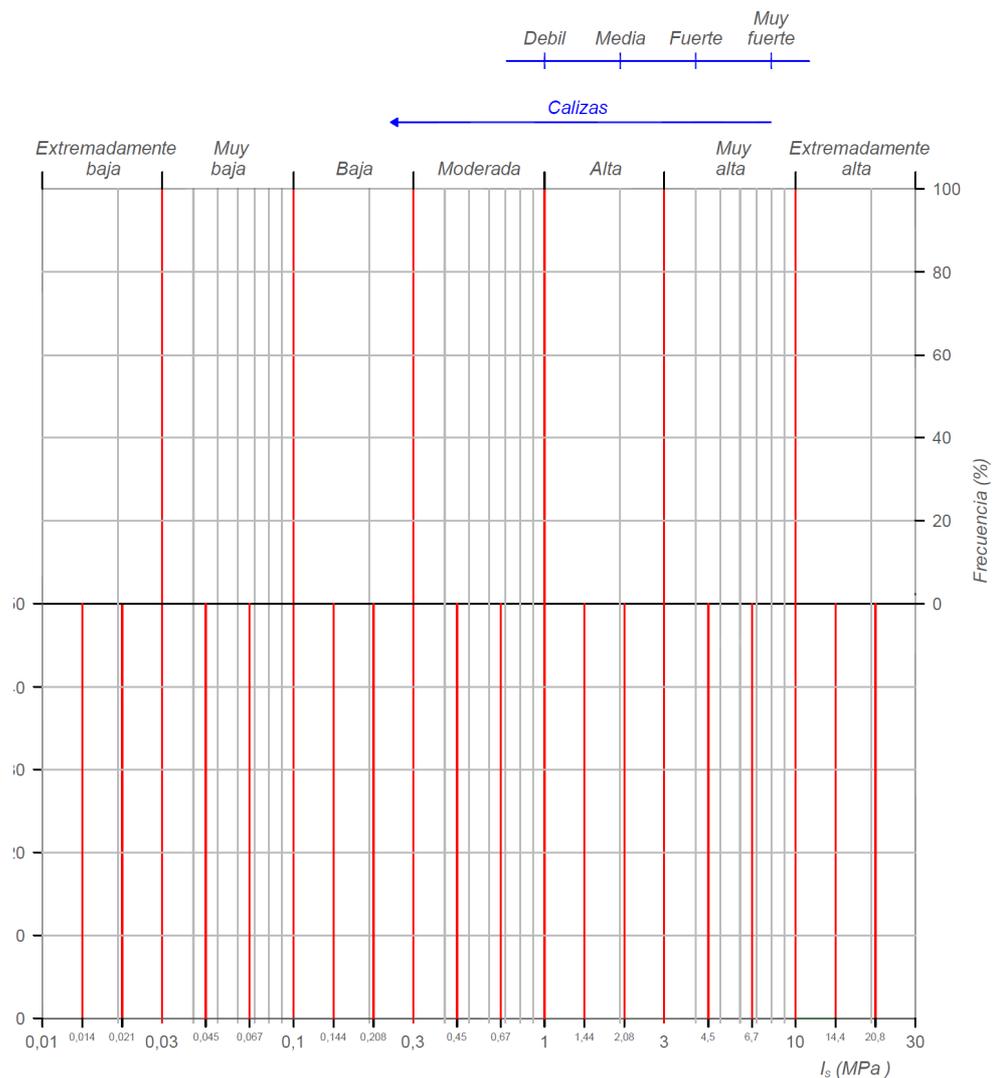


FIGURA – 35: VARIACIÓN DE LOS ÍNDICES DE CARGA PUNTUAL PARA LAS CALIZAS. (ELABORACIÓN PROPIA).



Contenido

1. Carretera CV – 13 (Torreblanca – Aeropuerto)
2. Sondeos del proyecto túnel de Cullera
3. Carretera N – 332 (Gandía – Xeresa)
4. Talud de acceso a el embalse de Loriguilla
5. Cantera Sierra Gorda (Bellús)
6. Cantera de Guerola (Onteniente)
7. Desprendimiento del macizo (Puebla de Arenoso)
8. Construcción pedraplén (puerto de Albaida)

5. CAMPAÑA EXPERIMENTAL REALIZADA

La campaña experimental de ensayos de campo y laboratorio de la presente investigación, se fundamenta en muestras de roca caliza, procedentes de ocho ubicaciones de la Comunidad Valenciana (Figura nº 36).

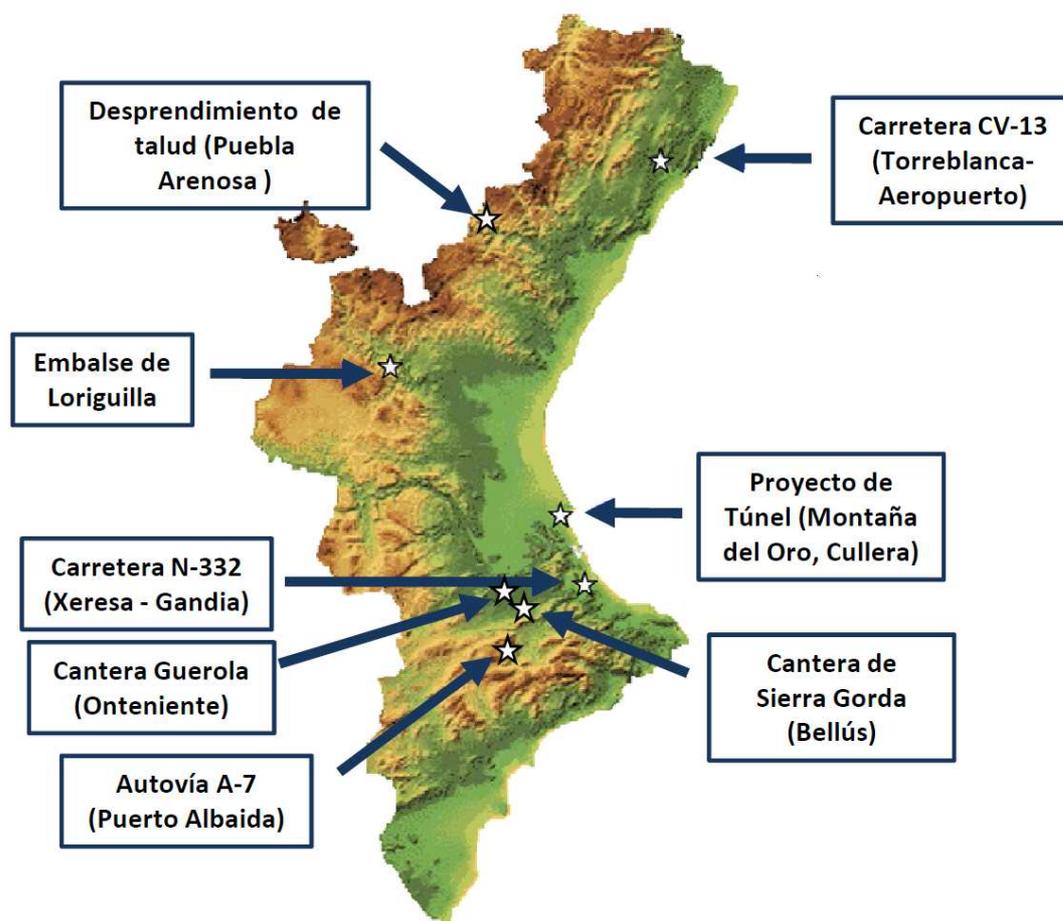


FIGURA – 36: UBICACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

Las ocho zonas, donde predominan las calizas y dolomías, son las siguientes:

- Excavación de taludes en roca de las obras para la ejecución de la carretera CV – 13, entre Torreblanca y el futuro Aeropuerto de Castellón – Costa Azahar.
- Sondeos de reconocimiento para la redacción del proyecto básico de túnel urbano en la Montaña del Oro en Cullera (Valencia).
- Excavación de taludes en roca en una planta especializada en áridos, Sierra Gorda en Bellús (Xátiva).
- Excavación de taludes en roca de las obras de ejecución de la duplicación de calzada de la carretera N – 332, tramo Gandía – Xeresa (Valencia).
- Talud en roca en la carretera de acceso al Embalse de Loriguilla, en las proximidades del mismo (Valencia).
- Excavación de taludes en roca en la cantera de Guerola en Onteniente (Valencia).
- Desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso (Castellón).
- Desmontes de la Autovía del Mediterráneo A – 7 en puerto de Albaida (Alicante).

Las campañas de investigación se han centrado fundamentalmente en los tres primeros proyectos de la lista anterior, elegidos por diversas razones: bien, por su importancia para la Comunidad Valenciana (obras de la CV–13), o bien por la posibilidad de disponer de abundantes testigos de sondeos (estudios para el túnel de Cullera), o ya sea por la facilidad de recoger muestras con grandes dimensiones con una capacidad de producción de 900.000 Tm/año (cantera de Sierra Gorda).

Como complemento a las anteriores, se ha realizado una campaña menor, en las obras de la carretera N – 332, en las proximidades de Xeresa. Tanto esta ubicación, como la del túnel de Cullera y CV – 13, han sido elegidas, además de las razones expuestas antes, también por tratarse de proyectos en los que está

colaborando, el personal del Departamento de Ingeniería del Terreno, lo cual a facilitado el acceso a las mismas.

También se ha llevado una mini campaña en un talud de acceso al Embalse de Loriguilla, una de las zonas, donde se realizan prácticas de campo en las asignaturas de Mecánica de Rocas del Departamento de Ingeniería del Terreno.

Igualmente, para conseguir unos resultados más representativos de la Comunidad Valenciana, se realizaron ensayos de laboratorio a muestras tomadas en las excavaciones de los taludes en roca de la cantera Guerola en Onteniente, a rocas de un desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso y en los desmontes de la autovía A-7 en puerto de Albaida.

La distribución de los trabajos de campo y laboratorio realizados en las distintas ubicaciones, se resume en la Tabla nº 14 y se pasa a describir en profundidad en los siguientes apartados.

Tabla – 14: Distribución de ensayos por ubicación en campo o laboratorio.

Ubicación de los ensayos	Ensayos en campo	Ensayos en Laboratorio	Total
Excavaciones de taludes carretera CV-13	20	153	173
Sondeos del proyecto túnel de Cullera	170	95	265
Carretera N-332. Tramo Gandía - Xeresa	4	21	25
Talud de acceso a el embalse de Loriguilla	0	21	21
Cantera de Sierra Gorda. Bellús	0	158	158
Cantera de Onteniente	0	19	19
Desprendimiento macizo. Puebla de Arenoso	0	21	21
Construcción pedraplén. puerto de Albaida	0	19	19
Totales	194	507	701

5.1. Campaña experimental en la carretera CV-13

5.1.1. Breve descripción de las obras de la Carretera CV-13

La carretera CV-13 pertenece a la red de carreteras de la Generalitat Valenciana. Se encuentra en la fase de construcción y permitirá comunicar la N-340 y AP-7 a la altura de Torreblanca con el Aeropuerto de Castellón-Costa Azahar, Vilanova d'Alcolea y la Autovía de la Plana.

El nuevo acceso al Aeropuerto de Castellón será uno de los viales más importantes de la comarca de la Plana.

El trazado se ha proyectado para una velocidad máxima de 100 km/h y una previsión de 15.000 vehículos diarios.

Por el momento, se está construyendo una única calzada para las dos direcciones, pero el proyecto está diseñado para el desdoblamiento, que la convertirá en autovía.

La longitud total del trazado del vial es de 14 kilómetros aproximadamente. La vía tendrá una calzada de 7 metros, dividida en dos carriles de 3,5 metros y arcenes de 1,5 metros y bermas de 1,5 metros, resultado una plataforma de 13 metros de anchura.

Dada la orografía de la zona, la obra conlleva la excavación de un total de 22 taludes, la mayor parte de ellos en roca y en muchos casos en roca caliza, de muy diversa magnitud (tanto en altura como en longitud).

Los desmontes se están realizando mediante voladuras con precorte. La campaña de ensayos del presente estudio se ha realizado con materiales procedentes del desmonte nº 8, en concreto, calizas cenomanienses, de colores claros y de aspecto marmóreo; las características geológicas de la zona, así como la ficha del desmonte nº 8 puede consultarse en el Anexo A1.

5.1.2. Descripción de las muestras y ensayos realizados a la Carretera CV-13

Se hicieron varias visitas, a las obras de la carretera CV-13 para conocer sus características y para la realización de los ensayos. Como se ha mencionado, se seleccionaron los materiales procedentes del desmonte nº.8 (Figura nº 37, y Anexo nº A1), de naturaleza caliza.



**FIGURA – 37: DETALLE DEL DESMONTE Nº 8 DE LAS OBRAS DE LA CV – 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).**

Se recogieron en dos campañas 30 muestras de roca en rama, en la primera campaña se tomaron 20 muestras de rocas de tamaño entre 60mm y 200mm, ensayadas tanto en campo como en el laboratorio, en la segunda campaña se tomaron 10 bloques de roca con tamaño superior a 200mm.

Se tallaron probetas con dimensiones acordes a la norma UNE 22-950-5; como probetas que no cumplían con las mismas; esto es para hacer, en un futuro, un análisis de los ensayos de Carga Puntual que están fuera de la Norma.

Sobre las dos campañas, se realizó para cada campaña, con las muestras y submuestras, como mínimo 3 tandas de ensayos, como a continuación se explica, debido a que en ocasiones, de los fragmentos ensayados, se pudieron obtener nuevas probetas para ser talladas y ensayadas.

5.1.2.1. Primera campaña de ensayos

En primer lugar se hizo una exploración del desmonte nº.8, tomando 20 muestras (muestra C01 a C20) y realizando tres tandas de ensayos:

1ª Tanda de ensayos: Con cada una de las 20 muestras se talló y ensayó in situ a Carga Puntual una probeta (referenciadas como Cn – A, de la C01 – A a la C20 – A, ver Tabla nº 15) con forma de bloque irregular (Figura nº 38).



FIGURA – 38: MUESTRAS PARA EL ENSAYO PLT EN CAMPO PROCEDENTES DEL DESMONTE Nº 8. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

En esta primera tanda de 20 ensayos, realizados en campo, en 11 casos se obtuvo una carga P con fracturación correcta y solo en dos de ellos cumplían los requerimientos de las normas respecto a las dimensiones.

Los fragmentos sobrantes de las 20 muestras se llevaron al laboratorio para preparar probetas para la segunda y la tercera tanda de ensayos (Figura nº 39).

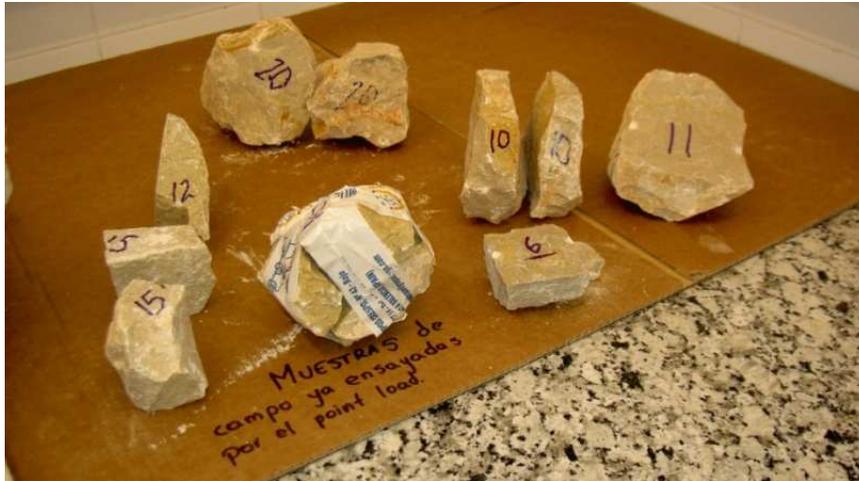


FIGURA – 39: EJEMPLO DE FRAGMENTOS PARA TALLAR Y ENSAYAR PROBETAS EN EL LABORATORIO.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

2ª Tanda de ensayos: Se tallaron y ensayaron en laboratorio, a Carga Puntual, un total de 9 probetas (referenciadas como Cn – B – Lm) con forma de bloque regular y dimensiones fuera de las contempladas en la normativa.

3ª Tanda de ensayos: Para la tercera tanda se tallaron y ensayaron en laboratorio, a Carga Puntual, 12 probetas (referenciadas como Cn – C – Lm) con forma de bloque regular y con dimensiones acordes a la normativa.



FIGURA – 40: EJEMPLO DE FRAGMENTOS CON FORMA DE BLOQUE REGULARES PARA SER ENSAYADOS EN LA 2ª TANDA O TALLADOS PARA LA 3ª TANDA.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).



En la Tabla nº 15 se resumen los ensayos realizados en la primera campaña. En total se realizaron 41 ensayos de Carga Puntual (20 en campo y 21 en laboratorio); de ellos 10 fueron nulos, 18 se realizaron con dimensiones de las probetas no normativas y 13 con dimensiones normativas.

Tabla – 15: Resumen de la 1ª campaña de ensayos con muestras de la CV – 13.

[01] Muestras de piedra en rama tomadas en campo	[A] - 1ª Tanda de ensayos: Probetas procedentes de [01] talladas y ensayadas en campo		[B] - 2ª Tanda de ensayos: Probetas procedentes de [01] talladas y ensayadas en laboratorio		[C] - 3ª Tanda de ensayos: Probetas procedentes de [01] talladas y ensayadas en laboratorio		Número y distribución de ensayos realizados																	
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	PLT						RCS		Otros			Tot.						
							n	v/d	v/f		Tot.	54	45	VS	IE	GS	DD							
cd	ca	br	bi	cd	ca	br	bi	mm	mm															
C01	C01 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C02	C02 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C03	C03 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C04	C04 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C05	C05 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C06	C06 - A	PLT (br/v/d)	C06 - B - L1	PLT (br/v/f)	C06 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3			
C07	C07 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C08	C08 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C09	C09 - A	PLT (br/v/f)	C09 - B - L1	PLT (br/v/f)	C09 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5		
			C09 - B - L2	PLT (br/v/f)	C09 - C - L2	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	
C10	C10 - A	PLT (bi/n/-)	C10 - B - L1	PLT (br/n/-)	C10 - C - L1	PLT (br/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5		
					C10 - C - L2	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-
					C10 - C - L3	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-
C11	C11 - A	PLT (br/v/f)	C11 - B - L1	PLT (br/v/f)	C11 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4		
					C11 - C - L2	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-
C12	C12 - A	PLT (br/v/d)	C12 - B - L1	PLT (br/v/f)	C12 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3			
C13	C13 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C14	C14 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C15	C15 - A	PLT (bi/n/-)	C15 - B - L1	PLT (br/v/f)	C15 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5		
			C15 - B - L2	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	
C16	C16 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C17	C17 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C18	C18 - A	PLT (br/v/f)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C19	C19 - A	PLT (bi/n/-)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1			
C20	C20 - A	PLT (br/v/f)	C20 - B - L1	PLT (br/v/f)	C20 - C - L1	PLT (br/v/d)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3			
LEYENDA:							1ª CAMPAÑA DE ENSAYOS: ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL EN CAMPO Y EN LABORATORIO																	
PLT (xx/x/x) Ens. carga puntual RCS (D mm) VS IE GS DD							xx/-/- (-)/x/- (-)/-x = Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm) = Ensayo de velocidad de ondas = Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca) = Ensayo para la determinación del peso específico de las partículas = Ensayo de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability Index)																	
							cd = probeta cilíndrica, carga diametral ca = probeta cilíndrica, carga axial v = ensayo válido d = probeta de dimensiones normativas br = probeta en bloque regular bi = probeta en bloque irregular n = ensayo nulo f = dimensiones fuera de norma																	
							10 - - - 11 2 - - - 8 10 41 - - - - - - - - - 41																	

Con esta primera campaña se pretendían alcanzar diversos objetivos:

- “Romper en mano” en la toma de muestras y en la realización de ensayos de campo (1ª tanda de ensayos) y en el tallado de probetas y realización de ensayos en laboratorio (2ª tanda de ensayos).
- Tallado y realización de ensayos definitivos (3ª tanda) para su estudio.

5.1.2.2. Segunda campaña de ensayos

Posteriormente, se recogieron 10 bloques de roca en rama, generalmente de tamaño grande (muestras L01 a L10), para ser transportadas al laboratorio (Figura nº 41) y posteriormente ser talladas en bloques regulares y probetas cilíndricas. La muestra nº L05 (rotulada con el nº 5 en la Figura 42) por su textura, color y geología, es la roca que mas representa al material calizo del desmonte nº 8 de la carretera de la CV-13.

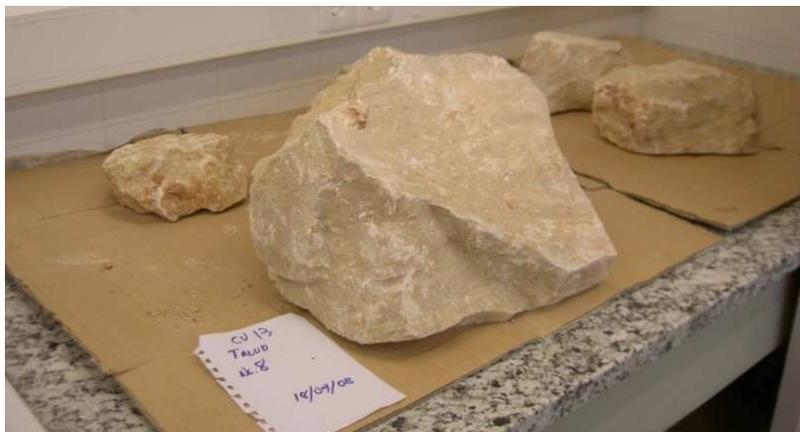


FIGURA – 41: BLOQUES PARA SER TALLADOS Y ENSAYADOS EN LABORATORIO.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).



FIGURA – 42: MUESTRA REPRESENTATIVA DE LAS CALIZAS DEL DESMONTES Nº 8.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

En primer lugar se tallaron probetas cilíndricas, mediante sonda (Figura nº 43) y sierra radial, para ensayos de Carga Puntual diametral, ensayos de compresión simple y ensayos de velocidad de transmisión de ondas.



**FIGURA – 43: SALA DE TALLADO DE MUESTRAS EN EL LABORATORIO.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).**

Con los sobrantes y recortes se tallaron muestras en forma de bloque regular, tanto de dimensiones normativas (cuando lo permitía la geometría de la muestra origen) como con dimensiones no normativas (cuando no lo permitía la muestra origen); en la Figura nº 44, puede verse un ejemplo de las probetas talladas.



FIGURA – 44: EJEMPLO DE MUESTRAS CILÍNDRICAS Y EN BLOQUE REGULAR TALLADAS EN LA 2ª CAMPAÑA DE ENSAYOS CON MUESTRAS DE LA CV - 13. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

En esta segunda campaña se realizaron las tres siguientes tandas de ensayos:

4ª Tanda de ensayos: (Muestras referenciadas como Ln – Am) ensayos de compresión uniaxial, ensayos de Carga Puntual con probetas cilíndricas de dimensiones normativas y ensayos de Carga Puntual con bloque regulares de dimensiones no normativas.

5ª Tanda de ensayos: Ensayos de Carga Puntual con bloques regulares de dimensiones normativas.

Ensayos complementarios (6ª Tanda): Para la caracterización de la roca matriz se realizaron ensayos de medición de la velocidad de transmisión de ondas, ensayos de inmersión estática (determinando la porosidad eficaz y el peso específico seco), ensayos para la determinación del peso específico de las partículas y ensayos de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability).



En la Tabla nº 16 se resumen los ensayos realizados en esta segunda campaña, en la que en total se realizaron 136, de ellos 61 PLT, 10 RCS y 65 complementarios. En la Figura nº 45 se presenta un esquema de los ensayos realizados con las muestras tomadas en las obras de la CV – 13.

Tabla – 16: Resumen de la 2ª campaña de ensayos con muestras de la CV – 13.

[02] Muestras de piedra en rama tomadas en campo	[A] - 4ª Tanda de ensayos: Probetas procedentes de [02] talladas y ensayadas en laboratorio		[B] - 5ª Tanda de ensayos: Probetas procedentes de [02] talladas y ensayadas en laboratorio		[C] - Ensayos complementarios: Con probetas o muestras de [A] ó [B] ensayadas en laboratorio		Número y distribución de ensayos realizados																	
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Ensayo(s)	PLT						Tot.	RCS		Otros					Tot.			
							n	cd	ca	br	bj	cd		ca	br	bj	54 mm	45 mm	VS	IE		GS	DD	
L01	L01 - A1	PLT (br / v / f)	L01 - B1	PLT (br / v / d)	L01 - C - A1	IE																		
	L01 - A2	PLT (br / v / f)	-	-	L01 - C - A2	IE																		
	L01 - A3	PLT (br / v / f)	L01 - B3	PLT (br / v / d)	L01 - C - A3	IE																		
	L01 - A4	PLT (br / v / f)	L01 - B4	PLT (br / v / d)	L01 - C - A4	IE																		
	L01 - A5	PLT (br / v / f)	L01 - B5 - 1	PLT (br / v / d)	L01 - C - A5	IE																		
	L01 - A6	PLT (cd / v / d)	L01 - B5 - 2	PLT (br / v / d)			L01 - C - A6	VS IE																
	L01 - A7	RCS (54 mm)	-	-	L01 - C - A7	VS IE																		
	L01 - A8	RCS (54 mm)	-	-	L01 - C - A8	VS IE																		
L02	L02 - A1	PLT (br / v / f)	-	-	L02 - C - A1	IE GS																		
	L02 - A2	PLT (cd / v / d)	-	-	L02 - C - A2	VS IE																		
	L02 - A3	RCS (54 mm)	-	-	L02 - C - A3	VS IE																		
L03	L03 - A1	PLT (br / v / f)	L03 - B1 - 1	PLT (br / v / d)	L03 - C - A1	IE																		
			L03 - B1 - 2	PLT (br / v / d)																				
	L03 - A2	PLT (br / v / f)	L03 - B2 - 1	PLT (br / v / d)	L03 - C - A2	IE																		
			L03 - B2 - 2	PLT (br / v / d)																				
	L03 - A3	PLT (cd / v / d)	-	-	L03 - C - A3	VS																		
L03 - A4	PLT (ca / v / f)	-	-	L03 - C - A4	VS																			
L04	L04 - A1	PLT (br / v / f)	L04 - B1	PLT (br / v / d)	L04 - C - A1	IE GS																		
	L04 - A2	PLT (br / v / f)	-	-	L04 - C - A2	IE																		
	L04 - A3	PLT (br / v / f)	L04 - B3	PLT (br / n / -)	L04 - C - A3	IE																		
	L04 - A4	PLT (br / v / f)	L04 - B4	PLT (br / v / d)	L04 - C - A4	IE																		
	L04 - A5	PLT (cd / v / d)	-	-	L04 - C - A5	VS IE																		
	L04 - A6	PLT (ca / v / f)	-	-	L04 - C - A6	VS IE																		
	L04 - A7	PLT (cd / v / d)	-	-	L04 - C - A7	VS IE																		
L05	L05 - A1	PLT (br / v / f)	-	-	L05 - C - A1	IE GS DD																		
	L05 - A2	PLT (br / v / f)	L05 - B2	PLT (br / v / d)	L05 - C - A2	IE																		
	L05 - A3	PLT (cd / v / d)	L05 - B3	PLT (br / v / d)	L05 - C - A3	VS																		
	L05 - A4	RCS (45 mm)	-	-	L05 - C - A4	VS																		
	L05 - A5	RCS (45 mm)	-	-	L05 - C - A5	VS																		
	L05 - A6	RCS (45 mm)	-	-	L05 - C - A6	VS																		
L06	L06 - A1	PLT (br / v / f)	L06 - B1	PLT (br / v / d)	L06 - C - A1	IE																		
	L06 - A2	PLT (br / v / f)	L06 - B2	PLT (br / v / d)	L06 - C - A2	IE																		
	L06 - A3	PLT (br / v / f)	-	-	L06 - C - A3	IE																		
	L06 - A4	RCS (54 mm)	-	-	L06 - C - A4	VS IE																		
	L06 - A5	RCS (54 mm)	-	-	L06 - C - A5	VS IE																		
L07	L07 - A1	PLT (br / v / f)	L07 - B1	PLT (br / v / d)	L07 - C - A1	IE																		
	L07 - A2	PLT (cd / v / d)	-	-	L07 - C - A2	VS																		
L08	L08 - A1	PLT (br / v / f)	L08 - B1	PLT (br / v / d)	L08 - C - A1	IE																		
	L08 - A2	PLT (br / v / f)	-	-	L08 - C - A2	IE																		
	L08 - A3	PLT (cd / v / d)	-	-	L08 - C - A3	VS IE																		
	L08 - A4	PLT (ca / v / f)	-	-	L08 - C - A4	VS IE																		
L09	L09 - A1	PLT (br / v / f)	L09 - B1 - 1	PLT (br / v / d)	L09 - C - A1	IE																		
			L09 - B1 - 2	PLT (br / v / d)																				
	L09 - A2	RCS (45 mm)	-	-	L09 - C - A2	VS IE																		
L09 - A3	RCS (45 mm)	-	-	L09 - C - A3	VS IE																			
L10	L10 - A1	PLT (br / v / f)	L10 - B1	PLT (br / v / d)	L10 - C - A1	IE																		
	L10 - A2	PLT (cd / n / -)	L10 - B2	PLT (br / v / d)	L10 - C - A2	VS IE																		
	L10 - A3	PLT (br / v / f)	L10 - B3	PLT (br / v / d)	L10 - C - A3	IE																		
	L10 - A4	PLT (br / v / f)	L10 - B4	PLT (br / v / d)	L10 - C - A4	IE																		
LEYENDA:	PLT (xx / x / x) Ens. carga puntual	(xx / - / -) (- / x / -) (- / - / x)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral ca = probeta cilíndrica, carga axial v = ensayo válido d = probeta de dimensiones normativas	br = probeta en bloque irregular bj = probeta en bloque irregular n = ensayo nulo f = dimensiones fuera de norma																				
	RCS (D mm) VS IE GS DD	= Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm) = Ensayo de velocidad de ondas = Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca) = Ensayo para la determinación del peso específico de las partículas = Ensayo de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability Index)																						
							7	26	-	-	3	24	-	61	5	5	22	39	3	1	136			
							2ª CAMPAÑA DE ENSAYOS: CARGA PUNTUAL EN LABORATORIO Y ENSAYOS COMPLEMENTARIOS																	

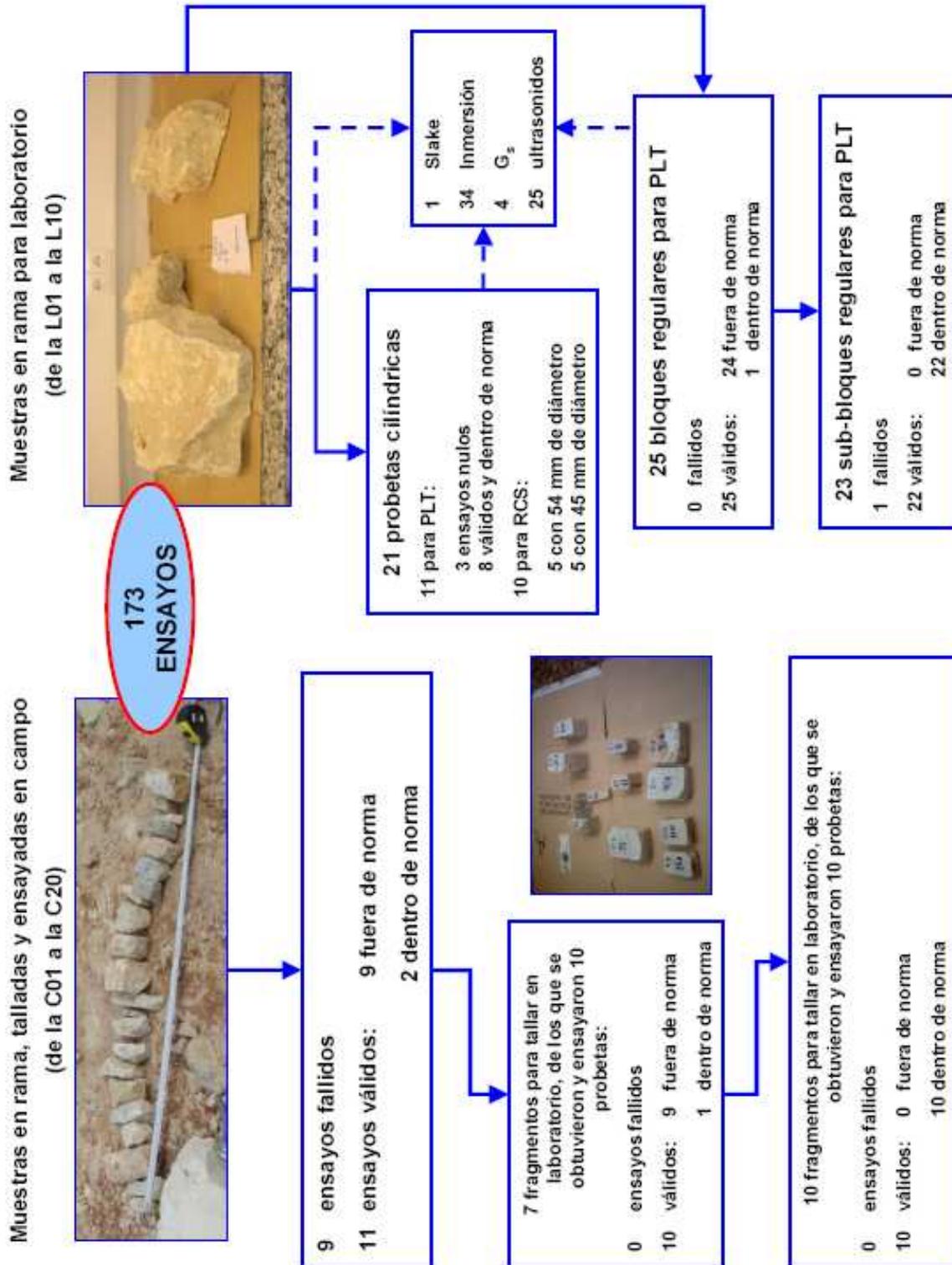


FIGURA – 45: ESQUEMA DE LAS MUESTRAS TOMADAS Y ENSAYOS REALIZADOS EN LA CV-13. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

5.1.3. Resultados de los ensayos realizados en campo y laboratorio con las muestras procedentes de la Carretera CV-13

5.1.3.1. – 1ª Campaña CV-13: **1ª Tanda:** Ensayos PLT in-situ (dimensiones normativas y no normativas).

Se hicieron en campo 20 ensayos (probetas de la C01 – A a la C20 – A), de los cuales 9 resultaron fallidos (o bien por rotura no válida, o bien se produce rotura sin indicación de carga).

De los 11 ensayos con rotura válida, 2 correspondían a probetas con geometría y dimensiones normativas y 9 fuera de la norma; los datos de los ensayos y los resultados obtenidos se presentan en las Tablas nº 17 y 18.

**Tabla – 17: 1ª Tanda de ensayos (PLT in situ) con muestras de la CV – 13.
Probetas con dimensiones normativas.**

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
C06 - A	46,0	51,0	54,0	56,0	55,0	19,62	59,76	3571,44	5,5
C12 - A	88,0	31,0	42,0	31,0	36,5	9,81	37,96	1440,67	6,8

**Tabla – 18: 1ª Tanda de ensayos (PLT in situ) con muestras de la CV – 13.
Probetas con dimensiones fuera de normativa.**

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
C02 - A	43,0	62,0	42,0	45,0	43,5	18,64	58,60	3433,93	5,4
C04 - A	42,0	71,0	31,0	38,0	34,5	9,81	55,85	3118,80	3,1
C07 - A	61,0	58,0	55,0	58,0	56,5	17,66	64,59	4172,41	4,2
C09 - A	47,0	79,0	68,0	46,0	57,0	23,54	75,72	5733,40	4,1
C11 - A	52,0	101,0	98,0	45,0	71,5	29,92	95,89	9194,70	3,3
C13 - A	36,0	51,0	18,0	19,0	18,5	2,94	34,66	1201,30	2,4
C14 - A	45,0	60,0	45,0	48,0	46,5	15,21	59,60	3552,34	4,3
C18 - A	86,0	72,0	52,0	35,0	43,5	9,81	63,15	3987,79	2,5
C20 - A	102,0	101,0	82,0	74,0	78,0	31,39	100,15	10030,58	3,1



FIGURA – 46: TALLADO DE LAS PROBETAS EN CAMPO EN LA CV - 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).



FIGURA – 47: ENSAYOS EN CAMPO EN LA CV - 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).



FIGURA – 48: EJEMPLO DE ROTURA VÁLIDA (IZQUIERDA) Y NO VÁLIDA (DERECHA).
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

5.1.3.2. – 1ª Campaña CV-13: **2ª Tanda:**
PLT en laboratorio (probetas de dimensiones no normativas)

Con la 1ª tanda de ensayos en campo se pretendía, principalmente, realizar un primer entrenamiento respecto a la ejecución del ensayo; el objetivo era más realizar el ensayo que la validez del mismo, por ello no se perdió mucho tiempo en tallar in situ, las muestras con dimensiones totalmente normativas, pues eso se realizaría, una vez entrenados en la mecánica del ensayo, en el laboratorio.

Cuando en el laboratorio se tallaron las probetas con dimensiones normativas (para la realización de ensayos totalmente válidos en la 3ª tanda) se disponía también de bloques regulares con dimensiones no normativas y se decidió someterlos a ensayo para que de esta forma, junto con los de la tanda anterior, se iniciara una base de datos para futuras investigaciones que tuviesen en cuenta la influencia del cumplimiento dimensional de las probetas.

Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla nº 19.

**Tabla – 19: 2ª Tanda de ensayos (PLT en laboratorio) con muestras de la CV – 13.
 Probetas en bloque regular, con dimensiones fuera de normativa.**

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
C06 - B - L1	27,9	40,3	-	-	30,9	9,92	39,83	1586,57	6,3
C09 - B - L1	39,4	26,4	-	-	14,4	3,12	22,02	485,01	6,4
C09 - B - L2	31,4	47,8	-	-	35,6	8,83	46,59	2170,29	4,1
C10 - B - L2	40,1	79,0	-	-	28,9	5,87	53,89	2904,55	2,0
C11 - B - L1	50,5	68,9	-	-	34,8	7,60	55,23	3049,81	2,5
C12 - B - L1	27,9	43,1	-	-	34,6	8,36	43,55	1896,37	4,4
C15 - B - L1	33,6	45,4	-	-	23,8	5,56	37,10	1376,31	4,0
C15 - B - L2	33,7	53,3	-	-	26,5	6,80	42,38	1796,02	3,8
C20 - B - L1	40,8	46,4	-	-	42,0	9,36	49,81	2481,11	3,8

5.1.3.3. – 1ª Campaña CV-13: **3ª Tanda:**
PLT en laboratorio (probetas con dimensiones normativas)

En esta 3ª tanda se realizaron 11 ensayos de Carga Puntual, con probetas en forma de bloque regular y dimensiones según la normativa (ver Figura nº 49), procedentes de 7 muestras; los resultados se presentan en la Tabla nº 20.

Tabla – 20: 3ª Tanda de ensayos (PLT en laboratorio) con muestras de la CV – 13. Probetas en bloque regular, con dimensiones según normativa.

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
C06 - C - L1	26,7	17,5	-	-	41,3	5,07	30,31	918,88	5,5
C09 - C - L1	20,8	13,9	-	-	25,3	3,40	21,15	447,41	7,6
C09 - C - L2	24,0	37,1	-	-	38,1	9,56	42,43	1799,95	5,3
C10 - C - L2	37,4	31,0	-	-	43,5	7,73	41,46	1718,66	4,5
C10 - C - L3	44,1	28,8	-	-	46,3	9,09	41,19	1696,94	5,4
C11 - C - L1	34,9	30,8	-	-	52,8	8,21	45,50	2070,68	4,0
C11 - C - L2	34,9	34,3	-	-	50,9	7,53	47,14	2222,02	3,4
C12 - C - L1	21,1	32,9	-	-	33,1	7,38	37,23	1385,92	5,3
C15 - C - L1	22,7	23,7	-	-	36,9	5,46	33,41	1116,10	4,9
C15 - C - L2	24,3	22,5	-	-	29,1	4,91	28,83	831,31	5,9
C20 - C - L1	36,0	48,0	-	-	66,4	15,44	63,68	4054,76	3,8



FIGURA – 49: ENSAYO PLT CON BLOQUE REGULAR EN LABORATORIO, CON MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE LA CARGA DE ROTURA (IZQUIERDA). EJEMPLO DE ROTURA VÁLIDA (DERECHA). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

5.1.3.4. – 2ª Campaña CV-13: **4ª Tanda:**
RCS y PLT en laboratorio (con y sin dimensiones normativas).

Para la 2ª campaña de ensayos se comenzó, tallando 19 probetas cilíndricas, para realizar ensayos de compresión uniaxial (10 probetas) con y sin medición de deformaciones (Figura nº 50) y de Carga Puntual diametral (9 probetas).

Los resultados de los 10 ensayos realizados de resistencia a compresión uniaxial se presentan en la Tabla nº 21.

Tabla – 21: 4ª Tanda de ensayos (RCS en laboratorio) con muestras de la CV – 13.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
L01 - C - A7	54,2	147,8	2,72	26,3	79,0	-	-
L01 - C - A8	54,5	145,8	2,68	26,3	73,4	37,18	0,21
L02 - C - A3	54,2	132,0	2,43	26,4	23,8	38,50	0,07
L05 - C - A4	45,1	115,0	2,55	24,8	64,3	-	-
L05 - C - A5	45,2	119,1	2,63	24,8	31,9	23,49	0,46
L05 - C - A6	45,1	127,7	2,83	24,8	73,9	-	-
L06 - C - A4	54,2	146,6	2,71	26,8	83,5	33,20	0,11
L06 - C - A5	54,1	147,2	2,72	26,8	49,9	-	-
L09 - C - A2	45,2	130,4	2,89	26,3	43,7	-	-
L09 - C - A3	45,0	137,2	3,05	26,3	32,7	32,85	0,02

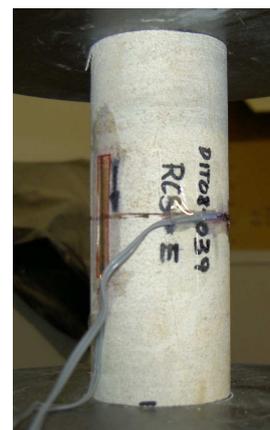


FIGURA – 50: ENSAYO DE RCS EN LABORATORIO CON MUESTRAS DE LA CV – 13.
 (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).



**FIGURA – 51: ENSAYO PLT A CARGA DIAMETRAL EN LABORATORIO CON MUESTRAS DE LA CV – 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).**

De las 9 probetas ensayadas a Carga Puntual diametral, en una de ellas se produjo una forma de rotura no válida y los resultados de las otras 8 se presentan en la Tabla nº 22.

**Tabla – 22: 4ª Tanda de ensayos (PLT en laboratorio) con muestras de la CV – 13.
Probetas cilíndricas, a carga diametral, con dimensiones según normativa.**

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
L01 - A6	48,6	54,1	-	-	-	11,40	54,06	2922,48	3,9
L02 - A2	44,3	54,2	-	-	-	3,42	54,18	2935,47	1,2
L03 - A3	56,0	45,3	-	-	-	5,47	45,27	2049,37	2,7
L04 - A5	42,3	45,1	-	-	-	14,29	45,14	2037,62	7,0
L04 - A7	61,3	54,2	-	-	-	15,76	54,21	2938,72	5,4
L05 - A3	44,1	45,1	-	-	-	4,83	45,14	2037,62	2,4
L07 - A2	50,4	45,3	-	-	-	10,57	45,25	2047,56	5,2
L08 - A3	48,3	45,1	-	-	-	9,29	45,10	2034,01	4,6

Con los restos de muestras se tallaron bloques regulares con dimensiones normativas (para la 5ª tanda de ensayos) y bloques regulares y probetas cilíndricas para carga axial, todos ellos sin dimensiones normativas.

Los resultados de los ensayos con probetas sin dimensiones normativas se presentan en la Tabla nº 23.

**Tabla – 23: 4ª Tanda de ensayos (PLT en laboratorio) con muestras de la CV – 13.
Probetas sin dimensiones normativas.**

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
L01 - A1	42,6	46,0	-	-	29,8	5,45	41,74	1742,43	3,1
L01 - A2	42,8	31,0	-	-	29,1	5,87	33,89	1148,59	5,1
L01 - A3	32,8	37,5	-	-	14,3	3,68	26,13	682,77	5,4
L01 - A4	32,7	26,9	-	-	16,2	3,21	23,52	553,14	5,8
L01 - A5	64,4	29,6	-	-	24,2	4,12	30,17	910,16	4,5
L02 - A1	40,8	27,0	-	-	26,1	1,32	29,95	897,25	1,5
L03 - A1	40,9	65,3	-	-	31,3	6,36	51,01	2602,36	2,4
L03 - A2	41,2	65,8	-	-	22,1	0,87	42,98	1847,33	0,5
L03 - A4	-	75,8	-	-	44,8	10,71	65,75	4323,72	2,5
L04 - A1	65,9	39,0	-	-	33,5	13,32	40,79	1663,49	8,0
L04 - A2	39,5	25,8	-	-	21,7	7,48	26,70	712,84	10,5
L04 - A3	61,6	32,9	-	-	26,1	10,58	33,03	1091,22	9,7
L04 - A4	60,1	45,4	-	-	36,0	12,68	45,62	2080,98	6,1
L04 - A6	-	80,2	-	-	54,1	25,57	74,33	5524,36	4,6
L05 - A1	49,1	56,9	-	-	38,8	6,95	52,98	2807,33	2,5
L05 - A2	49,3	40,5	-	-	27,4	3,39	37,59	1412,91	2,4
L06 - A1	64,5	32,8	-	-	27,9	8,45	34,10	1163,08	7,3
L06 - A2	86,1	34,2	-	-	27,4	7,95	34,54	1193,13	6,7
L06 - A3	30,1	33,4	-	-	22,2	5,80	30,69	941,96	6,2
L07 - A1	34,3	56,3	-	-	36,2	3,65	50,91	2591,35	1,4
L08 - A1	44,3	45,2	-	-	31,5	8,85	42,58	1812,84	4,9
L08 - A2	44,0	30,5	-	-	28,7	7,33	33,38	1114,53	6,6
L08 - A4	-	91,6	-	-	45,1	10,71	72,53	5259,96	2,0
L09 - A1	46,0	41,9	-	-	28,1	8,38	38,68	1496,43	5,6
L10 - A1	55,5	49,6	-	-	41,4	11,55	51,10	2611,36	4,4
L10 - A3	30,7	36,1	-	-	17,9	3,58	28,64	820,46	4,4
L10 - A4	30,8	25,5	-	-	16,7	3,26	23,25	540,59	6,0

5.1.3.5. – 2ª Campaña CV-13: 5ª Tanda:
PLT en laboratorio (probetas con dimensiones normativas)

Para las probetas con forma de bloque regular y dimensiones normativas, talladas en la tanda anterior, se realizaron 23 ensayos de Carga Puntual cuyos resultados se presentan en la Tabla nº 24.

Tabla – 24: 5ª Tanda de ensayos (PLT en laboratorio) con muestras de la CV – 13.
Probetas en bloque regular con dimensiones normativas.

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
L01 - B1	24,5	29,7	-	-	46,0	9,37	41,73	1741,09	5,4
L01 - B3	18,6	15,1	-	-	30,3	1,77	24,09	580,23	3,1
L01 - B4	17,7	16,3	-	-	26,4	4,60	23,43	548,86	8,4
L01 - B5 - 1	34,9	24,3	-	-	30,3	4,64	30,61	937,17	5,0
L01 - B5 - 2	30,7	23,9	-	-	31,5	6,84	30,93	956,86	7,1
L03 - B1 - 1	32,7	31,2	-	-	42,4	5,32	41,00	1680,60	3,2
L03 - B1 - 2	33,1	30,7	-	-	40,6	5,66	39,81	1584,92	3,6
L03 - B2 - 1	33,2	23,1	-	-	46,8	6,10	37,09	1376,02	4,4
L03 - B2 - 2	33,1	22,4	-	-	36,6	3,32	32,26	1040,95	3,2
L04 - B1	31,2	33,0	-	-	39,7	10,42	40,83	1666,76	6,2
L04 - B4	25,8	26,0	-	-	32,9	13,72	33,01	1089,64	12,6
L05 - B2	28,3	42,3	-	-	53,2	9,66	53,56	2869,17	3,4
L05 - B3	26,8	27,7	-	-	39,8	4,04	37,49	1405,37	2,9
L06 - B1	25,6	27,8	-	-	32,1	8,49	33,69	1135,10	7,5
L06 - B2	20,7	27,6	-	-	32,0	7,06	33,48	1120,73	6,3
L07 - B1	28,5	37,4	-	-	42,1	5,93	44,76	2003,28	3,0
L08 - B1	21,9	29,1	-	-	45,8	8,67	41,14	1692,74	5,1
L09 - B1 - 1	23,2	27,5	-	-	38,1	9,63	36,51	1333,32	7,2
L09 - B1 - 2	23,6	28,1	-	-	41,7	8,37	38,63	1492,66	5,6
L10 - B1	20,4	39,5	-	-	48,8	9,99	49,54	2454,30	4,1
L10 - B2	30,6	17,0	-	-	47,1	5,00	31,89	1016,71	4,9
L10 - B3	13,5	17,9	-	-	36,1	3,77	28,66	821,60	4,6
L10 - B4	10,7	17,6	-	-	24,6	5,03	23,49	551,73	9,1

5.1.3.6. – 2ª Campaña CV-13: 6ª Tanda:
Ensayos complementarios de identificación.

Se ha denominado “6ª Tanda”, a los ensayos complementarios de identificación realizados a lo largo de la ejecución de las dos tandas anteriores.

Se han realizado un total de 65 ensayos, con la distribución y características que se muestran en la Tabla nº 25; a continuación se presentan los resultados de estos ensayos.

**Tabla – 25: 6ª Tanda de ensayos con muestras de la CV – 13.
 Ensayos complementarios realizados.**

Ensayo	n °	Descripción	Objetivos y observaciones
Velocidad ultrasonidos	22	Ensayo de identificación. Medición de la velocidad de propagación de las ondas P a través de la muestra	Comprobación de la homogeneidad de las probetas procedentes de una misma muestra
Inmersión estática	39	Ensayo de alterabilidad. Inmersión en agua de una probeta seca durante 24 horas.	Constatar la poca alterabilidad de la roca y, sobre todo, determinar la porosidad eficaz y el peso específico seco de la matriz.
Inmersión dinámica	1	Ensayo de alterabilidad. Ciclos de inmersión en agua con golpeo.	Dada la poca alterabilidad de la roca, se ha realizado sólo un ensayo (con tres ciclos)
Peso específico de las partículas	3	Ensayo de determinación de propiedad intrínseca.	Se han realizado tres determinaciones para poder tener una estimación suficientemente correcta de la porosidad total de las muestras

Velocidad de las ondas P

Con las 22 probetas cilíndricas talladas (10 para RCS, 9 para PLT a carga diametral y 3 para PLT a carga axial), se realizaron ensayos de medición de la velocidad de transmisión de ondas, según la norma ASTM D2845 – 05.

Para ello se utilizó el equipo de marca CNS Farnell, con un rango de velocidad desde 1 hasta 9999 m/s, con una pantalla de LCD de 128 x 128 y lectura del módulo de Elasticidad mayor de 999,9 GN/m², se puede ver en la Figura nº 52, los transductores permiten medir las ondas P, S y soportan hasta un esfuerzo de 220 kN.



FIGURA – 52: EQUIPO PARA LAMEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDAS EN MUESTRAS DE LA CV – 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla nº 26.

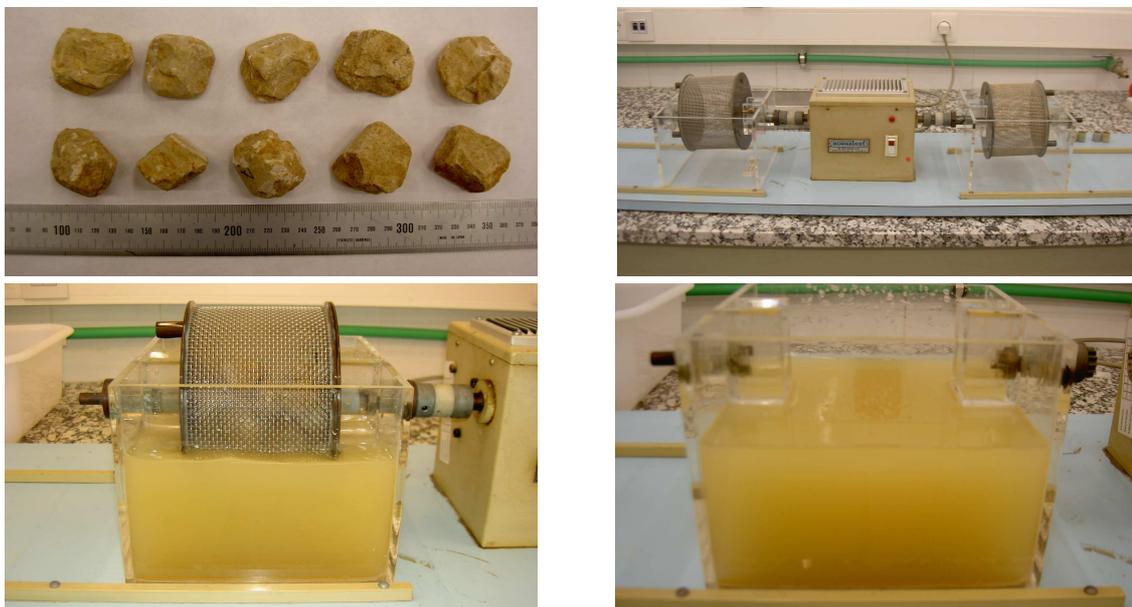
Tabla –26: 6ª Tanda de ensayos con muestras de la CV – 13.
Ensayos de medición de la velocidad de las ondas.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Ondas P		Ondas S		R (V_p / V_s)	γ (kN/m ³)	E_d (Gpa)	ν_d
			t (μ s)	V_p (m/s)	t (μ s)	V_s (m/s)				
L01 - C - A6	54,0	97,4	15,7	6201	30,3	3213	1,93	26,2	72,6	0,32
L01 - C - A7	54,0	174,8	28,5	6134	53,1	3292	1,86	26,3	75,4	0,30
L01 - C - A8	54,0	145,8	24,2	6024	41,2	3538	1,70	26,3	83,0	0,24
L02 - C - A2	54,0	88,8	18,3	4854	36,5	2433	1,99	26,2	42,1	0,33
L02 - C - A3	54,0	131,8	26,6	4953	53,4	2467	2,01	26,4	43,7	0,33
L03 - C - A3	45,0	112,2	24,5	4580	45,8	2450	1,87	26,6	42,3	0,30
L03 - C - A4	45,0	74,7	16,1	4640	31,9	2342	1,98	26,6	39,5	0,33
L04 - C - A5	45,0	84,8	15,5	5468	31,6	2682	2,04	26,5	52,1	0,34
L04 - C - A6	54,0	80,8	14,8	5460	29,2	2767	1,97	26,7	55,3	0,33
L04 - C - A7	54,0	42,1	8,5	4958	16,6	2539	1,95	26,2	45,5	0,32
L05 - C - A3	45,0	88,5	23,3	3796	50,5	1751	2,17	24,6	21,0	0,36
L05 - C - A4	45,0	115,2	28,8	3999	60,9	1891	2,11	24,6	24,3	0,36
L05 - C - A5	45,0	127,7	34,6	3690	82,4	1550	2,38	24,6	16,8	0,39
L05 - C - A6	45,0	119,4	32,6	3663	60,4	1977	1,85	24,6	25,4	0,29
L06 - C - A4	54,2	146,6	24,1	6083	39,8	3683	1,65	26,8	89,7	0,21
L06 - C - A5	54,1	147,2	24,3	6058	47,5	3099	1,95	26,6	68,9	0,32
L07 - C - A2	45,0	100,9	17,3	5835	33,8	2986	1,95	26,0	62,5	0,32
L08 - C - A3	45,0	96,4	22,5	4285	45,0	2142	2,00	25,9	32,3	0,33
L08 - C - A4	45,0	91,7	21,3	4307	40,9	2243	1,92	26,0	35,0	0,31
L09 - C - A2	45,0	130,4	23,8	5481	53,5	2438	2,25	26,2	43,7	0,38
L09 - C - A3	45,0	137,3	25,4	5405	75,5	1818	2,97	26,2	25,4	0,44
L10 - C - A2	-	-	-	-	-	-	-	25,7	-	-

Alterabilidad y determinación de las propiedades índice

Para estudiar la alterabilidad de las rocas, existen multitud de ensayos, pero dos de los más utilizados son el ensayo de inmersión estática y el ensayo de inmersión dinámica.

El ensayo de inmersión dinámica (*Slake Durability Test* o ensayo Sehudes, denominado en la norma NLT 251/91 “Determinación de la durabilidad al desmoronamiento de rocas blandas”), consiste en someter a una muestra de roca, de unos 500 g de peso seco (en 10 fragmentos de unos 50 g cada uno) a ciclos de 10 minutos de golpeo, en el interior de un tambor sumergido en agua; las paredes del tambor están formadas por una malla metálica de 2 mm de abertura (Figura nº 53).



**FIGURA – 53: ENSAYO DE INMERSIÓN DINÁMICA CON UNA MUESTRA DE LA CV – 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).**

Con este ensayo se obtiene el denominado “Índice Sehudes” que es la relación entre el peso final y el peso inicial de la muestra. Suele utilizarse como referente el índice del 2º ciclo (I_{d2}); en este caso se ha realizado un solo ensayo, con tres

ciclos, obteniéndose un Índice Sehudes del 98,5 %, correspondiente a rocas de muy alta durabilidad.

Se ha realizado solo un ensayo Sehudes, pues, dada la naturaleza de las rocas estudiadas, es previsible que todas pertenezcan a la categoría de muy alta durabilidad; como se comprobó con la realización de 39 ensayos de inmersión estática o ensayo Dusseault (Figura nº 54).

El ensayo de inmersión estática consiste en sumergir una muestra en agua durante 24 horas, determinando a lo largo de ese tiempo la evolución de la turbidez del agua y del deterioro de la muestra, según las siguientes categorías:

- A – Sin deterioro visible.
- B – Algún deterioro (desprendimiento de pocos fragmentos o esquirlas).
- C – Deterioro medio (se conserva la forma pero la superficie se deteriora).
- D – Gan deterioro (se destruye la forma casi por completo).
- E – Desintegración total.



**FIGURA – 54: ENSAYOS DE INMERSIÓN ESTÁTICA CON MUESTRAS DE LA CV – 13.
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).**

Los ensayos de inmersión estática realizados tenían dos objetivos:

- Comprobar, como se ha dicho, que las muestras no sufrían ningún tipo de alteración (todas estuvieron en la categoría A, sin deterioro visible) y que por tanto no era necesario realizar más ensayos de inmersión dinámica
- Y, sobre todo, poder determinar algunas propiedades índice como son la porosidad eficaz y el peso específico seco de las muestras.

Para este último objetivo se determinó, para cada muestra (Figura nº 55), el peso de la muestra saturada (a 24 horas) con la superficie seca, el peso de la muestra sumergida (con balanza hidrostática) para obtener el volumen y el peso de la muestra seca en estufa.

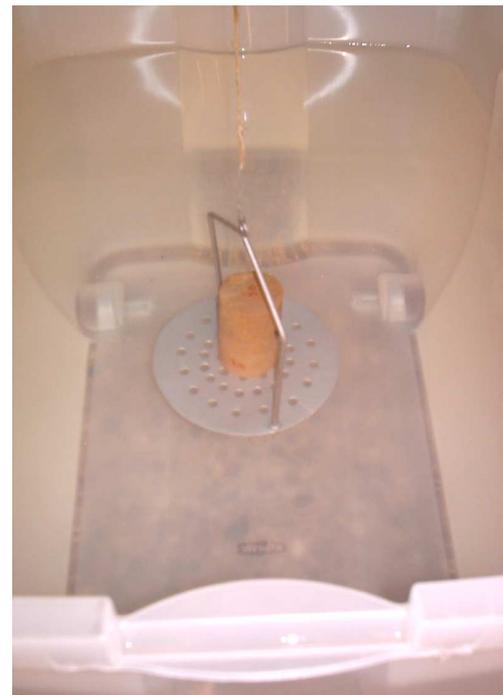


FIGURA – 55: PESO DE LAS MUESTRAS SECAS Y SATURADAS CON LA SUPERFICIE SECA (IZQUIERDA) Y SATURADAS EN BALANZA HIDROSTÁTICA (DERECHA) DE MUESTRAS DE LA CV – 13. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

Con objeto de poder conocer con suficiente aproximación la porosidad total de las muestras, se determinaron en tres muestras el peso específico relativo de las

partículas, por el mismo procedimiento (ensayo del picnómetro) que es utilizado para los suelos.

Para ello se procedió a triturar fragmentos de las muestras de roca (Figura nº 56) hasta disponer de la suficiente cantidad, en cada una de ellas, para realizar los ensayos con 6 picnómetros.



FIGURA – 56: OPERACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTICULAS, MEDIANTE PICNÓMETROS, CON MUESTRAS DE LA CV – 13. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

El peso específico relativo de las partículas en una roca es la media ponderada de los pesos específicos de los minerales que la componen; el método del picnómetro utilizado no es válido para rocas con textura porfídica compuestas por minerales diferentes, pero es suficientemente aproximado para el tipo de roca que se está estudiando.

En la Tabla nº 27 se resumen los resultados de todos los ensayos de alterabilidad y de determinación de las propiedades índice realizados.

En dicha Tabla se indica, entre paréntesis los valores del peso específico relativo de las partículas adoptadas para algunas muestras (media de las tres realizadas) y se indica con cursivas la porosidad total obtenida con dicho peso específico de las partículas.



Tabla – 27: 6ª Tanda de ensayos con muestras de la CV – 13.
Ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice.

Ref.	Ensayos de alterabilidad				Propiedades índice			
	Deterioro en inmersión	Índices Slake (%)			$n_{e(24)}$ (%)	γ_d (KN/m ³)	G_s -	n (%)
		Id ₁	Id ₂	Id ₃				
L01 - C - A1	Ninguno				1,2	26,2	(2,76)	5,1
L01 - C - A2	Ninguno				1,3	26,3		4,7
L01 - C - A3	Ninguno				2,6	25,9		6,2
L01 - C - A4	Ninguno				2,1	26,1		5,5
L01 - C - A5	Ninguno				2,8	25,8		6,5
L01 - C - A6	Ninguno				1,0	26,2		5,1
L01 - C - A7	Ninguno				0,8	26,3		4,7
L01 - C - A8	Ninguno				0,7	26,3		4,7
L02 - C - A1	Ninguno				0,4	26,6	2,71	1,9
L02 - C - A2	Ninguno				0,4	26,2		3,3
L02 - C - A3	Ninguno				0,2	26,4		2,6
L03 - C - A1	Ninguno				2,7	25,8	(2,76)	6,5
L03 - C - A2	Ninguno				3,1	25,7		6,9
L03 - C - A3	-				-	26,6		3,7
L03 - C - A4	-				-	26,6		3,7
L04 - C - A1	Ninguno				2,7	26,3	2,81	6,4
L04 - C - A2	Ninguno				2,6	25,9		7,8
L04 - C - A3	Ninguno				2,6	25,9		7,8
L04 - C - A4	Ninguno				2,7	26,0		7,5
L04 - C - A5	Ninguno				2,9	26,5		5,7
L04 - C - A6	Ninguno				2,8	26,7		5,0
L04 - C - A7	Ninguno				3,5	26,2		6,8
L05 - C - A1	Ninguno	99,1	98,5	97,9	6,8	24,6	2,76	10,8
L05 - C - A2	Ninguno				7,9	24,4		11,5
L05 - C - A3	-				-	24,6		10,8
L05 - C - A6	-				-	24,6		10,8
L06 - C - A1	Ninguno				1,6	26,5	(2,76)	4,0
L06 - C - A2	Ninguno				1,7	26,6		3,7
L06 - C - A3	Ninguno				1,8	26,6		3,7
L06 - C - A4	Ninguno				1,1	26,8		3,0
L06 - C - A5	Ninguno				1,1	26,6		3,7
L07 - C - A1	Ninguno				2,1	26,0	(2,76)	5,8
L07 - C - A2	-				-	26,0		5,8
L08 - C - A1	Ninguno				4,1	25,9	(2,76)	6,2
L08 - C - A2	Ninguno				4,2	26,0		5,8
L08 - C - A3	Ninguno				4,1	25,9		6,2
L08 - C - A4	Ninguno				3,9	26,0		5,8
L09 - C - A1	Ninguno				3,3	26,0	(2,76)	5,8
L09 - C - A2	Ninguno				2,7	26,2		5,1
L09 - C - A3	Ninguno				2,6	26,2		5,1
L10 - C - A1	Ninguno				4,4	25,7	(2,76)	6,9
L10 - C - A2	Ninguno				4,6	25,7		6,9
L10 - C - A3	Ninguno				4,9	25,5		7,6
L10 - C - A4	Ninguno				4,2	25,8		6,5



En la Tabla nº 28 se presenta, para cada una de las 10 muestras de esta segunda campaña, un resumen de los valores e intervalos de los mismos obtenidos para las propiedades índice determinadas.

**Tabla – 28: 6ª Tanda de ensayos con muestras de la CV – 13.
Resumen de propiedades índice de las muestras.**

Ref.	Propiedades índice									
	$n_{e(24)}$ (%)			γ_d (kN/m ³)			G_s -	n (%)		
	min	med	max	min	med	max		min	med	max
L01 - C	0,7	1,5	2,8	25,8	26,1	26,3	2,76	4,7	5,3	6,5
L02 - C	0,2	0,3	0,4	26,2	26,4	26,6	2,71	1,9	2,6	3,3
L03 - C	2,7	2,9	3,1	25,7	26,2	26,6	2,76	3,7	5,2	6,9
L04 - C	2,6	2,8	3,5	25,9	26,2	26,7	2,81	5,0	6,7	7,8
L05 - C	6,8	7,3	7,9	24,4	24,6	24,6	2,76	10,8	11,0	11,5
L06 - C	1,1	1,5	1,8	26,5	26,6	26,8	2,76	3,0	3,6	4,0
L07 - C	2,1	2,1	2,1	26,0	26,0	26,0	2,76	5,8	5,8	5,8
L08 - C	3,9	4,1	4,2	25,9	25,9	26,0	2,76	5,8	6,0	6,2
L09 - C	2,6	2,9	3,3	26,0	26,1	26,2	2,76	5,1	5,3	5,8
L10 - C	4,2	4,5	4,9	25,5	25,7	25,8	2,76	6,5	7,0	7,6
Mínimo	0,2	0,3	0,4	24,4	24,6	24,6	2,71	1,9	2,6	3,3
Media	2,7	3,0	3,4	25,8	26,0	26,2	2,76	5,2	5,9	6,5
Máximo	6,8	7,3	7,9	26,5	26,6	26,8	2,81	10,8	11,0	11,5

Geológicamente la zona atravesada por el túnel está compuesta, fundamentalmente, por formaciones del Cretácico Superior: dolomías cristalinas, calizas, brechas poligámicas y margas; en el anexo nº 1 se adjunta una descripción geológica más completa.

Para el reconocimiento geológico y geotécnico se han realizado, entre otras labores, 10 sondeos a rotación, con extracción continua de testigo, con las características que se indican en la Tabla nº 29 y una longitud total de 762,15 m.

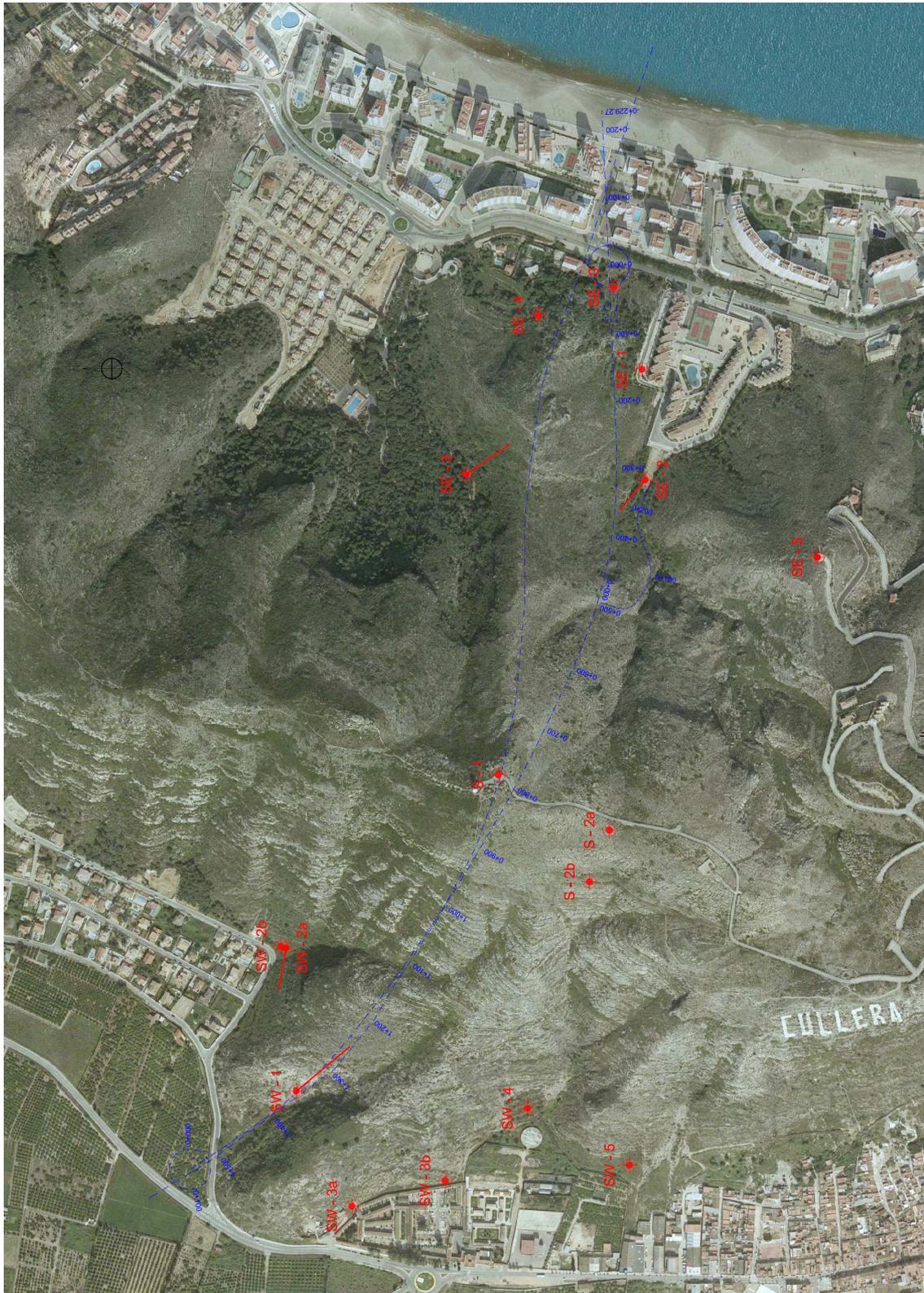
Tabla – 29: Sondeos realizados para el estudio del Túnel de Cullera.

(Fuente: IVA-LEYING, 2008).

Sondeo Ref. nº	Localización	Dirección	Longitud (m)
S – 1	Radar meteorológico	Vertical	247,05
SE – 1	Calle Urb. Bahía Park	Vertical	31,00
SE – 2	Detrás Urb. Bahía Park	310 / 25	63,70
SE – 4	Urb. El Pedregal	Vertical	42,00
SE – 5	Camping	145 / 38	100,00
SW – 1	Cantera	140 / 15	80,00
SW – 2a	Urb. Bonavista	280 / 33	78,50
SW – 2b	Urb. Bonavista	Vertical	44,90
SW – 3a	Detrás Cementerio	Vertical	25,00
SW – 4	Detrás Depósito	Vertical	50,00

Nota: Todos los sondeos se realizaron con sondas normales excepto los sondeos S – 1, SE – 5, SW – 1 y SW – 2a, que se realizaron con sonda tipo “wire line”.

En la Figura nº 58 se indica la situación de estos sondeos y en las Figuras nº 59 y 60 se muestran como ejemplo la ejecución de los sondeos S – 1 y SW – 2a respectivamente.



**FIGURA – 58: SITUACIÓN DE LOS SONDEOS DE RECONOCIMIENTO PARA EL TÚNEL DE CULLERA.
(FUENTE: IVA-LEYING, 2008).**



FIGURA – 59: EJECUCIÓN DEL SONDEO S – 1.
(FUENTE: IVA-LEYING, 2008).



FIGURA – 60: EJECUCIÓN DEL SONDEO SW – 2A.
(FUENTE: IVA-LEYING, 2008).

5.2.2. Descripción de las muestras y ensayos realizados con testigos de los sondeos de reconocimiento para el Proyecto del Túnel de Cullera.

Todas las muestras utilizadas han sido testigos cilíndricos, con diámetros variables comprendidos entre 45 y 85 mm, procedentes de los sondeos de reconocimiento.

Se han realizado dos campañas de ensayos:

1ª Campaña: 170 ensayos de Carga Puntual in situ (en el lugar donde se almacenaron las cajas de sondeos, ver Figura nº 61).

2ª Campaña: Con muestras tomadas, durante la 1ª campaña, de las cajas de testigos, se han realizado 95 ensayos de laboratorio: 21 de Resistencia a Compresión Simple, 8 de tracción brasileña, 45 de inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz y el peso específico seco y 21 de medición de velocidad de ondas.



FIGURA – 61: VISTA PARCIAL DEL LUGAR DE ALMACENAMIENTO DE LOS TESTIGOS DE LOS SONDEOS PARA EL TÚNEL DE CULLERA.

En la Tabla nº 30 se resume el número y tipo de ensayos realizados en ambas campañas.

Tabla – 30: Resumen de los ensayos realizados con los testigos de los sondeos para el Túnel de Cullera.

Ref. Sondeo	Ensayos y determinaciones realizadas								
	PLT Campo	Alterabilidad		Prop. índice		V ondas	RCS		TB
		Inm.	I_d	$n_{e(24)}$	g_d		C_o	$C_o; E; n$	S_{TB}
S-1	11	2	-	2	2	2	1	1	2
SE-1	24	1	-	1	1	1	-	1	-
SE-2	33	5	1	5	5	5	4	1	1
SE-4	14	3	1	3	3	3	2	1	1
SE-5	6	0	0	0	0	0	0	0	0
SW-1	58	7	-	6	7	7	5	2	2
SW-2A	4	3	1	2	3	3	-	3	2
SW-2B	6	0	0	0	0	0	0	0	0
SW-3A	14	0	0	0	0	0	0	0	0
Total ensayos realizados:	170	21	3	21		21	12	9	8

A continuación se proporcionan, los resultados obtenidos en estas dos campañas de ensayos, así como ejemplos de los testigos ensayados; las probetas ensayadas, en cada caso, se les asigna una referencia mediante el nº de sondeo y la profundidad¹² de la que proceden.

¹² En este caso, la longitud, ya que se han realizado sondeos inclinados.

5.2.3. Resultados de los ensayos realizados en campo y laboratorio con muestras de los sondeos para el Proyecto del Túnel de Cullera.

5.2.3.1. Primera campaña Túnel de Cullera: ensayos de campo

En esta primera campaña se realizaron ensayos con muestras de los 10 sondeos. A continuación se presentan, para cada sondeo, los resultados de estos ensayos.

Sondeo S – 1

Con testigos procedentes del sondeo S – 1 se realizaron un total de 11 ensayos (ver Tabla nº 31), con la siguiente distribución:

- 8 ensayos a carga diametral (en 2 no se obtuvo valor de la carga)
- 3 ensayos a carga axial (en 1 no se obtuvo valor de la carga)

Tabla – 31: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo S – 1.

Sondeo:	S - 1	L	W	D	P	D_o	D_o²	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm²)	(MPa)
Dolomía (esparítica) gris, con recristalizaciones de calcita y oquedades. Aspecto algo arenoso	40,55	152,0	-	63,1	8,83	63,10	3981,61	2,2
	41,30	88,0	-	63,1	5,89	63,10	3981,61	1,5
Dolomía (esparítica) gris, con recristalizaciones de calcita y oquedades.	95,60	153,0	-	63,1	27,47	63,10	3981,61	6,9
	95,95	-	63,1	28,0	9,81	47,43	2249,56	4,4
Nivel de dolomía margosa / marga	127,10	88,0	-	47,1	0,00	47,10	2218,41	-
Dolomía (esparítica) gris blanquecino. Aspecto arenoso.	192,80	67,0	-	47,4	14,72	47,40	2246,76	6,6
Dolomía (doloesparítica) de color marrón, que pasa a grisáceo y a versicolor. Presenta pasadas de aspecto arenoso.	228,20	122,0	-	47,4	14,72	47,40	2246,76	6,6
	228,62	112,0	-	47,1	0,00	47,10	2218,41	-
	229,10	-	47,1	32,4	9,81	44,08	1943,01	-
	230,30	88,0	-	47,1	11,77	47,10	2218,41	5,3
	231,80	-	47,1	45,0	17,66	51,95	2698,63	6,5

En la Figura nº 62 se pueden ver las cajas de testigos de las principales zonas ensayadas del sondeo S – 1.



Caja número 14. Profundidad de 39,00 - 42,00 m



Caja número 32. Profundidad de 93,00 - 96,00 m



Caja número 60. Profundidad de 191,00 - 194,40 m



Caja número 71. Profundidad de 229,20 - 232,40 m

FIGURA – 62: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO S – 1.

Sondeo SE – 1

Con testigos procedentes del sondeo SE – 1 se realizaron un total de 24 ensayos (ver Tabla nº 32) con la siguiente distribución:

- 17 ensayos a carga diametral (1 no dio carga)
- 7 ensayos a carga axial.

Tabla – 32: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SE – 1.

Sondeo:	SE - 1	L	W	D	P	D_e	D_e²	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm²)	(MPa)
Caliza microesparítica de color gris claro con recristalizaciones de calcita.	1,60	81,0	-	70,0	7,85	70,00	4900,00	1,6
	2,93	-	70,0	45,0	5,89	63,33	4010,70	1,5
	5,35	79,0	-	70,0	4,91	70,00	4900,00	1,0
	6,40	131,0	-	70,0	26,49	70,00	4900,00	5,4
	7,30	138,0	-	70,0	22,56	70,00	4900,00	4,6
	8,20	111,0	-	70,0	7,85	70,00	4900,00	1,6
	9,20	138,0	-	70,0	24,53	70,00	4900,00	5,0
Id. Algo más blanquecina y de aspecto brechoide	9,65	83,0	-	70,0	13,73	70,00	4900,00	2,8
	12,50	91,0	-	70,0	0,00	70,00	4900,00	-
	12,50	-	70,0	65,0	17,66	76,11	5793,24	3,0
	14,40	-	70,0	39,0	21,58	58,96	3475,94	6,2
	15,15	36,0	-	70,0	7,85	70,00	4900,00	1,6
	16,05	-	70,0	44,0	21,58	62,62	3921,58	5,5
	16,20	96,0	-	70,0	26,49	70,00	4900,00	5,4
	17,65	100,0	-	70,0	15,70	70,00	4900,00	3,2
Caliza microesparítica de color gris claro blanquicino con recristalizaciones de calcita y de aspecto brechoide	18,40	174,0	-	70,0	24,53	70,00	4900,00	5,0
	21,10	118,0	-	70,0	7,85	70,00	4900,00	1,6
	21,45	-	70,0	37,0	7,85	57,43	3297,69	2,4
	22,60	-	70,0	48,0	12,75	65,41	4278,08	3,0
	23,10	136,0	-	70,0	3,92	70,00	4900,00	0,8
	26,20	-	70,0	69,0	9,81	78,42	6149,75	1,6
Id. Algo calcarenítica.	26,65	135,0	-	70,0	22,56	70,00	4900,00	4,6
	27,40	180,0	-	70,0	22,56	70,00	4900,00	4,6
	29,60	189,0	-	70,0	13,73	70,00	4900,00	2,8

En la Figura nº 63 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de las zonas ensayadas del sondeo SE – 1.



Caja número 2. Profundidad de 3,00 - 6,00 m



Caja número 6. Profundidad de 15,00 - 18,00 m



Caja número 9. Profundidad de 23,60 - 26,20 m



Caja número 10. Profundidad de 26,20 - 28,80 m

FIGURA – 63: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SE – 1.

Sondeo SE – 2

Con testigos procedentes del sondeo SE – 2 se realizaron un total de 33 ensayos (ver Tabla nº 33) con la siguiente distribución:

- 30 ensayos a carga diametral (9 no dieron carga de rotura)
- 3 ensayos a carga axial (1 no dio carga de rotura).

En la Figura nº 64 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de las zonas ensayadas del sondeo SE – 2.



Tabla – 33: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SE – 2.

Sondeo:	SE - 2	L	W	D	P	D _e	D _e ²	I _s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Coluvión cementado (constituido por cantos calcáreos de color gris, de tamaño medio de 2 a 4 cm, en matriz arcillosa de color rojizo a matriz calcárea).	8,00	280,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
	8,80	140,0	-	71,3	17,66	71,30	5083,69	3,5
	9,40	162,0	-	71,3	12,75	71,30	5083,69	2,5
	10,40	-	71,3	62,0	0,00	75,02	5628,48	-
	12,00	184,0	-	71,3	21,58	71,30	5083,69	4,2
Caliza (esparítica) gris-blanquecino, con recristalizaciones de calcita y oquedades	17,20	84,0	-	71,3	18,64	71,30	5083,69	3,7
	19,00	-	71,3	42,0	17,66	61,75	3812,84	4,6
	19,80	200,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
	21,15	88,0	-	71,3	25,51	71,30	5083,69	5,0
	22,40	122,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
	23,40	86,0	-	71,3	13,73	71,30	5083,69	2,7
	25,00	153,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
Dolomia calcárea (microesparítica) de color grisáceo.	28,10	80,0	-	71,3	26,49	71,30	5083,69	5,2
	30,00	-	71,3	44,0	19,62	63,20	3994,41	4,9
	31,60	173,0	-	71,3	21,58	71,30	5083,69	4,2
	34,90	80,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
	35,70	85,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
Dolomia calcárea (microesparítica) de color grisáceo. Ultimo medio dolomia (esparítica) menos calcárea.	36,40	82,0	-	70,0	12,75	70,00	4900,00	2,6
	37,80	140,0	-	70,0	23,54	70,00	4900,00	4,8
	40,20	135,0	-	70,0	17,66	70,00	4900,00	3,6
	41,20	92,0	-	70,0	14,72	70,00	4900,00	3,0
	43,20	231,0	-	70,0	23,54	70,00	4900,00	4,8
	43,80	105,0	-	70,0	15,70	70,00	4900,00	3,2
	45,20	154,0	-	70,0	21,58	70,00	4900,00	4,4
	47,40	131,0	-	70,0	19,62	70,00	4900,00	4,0
	49,60	180,0	-	70,0	22,56	70,00	4900,00	4,6
	50,40	137,0	-	70,0	0,00	70,00	4900,00	-
Dolomia (esparítica) menos calcárea de color grisáceo.	52,50	251,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-
	52,80	166,0	-	71,3	21,58	71,30	5083,69	4,2
	55,10	129,0	-	71,3	4,91	71,30	5083,69	1,0
Dolomia (esparítica) beige blanquecino con recristalizaciones de calcita y oquedades	61,90	194,0	-	71,3	22,56	71,30	5083,69	4,4
	62,40	264,0	-	71,3	0,00	71,30	5083,69	-



Caja número 4. Profundidad de 7,80 - 10,80 m



Caja número 9. Profundidad de 22,80 - 25,80 m



Caja número 12. Profundidad de 31,80 - 34,80 m



Caja número 17. Profundidad de 46,80 - 49,80 m



Caja número 19. Profundidad de 52,80 - 55,80 m



Caja número 22. Profundidad de 61,80 - 63,70 m

FIGURA – 64: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SE – 2.

Sondeo SE – 4

Con testigos procedentes del sondeo SE – 4 se realizaron un total de 14 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 34 y algunas cajas de testigos en la Figura nº 65) con la siguiente distribución:

- 12 ensayos a carga diametral (1 no dio carga de rotura)
- 2 ensayos a carga axial (1 no dio carga de rotura).

Tabla – 34: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SE – 4.

Sondeo:	SE - 4	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Calizas de color grisáceo-blanquecino, microesparíticas, con oquedades recristalizadas de calcita.	14,40	180,0	-	82,0	19,62	82,00	6724,00	2,9
	15,00	170,0	-	82,0	18,64	82,00	6724,00	2,8
	16,20	124,0	-	82,0	12,75	82,00	6724,00	1,9
	17,80	190,0	-	82,0	21,58	82,00	6724,00	3,2
Brechas con cantos cálcareos y dolomíticos subangulosos de color gris en matriz carbonatada con abundantes oquedades recristalizadas.	19,00	119,0	-	82,0	15,70	82,00	6724,00	2,3
	21,10	-	82,0	57,0	0,00	77,14	5951,12	-
	20,20	146,0	-	82,0	28,45	82,00	6724,00	4,2
	21,40	132,0	-	82,0	16,68	82,00	6724,00	2,5
	22,00	112,0	-	82,0	22,56	82,00	6724,00	3,4
	24,00	126,0	-	70,0	29,43	70,00	4900,00	6,0
	26,90	103,0	-	70,0	16,68	70,00	4900,00	3,4
	29,2	146,0	-	70,0	13,73	70,00	4900,00	2,8
	32,5	-	70,0	48,0	0,98	65,41	4278,08	0,2
34,8	89,0	-	70,0	0,00	70,00	4900,00	-	



Caja número 7. Profundidad de 14,40 - 17,80 m



Caja número 10. Profundidad de 22,60 - 25,00 m

FIGURA – 65: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SE – 4.

Sondeo SE – 5

Con testigos procedentes del sondeo SE – 5 se realizaron un total de 6 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 35) con la siguiente distribución:

- 6 ensayos a carga diametral (2 no dieron carga de rotura)
- 0 ensayos a carga axial.

Tabla – 35: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SE – 5.

Sondeo:	SE - 5	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Dolomia (doloespáritica) de color beige con recristalizaciones de calcita.	12,80	136,0	-	86,2	7,85	86,20	7430,44	1,1
	13,40	112,0	-	86,2	20,60	86,20	7430,44	2,8
Dolomia (esparítica) de color beige con recristalizaciones de calcita y tramos algo más margosos y niveles brechoides	59,40	214,0	-	63,1	0,00	63,10	3981,61	-
	60,15	118,0	-	63,1	14,72	63,10	3981,61	3,7
	98,50	115,0	-	63,1	0,00	63,10	3981,61	-
	99,10	324,0	-	63,1	19,62	63,10	3981,61	4,9

En la Figura nº 66 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de algunas de las zonas ensayadas del sondeo SE – 5.



Caja número 6. Profundidad de 12,80 - 15,20 m



Caja número 38. Profundidad de 97,90 - 100,00 m

FIGURA – 66: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SE – 5.



Sondeo SW – 1

Con testigos procedentes del sondeo SW – 1 se realizaron un total de 58 ensayos (ver resultados en la Tablas nº 36a y 36b) con la siguiente distribución:

- 55 ensayos a carga diametral (41 no dieron carga de rotura)
- 3 ensayos a carga axial (1 no dio carga de rotura).

Tabla – 36a: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SW – 1 (1 de 2).

Sondeo:	SW - 1 (1 / 2)	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Dolomía (doloespáritica) versicolor, con recristalizaciones de calcita y oquedades rellenas de marga. Presenta aspecto arenoso.	3,10	285,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	3,90	82,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	5,40	212,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	6,45	108,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	8,20	134,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	8,70	109,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
Id. De color grisáceo	10,00	95,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
Dolomía (esparítica) grisácea con recristalizaciones de calcita y oquedades. Aspecto brechoideo.	11,85	94,0	-	70,1	26,49	70,10	4914,01	5,4
	12,60	104,0	-	70,1	39,24	70,10	4914,01	8,0
	13,70	124,0	-	70,1	23,54	70,10	4914,01	4,8
	14,20	-	70,1	63,0	14,72	74,99	5623,01	2,6
	14,85	129,0	-	70,1	28,45	70,10	4914,01	5,8
	15,40	178,0	-	70,1	29,43	70,10	4914,01	6,0
	16,10	-	70,1	69,0	18,64	78,48	6158,53	3,0
Dolomía (esparítica) beige. Algo magosa con recristalizaciones de calcita.	17,80	89,0	-	70,1	0,00	70,10	4914,01	-
	18,40	107,0	-	70,1	10,79	70,10	4914,01	2,2
	20,30	75,0	-	70,1	25,51	70,10	4914,01	5,2
	21,20	145,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía calcárea de color grisáceo (esparítica) muy recrist. con oquedades	23,20	57,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Inercalación de nivel brechoideo con cantos dolomíticos matriz arcillosa rojiza	24,60	65,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) grisácea con recristalizaciones de calcita y oquedades. Presenta zonas brechoides rellenas de arcilla rojiza, y aspecto arenoso a base	25,20	79,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	28,10	111,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	28,95	105,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	29,40	131,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	31,50	154,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-

Tabla – 36b: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SW – 1 (2 de 2).

Sondeo:	SW - 1 (2 / 2)	L	W	D	P	D _e	D _e ²	I _s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Inercalación de nivel brechoideo con cantos dolomíticos matriz arcillosa rojiza	33,40	130,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) beige algo margosa con oquedades y aspecto algo arenoso.	34,55	182,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	36,30	104,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	37,65	141,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Intercalación de margas (en dolomía anterior)	38,20	75,0	-	47,7	8,83	47,70	2275,29	3,9
Dolomía (esparítica) beige rojizo algo calcárea.	41,90	64,0	-	47,7	4,91	47,70	2275,29	2,2
	42,00	132,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	43,20	115,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	45,90	70,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	46,20	147,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	48,20	128,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) beige grisáceo. Aspecto arenoso	50,40	151,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	52,20	62,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	54,20	84,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía margosa (esparítica) beige rojizo. Aspecto arenoso.	55,20	83,5	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) beige rosáceo algo calcárea.	57,40	115,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	58,60	98,6	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	58,80	104,1	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) beige algo calcárea con recristalizaciones de calcita.	61,20	88,0	-	47,7	15,70	47,70	2275,29	6,9
	62,20	92,0	-	47,7	12,75	47,70	2275,29	5,6
	63,45	78,7	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
Dolomía (esparítica) beige grisáceo con abundantes recristalizaciones.	65,80	124,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	66,55	-	47,4	28,0	0,00	41,11	1689,84	-
	67,70	90,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	69,40	167,0	-	47,7	5,89	47,70	2275,29	2,6
	70,90	81,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	71,40	148,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	74,90	155,0	-	47,7	11,77	47,70	2275,29	5,2
	75,50	76,3	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	75,80	64,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	77,20	91,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-
	78,50	73,0	-	47,7	5,89	47,70	2275,29	2,6
79,50	104,0	-	47,7	0,00	47,70	2275,29	-	

En la Figura nº 67 se pueden ver las cajas de testigos de algunas de las zonas ensayadas del sondeo SW – 1.



Caja número 2. Profundidad de 3,00 - 6,00 m



Caja número 5. Profundidad de 12,00 - 15,00 m



Caja número 7. Profundidad de 18,00 - 21,00 m



Caja número 9. Profundidad de 25,20 - 29,40 m



Caja número 11. Profundidad de 33,60 - 37,80 m



Caja número 14. Profundidad de 46,20 - 50,40 m



Caja número 17. Profundidad de 58,80 - 63,00 m



Caja número 20. Profundidad de 71,40 - 75,60 m

FIGURA – 67: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SW – 1.

Sondeo SW – 2a

Con testigos procedentes del sondeo SW – 2a se realizaron un total de 4 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 37) con la siguiente distribución:

- 4 ensayos a carga diametral (3 no dieron carga de rotura)
- 0 ensayos a carga axial.

Tabla – 37: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SW – 2a.

Sondeo:	SW - 2a	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Intercalación margosa de color amarillento algo arenosa	35,50	127,0	-	63,1	0,00	63,10	3981,61	-
Dolomía (esparítica) beige gris, arenosa.	34,10	153,0	-	63,1	0,00	63,10	3981,61	-
Dolomía (esparítica) de aspecto arenoso con recrist. de calcita y oquedades.	42,45	84,0	-	64,4	19,62	64,40	4147,36	4,7
Dolomía (microesparítica) con recristalizaciones de calcita	62,05	124,0	-	63,1	0,00	63,10	3981,61	-

En la Figura nº 68 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de la zona ensayada del sondeo SW – 2a.



Caja número 15. Profundidad de 33,40 - 36,40 m



Caja número 18. Profundidad de 41,85 - 44,60 m

FIGURA – 68: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SW – 2A.

Sondeo SW – 2b

Con testigos procedentes del sondeo SW – 2b se realizaron un total de 6 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 38) con la siguiente distribución:

- 4 ensayos a carga diametral (1 no dio carga de rotura)
- 2 ensayos a carga axial.

Tabla – 38: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SW – 2b.

Sondeo:	SW - 2b	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Dolomía (doloespáritica) de color grisáceo con recristalizaciones de calcita.	19,20	142,0	-	86,2	0,00	86,20	7430,44	-
	19,80	116,0	-	86,2	8,83	86,20	7430,44	1,2
Dolomía (doloespáritica) de color beige, de aspecto arenoso	27,00	-	86,2	56,0	17,66	78,40	6146,18	2,9
	27,65	-	86,2	63,0	22,56	83,15	6914,45	3,3
Dolomía (microespáritica) de color gris-negruzco de calcita. Presenta fracturas rellenas de marga de aspecto plástico.	42,00	104,0	-	86,2	20,60	86,20	7430,44	2,8
	42,85	148,0	-	86,2	27,47	86,20	7430,44	3,7

En la Figura nº 69 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de la zona ensayada del sondeo SW – 2b.



Caja número 9. Profundidad de 19,20 – 21,60 m



Caja número 19. Profundidad de 42,60 – 44,90 m

FIGURA – 69: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SW – 2B.

Sondeo SW – 3a

Con testigos procedentes del sondeo SW – 3a se realizaron un total de 14 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 39 y algunas cajas de testigos en la Figura nº 70) con la siguiente distribución:

- 9 ensayos a carga diametral (2 no dieron carga de rotura)
- 5 ensayos a carga axial (1 no dio carga de rotura).

Tabla – 39: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SE – 5.

Sondeo:	SW - 3a	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Dolomías microesparíticas de color grisáceo, con abundantes recristalizaciones y oquedades rellenas de arcilla. Aspecto algo arenoso. Intercalaciones de margas de color amarillento	0,40	101,0	-	98,0	0,00	98,00	9604,00	-
	1,10	-	82,0	72,0	30,41	86,70	7517,21	4,0
	2,10	156,0	-	82,0	21,58	82,00	6724,00	3,2
	3,00	139,0	-	82,0	25,51	82,00	6724,00	3,8
	4,00	161,0	-	82,0	12,75	82,00	6724,00	1,9
	5,25	136,0	-	82,0	8,83	82,00	6724,00	1,3
	6,00	86,0	-	82,0	0,00	82,00	6724,00	-
	7,20	116,0	-	82,0	25,51	82,00	6724,00	3,8
	9,50	-	82,0	56,0	20,60	76,46	5846,72	3,5
	11,50	107,0	-	82,0	25,51	82,00	6724,00	3,8
	16,60	-	82,0	44,0	10,79	67,78	4593,85	2,3
	16,70	172,0	-	82,0	13,73	82,00	6724,00	2,0
		-	82,0	53,0	12,75	74,39	5533,50	2,3
		-	82,0	62,0	0,00	80,46	6473,15	-



Caja número 2. Profundidad de 2,40 - 4,80 m



Caja número 6. Profundidad de 12,00 - 14,40 m

FIGURA – 70: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SW – 3A.

Sondeo SW – 4

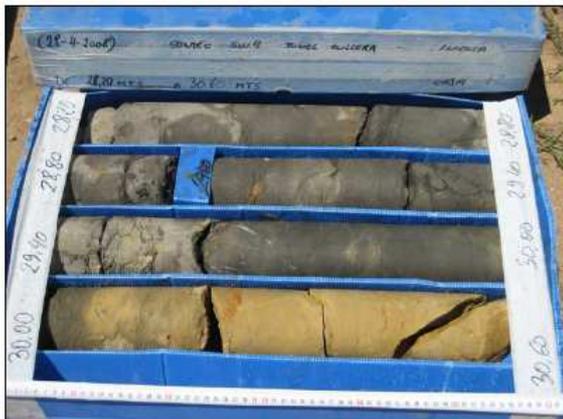
Con testigos procedentes del sondeo SW – 4 se realizaron un total de 4 ensayos (ver resultados en la Tabla nº 40) con la siguiente distribución:

- 4 ensayos a carga diametral (los 4 dieron carga nula de rotura)
- 0 ensayos a carga axial.

Tabla – 40: Resultados de los ensayos PLT in situ con el sondeo SW – 4.

Sondeo:	SW - 4	L	W	D	P	D_e	D_e^2	I_s
Litología	Prof. (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
Dolomía (doloespárfica) de color gris negruzco con recristalizaciones de calcita. Aspecto arenoso.	28,50	152,0	-	86,2	0,00	86,20	7430,44	-
	28,70	137,0	-	86,2	0,00	86,20	7430,44	-
Dolomía (esparítica) de color beige amarillento con recristalizaciones de calcita. Aspecto arenoso	36,10	106,0	-	86,2	0,00	86,20	7430,44	-
	36,50	117,0	-	86,2	0,00	86,20	7430,44	-

En la Figura nº 71 se pueden ver algunas de las cajas de testigos de la zona ensayada del sondeo SW – 4.



Caja número 12. Profundidad de 28,20 - 30,60 m



Caja número 15. Profundidad de 35,40 - 37,80 m

FIGURA – 71: CAJAS DE TESTIGOS DE LAS PRINCIPALES ZONAS ENSAYADAS DEL SONDEO SW – 4.

5.2.3.2. Segunda campaña Túnel de Cullera: ensayos de laboratorio

Durante la ejecución de la primera campaña de ensayos, se tomaron testigos de las cajas de sondeos que se llevaron al laboratorio para proceder a su tallado y a la realización de ensayos.

Se han realizado un total de 95 ensayos de laboratorio, con la siguiente distribución (ver Tabla nº 41):

- 24 ensayos de alterabilidad:
 - 21 de inmersión estática.
 - 3 de durabilidad al desmoronamiento.
- 21 determinaciones de la porosidad eficaz a 24 horas y el peso específico seco.
- 21 determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas P y S.
- 21 ensayos de resistencia a compresión uniaxial:
 - con bandas extensométricas para la determinación del módulo de deformación y el coeficiente de Poisson
 - 12 sin bandas extensométricas.
- 8 ensayos de resistencia a tracción brasileña.

Tras el tallado de las probetas, el proceso de ensayos fue el siguiente: en primer lugar se realizaron los ensayos de inmersión estática y determinación de la porosidad eficaz y peso específico seco; en segundo lugar se midieron las velocidades de propagación de ondas P y S, para pasar a realizar los ensayos de resistencia a compresión uniaxial y, en los casos en que la longitud de testigo lo permitía, los ensayos de resistencia a tracción brasileña; finalmente, con los restos de tallado y/o de los ensayos de resistencia, se realizaron las tres determinaciones de la durabilidad al desmoronamiento.



Tabla – 41: Ensayos y determinaciones de laboratorio realizados en la 2ª campaña con muestras de los sondeos para el reconocimiento del Túnel de Cullera.

Sondeo	Ref. Prof. (m)	Descripción litológica			Ensayos y determinaciones realizadas							
		Roca	color	observaciones	Alterabilidad Inm.	I_d	Prop. índice $n_{e(24)}$	γ_d	V ondas	RCS C_o	$C_o; E; \nu$	TB σ_{TB}
S-1	192,05	Dolomía esparítica	Gris blanquecina	Aspecto arenoso	1	-	1	1	1	-	1	1
S-1	228,40	Dolomía doloesparítica	Marrón, que pasa a grisáceo	Aspecto muy arenoso.	1	-	1	1	1	1	-	1
SE-1	11,40	Caliza microesparítica	Gris claro - blanquecino	Con oquedades recristalizadas de calcita y aspecto brechoide	1	-	1	1	1	-	1	-
SE-2	8,00	Coluvión cementado	Cantos de color gris, matriz arcillosa rojiza	Cantos calcáreos Tamaño medio de 2 a 4 cm	1	1	1	1	1	1	-	1
SE-2	20,40	Caliza esparítica	Grisáceo - blanquecino	Con recristalizaciones de calcita y oquedades	1	-	1	1	1	-	1	-
SE-2	35,40	Dolomía microesparítica calcárea	Grisáceo	-	1	-	1	1	1	1	-	-
SE-2	48,60	Dolomía esparítica algo calcárea	Grisáceo	-	1	-	1	1	1	1	-	-
SE-2	62,10	Dolomía esparítica	Beige - blanquecino	Con recristalizaciones de calcita y oquedades	1	-	1	1	1	1	-	-
SE-4	12,00	Brechas	Gris	Cantos calcáreos y dolomíticos subangulosos, matriz carbonatada	1	1	1	1	1	-	1	-
SE-4	26,30	Brechas	Gris	Cantos calcáreos y dolomíticos subangulosos, matriz carbonatada con oquedades recristalizadas	1	-	1	1	1	1	-	-
SE-4	29,80	Brechas	Gris	Cantos calcáreos y dolomíticos subangulosos, matriz carbonatada con oquedades recristalizadas	1	-	1	1	1	1	-	1
SW-1	4,20	Dolomía doloesparítica	Versicolor	Recristalizaciones de calcita y oquedades rellenas de marga, presenta aspecto arenoso	1	-	1	1	1	1	-	1
SW-1	13,80	Dolomía esparítica	Grisáceo	Recristalizaciones de calcita y oquedades. Aspecto brechoide	1	-	1	1	1	-	1	-
SW-1	18,60	Dolomía esparítica	Beige	Algo margosa con recristalizaciones de calcita	1	-	-	1	1	1	-	-
SW-1	30,10	Dolomía esparítica	Grisáceo	Recristalizaciones de calcita y oquedades	1	-	1	1	1	1	-	-
SW-1	44,00	Dolomía esparítica algo calcárea	Beige - rojizo	-	1	-	1	1	1	-	1	-
SW-1	53,50	Dolomía esparítica	Beige - grisáceo	Aspecto arenoso	1	-	1	1	1	1	-	1
SW-1	63,00	Dolomía esparítica algo calcárea	Beige	Con recristalizaciones de calcita	1	-	1	1	1	1	-	-
SW-2A	33,70	Dolomía esparítica	Beige-grisáceo-rosáceo	Aspecto arenoso y con recristalizaciones	1	1	-	1	1	-	1	1
SW-2A	41,85	Dolomía esparítica	Beige - grisáceo	Recristalizaciones de calcita y oquedades recristalizadas	1	-	1	1	1	-	1	-
SW-2A	61,65	Dolomía microesparítica	Gris oscuro - negro	Con recristalizaciones de calcita	1	-	1	1	1	-	1	1
Total número de ensayos realizados:				95	21	3	21	21	21	12	9	8

Los procedimientos de ensayo fueron los mismos que los descritos en el punto 5.1.3.6 para las muestras procedentes de las obras de la carretera CV – 13.

A continuación, en las Tablas nº 42, 43, 44 y 45, se presentan los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados.

Alterabilidad y determinación de las propiedades índice

En la Tabla nº 42 se dan los resultados de estos ensayos; se han añadido tres columnas con los valores posibles de la porosidad total en función de los valores más probables del peso específico de las partículas¹³.

Tabla – 42: Resultados de los ensayos de la 2ª campaña de ensayos con muestras de los sondeos de reconocimiento para el Túnel de Cullera: Ensayos de alterabilidad y de las determinaciones de la porosidad eficaz y el peso específico.

Ref.		Ensayos de alterabilidad				Propiedades índice				
Sondeo	Prof. (m)	Deterioro en inmersión	Índices Slake (%)			$n_{e(24)}$ (%)	g_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G_s		
			Id_1	Id_2	Id_3			2,70	2,75	2,80
S-1	192,05	Ninguno				2,7	25,5	5,6	7,3	8,9
S-1	228,40	Ninguno				3,4	26,0	3,7	5,5	7,1
SE-1	11,40	Ninguno				3,6	25,1	7,0	8,7	10,4
SE-2	8,00	Ninguno	98,9	98,7	-	2,5	25,5	5,6	7,3	8,9
SE-2	20,40	Ninguno				0,5	26,3	2,6	4,4	6,1
SE-2	35,40	Ninguno				1,4	26,4	2,2	4,0	5,7
SE-2	48,60	Ninguno				3,8	25,7	4,8	6,5	8,2
SE-2	62,10	Ninguno				4,1	26,3	2,6	4,4	6,1
SE-4	12,00	Ninguno	99,2	98,6	98,2	5,5	24,9	7,8	9,5	11,1
SE-4	26,30	Ninguno				3,7	25,3	6,3	8,0	9,6
SE-4	29,80	Ninguno				6,1	24,6	8,9	10,5	12,1
SW-1	4,20	Ninguno				6,3	25,0	7,4	9,1	10,7
SW-1	13,80	Ninguno				2,2	26,5	1,9	3,6	5,4
SW-1	18,60	Ninguno				-	26,4	2,2	4,0	5,7
SW-1	30,10	Ninguno				4,2	25,7	4,8	6,5	8,2
SW-1	44,00	Ninguno				3,5	26,1	3,3	5,1	6,8
SW-1	53,50	Ninguno				7,7	25,3	6,3	8,0	9,6
SW-1	63,00	Ninguno				4,8	25,2	6,7	8,4	10,0
SW-2A	33,70	Ninguno	83,1	76,4	-	-	26,4	2,2	4,0	5,7
SW-2A	41,85	Ninguno				2,4	26,0	3,7	5,5	7,1
SW-2A	61,65	Ninguno				0,1	26,8	0,7	2,5	4,3

¹³ Cuando la porosidad total obtenida por este método es menor que la eficaz obtenida experimentalmente es un indicativo de que el peso específico de las partículas supuesto tiene un valor inferior al real; de la observación de la Tabla se puede deducir que el valor más adecuado para dicho peso específico de las partículas estará en torno a 2,75.

Determinación de la velocidad de las ondas P y S

Con los valores de las velocidades de ondas P y S, y el peso específico de las rocas, se han determinado el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, dinámicos mediante las siguientes expresiones:

$$R = \frac{V_p}{V_s} \quad (80)$$

$$\nu_d = \frac{R^2 - 2}{2 \cdot (R^2 - 1)} \quad (81)$$

$$E_d = 2 \cdot \gamma \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu_d) \quad (82)$$

Tabla – 43: Resultados de los ensayos de la 2ª campaña de ensayos con muestras de los sondeos de reconocimiento para el Túnel de Cullera: Determinación de la velocidad de las ondas P y S.

Sondeo	Ref.	D (mm)	L (mm)	Ondas P		Ondas S		R (V_p / V_s)	γ (kN/m^3)	E_d (Gpa)	ν_d
	Prof. (m)			t (μs)	v (m/s)	t (μs)	v (m/s)				
S-1	192,05	47,4	119,0	22,5	5289	46,1	2581	2,05	25,5	46,5	0,34
S-1	228,40	47,6	119,0	29,3	4061	42,9	2774	1,46	26,0	43,3	0,06
SE-1	11,40	71,4	174,0	19,5	8923	51,4	3385	2,64	25,1	83,0	0,42
SE-2	8,00	71,5	177,0	43,5	4069	79,7	2221	1,83	25,5	33,0	0,29
SE-2	20,40	71,4	214,0	53,3	4015	92,2	2321	1,73	26,3	36,1	0,25
SE-2	35,40	71,4	217,0	38,4	5651	69,6	3118	1,81	26,4	67,0	0,28
SE-2	48,60	71,4	183,0	33,3	5495	54,9	3333	1,65	25,7	70,4	0,21
SE-2	62,10	71,4	219,0	39,1	5601	75,7	2893	1,94	26,3	59,1	0,32
SE-4	12,00	83,3	250,0	61,4	4072	137,2	1822	2,23	24,9	23,2	0,37
SE-4	26,30	71,0	212,0	49,8	4257	130,1	1630	2,61	25,3	19,4	0,41
SE-4	29,80	71,0	207,0	50,3	4115	93,6	2212	1,86	24,6	31,8	0,30
SW-1	4,20	71,3	212,0	114,0	1860	-	-	-	25,0	-	-
SW-1	13,80	71,4	214,0	48,5	4412	105,8	2023	2,18	26,5	30,2	0,37
SW-1	18,60	71,4	210,0	47,7	4403	100,0	2100	2,10	26,4	32,1	0,35
SW-1	30,10	47,5	119,0	32,2	3696	82,6	1441	2,57	25,7	15,3	0,41
SW-1	44,00	47,7	143,0	38,7	3695	93,1	1536	2,41	26,1	17,5	0,40
SW-1	53,50	47,3	136,0	39,3	3461	90,9	1496	2,31	25,3	16,0	0,39
SW-1	63,00	47,4	139,0	28,3	4912	60,1	2313	2,12	25,2	37,3	0,36
SW-2A	33,70	63,2	162,0	78,4	2066	211,0	768	2,69	26,4	4,5	0,42
SW-2A	41,85	63,3	189,0	81,8	2311	184,9	1022	2,26	26,0	7,6	0,38
SW-2A	61,65	63,3	193,0	41,0	4707	92,9	2078	2,27	26,8	32,5	0,38

Ensayos de resistencia a compresión uniaxial

Como se dijo, se han realizado 21 ensayos de resistencia a compresión uniaxial, 9 de ellos con bandas extensométricas para la determinación del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson. Los resultados obtenidos son los que se presentan en la Tabla nº 44.

Tabla – 44: Resultados de los ensayos de la 2ª campaña de ensayos con muestras de los sondeos de reconocimiento para el Túnel de Cullera: Ensayos de resistencia a compresión uniaxial.

Sondeo	Ref.		D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
		Prof. (m)							
S-1	192,05		47,4	119,0	2,51	25,5	96,3	42,74	0,13
S-1	228,40		47,6	119,0	2,50	26,0	74,7	-	-
SE-1	11,40		71,4	174,0	2,44	25,1	36,2	70,99	0,28
SE-2	8,00		71,5	177,0	2,48	25,5	32,5	-	-
SE-2	20,40		71,4	214,0	3,00	26,3	49,2	69,36	0,31
SE-2	35,40		71,4	217,0	3,04	26,4	33,6	-	-
SE-2	48,60		71,4	183,0	2,56	25,7	53,8	-	-
SE-2	62,10		71,4	219,0	3,07	26,3	53,8	-	-
SE-4	12,00		83,3	250,0	3,00	24,9	26,6	27,14	0,16
SE-4	26,30		71,0	212,0	2,99	25,3	23,2	-	-
SE-4	29,80		71,0	207,0	2,92	24,6	26,7	-	-
SW-1	4,20		71,3	212,0	2,97	25,0	11,4	-	-
SW-1	13,80		71,4	214,0	3,00	26,5	68,6	70,57	0,41
SW-1	18,60		71,4	210,0	2,94	26,4	62,8	-	-
SW-1	30,10		47,5	119,0	2,51	25,7	29,6	-	-
SW-1	44,00		47,7	143,0	3,00	26,1	31,7	18,53	0,23
SW-1	53,50		47,3	136,0	2,88	25,3	22,8	-	-
SW-1	63,00		47,4	139,0	2,93	25,2	59,9	-	-
SW-2A	33,70		63,2	162,0	2,56	26,4	11,8	2,95	0,18
SW-2A	41,85		63,3	189,0	2,99	26,0	42,8	48,06	0,44
SW-2A	61,65		63,3	193,0	3,05	26,8	102,4	31,76	0,11



FIGURA – 72: ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL CON BANDAS EXTENSOMÉTRICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS DEFORMACIONES.

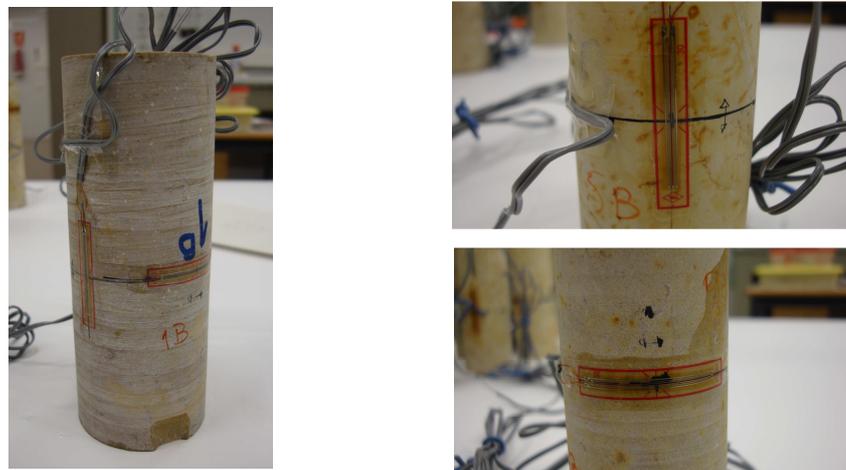


FIGURA – 73: DETALLES DE LAS BANDAS EXTENSOMÉTRICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS DEFORMACIONES.

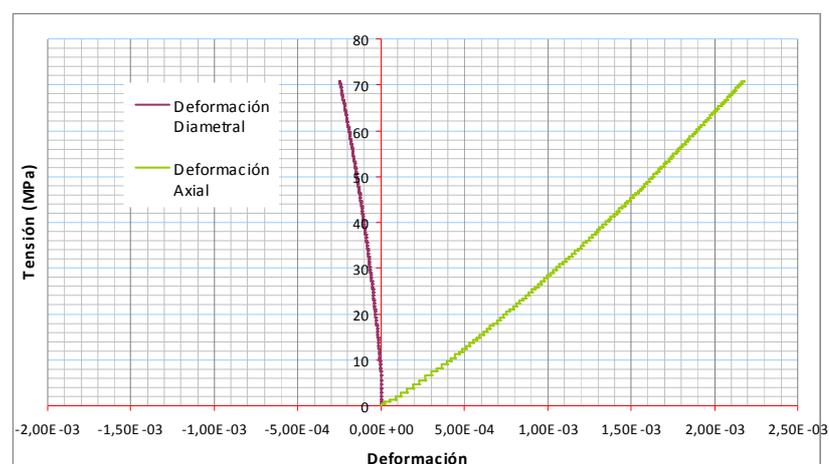


FIGURA – 74: EJEMPLO DE REGISTRO DE LAS BANDAS EXTENSOMÉTRICAS EN EL ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL.

Ensayos de resistencia a tracción brasileña

Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla nº 45; en la Figura nº 75 se presenta un ejemplo de ejecución de dicho ensayo.

Tabla – 45: Resultados de los ensayos de la 2ª campaña de ensayos con muestras de los sondeos de reconocimiento para el Túnel de Cullera: Ensayos de resistencia a tracción brasileña.

Sondeo	Ref. Prof. (m)	D (mm)	L (mm)	γ (kN/m ³)	σ_{TB} (MPa)
S-1	192,05	47,4	42,0	25,5	6,54
S-1	228,40	47,6	48,6	26,0	4,19
SE-2	8,00	71,5	70,0	25,5	5,47
SE-4	29,80	71,0	71,3	24,6	4,63
SW-1	4,20	71,3	70,8	25,0	1,36
SW-1	53,50	47,3	45,9	25,3	1,69
SW-1	63,00	47,4	45,9	25,2	5,11
SW-2A	33,70	63,2	59,6	26,4	1,71
SW-2A	61,65	63,3	62,4	26,8	14,21

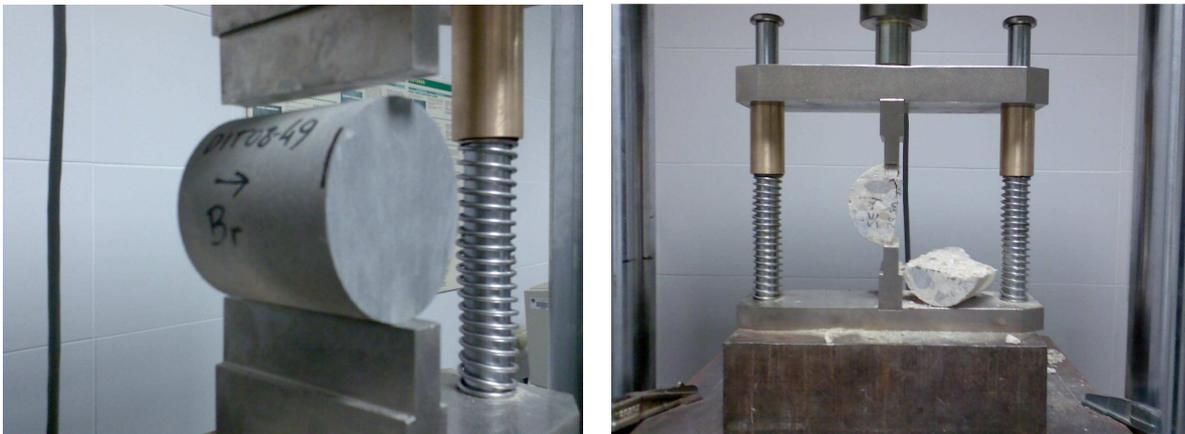


FIGURA – 75: ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN BRASILEÑA CON UNA MUESTRA PROCEDENTE DE LOS SONDEOS DE RECONOCIMIENTO PARA EL TÚNEL DE CULLERA.

5.3. Ensayos con muestras de las obras de duplicación de calzada en la N-332, tramo Gandía – Xeresa.

El proyecto de duplicación de calzada de la carretera N – 323, del Ministerio de Fomento, está siendo ejecutado por la empresa MIDASCON, S.A. en el tramo Gandía – Xeresa.

A lo largo del trazado se están ejecutando, varios desmontes en roca, siendo uno de los principales el comprendido entre los Pk de proyecto 1+680 y 1+830.

Dicho desmonte se encuentra en calizas micríticas de color beige y edad cretácica, masiva pero afectada por alguna fracturación y procesos cársticos (ver Figura nº 76 y anexo nº1).



FIGURA – 76: DESMONTE EN ROCA ENTRE LOS PK 1+680 Y 1+830 DE LAS OBRAS DE DESDOBLAMIENTO DE LA N-332, TRAMO GANDÍA – XERESA.

Aprovechando una visita de obra, se realizaron ensayos de campo de resistencia a la Carga Puntual y se tomaron bloques de piedra en rama para ser tallados y ensayados en laboratorio.

En total se han realizado 25 ensayos con la siguiente distribución:

- 14 ensayos de resistencia a Carga Puntual:
 - 4 ensayos de campo, con bloques con dimensiones fuera de norma
 - 7 ensayos en laboratorio con bloques regulares:
 - 5 con dimensiones de probeta normativas
 - 2 con dimensiones fuera de norma
 - 3 ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas a carga axial
- 4 ensayos de resistencia a compresión uniaxial:
 - 3 ensayos sin medición de deformaciones
 - 1 ensayo con medición de deformaciones
- 7 ensayos de alterabilidad por inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz a 24 horas y del peso específico de las partículas.

En la Tabla nº 46 se recogen las referencias asignadas a las muestras y el tipo y número de ensayos realizados y en las Tablas nº 47, 48, 49, 50 y 51 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla – 46: Ensayos realizados con las muestras del desdoblamiento de la N-332.

Muestras de piedra en rama tomadas en campo	Ensayos de campo		Ensayos de laboratorio			
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo
X - 01	X - 01 f	PLT (bi / v / f)	-	-	X - 01 n	PLT (bi / v / d)
X - 02	X - 02 f	PLT (bi / v / f)	X - 02 A	IE	X - 02 n	PLT (bi / v / d)
X - 03	X - 03 f	PLT (bi / v / f)	-	-	X - 03 n	PLT (bi / v / d)
X - 04	X - 04 f	PLT (bi / v / f)	X - 04 A	IE	X - 04 n	PLT (bi / v / d)
X - 05	-	-	-	-	X - 05 n	PLT (bi / v / d)
					X - 05 f	PLT (bi / v / f)
X - 06	-	-	-	-	X - 06 f	PLT (bi / v / f)
X - 07	-	-	X - 07 A1	IE	X - 07 C1	RCS (50 mm)
			X - 07 A2	IE	X - 07 C2	RCS (50 mm)
			X - 07 A3	IE	X - 07 C3	RCS (50 mm)
			X - 07 A4	IE	X - 07 C4	RCS (50 mm)
			-	-	X - 07 n	PLT (ca / v / d)
X - 08	-	-	-	-	X - 08 n	PLT (ca / v / d)
X - 09	-	-	X - 09 A	IE	X - 09 n	PLT (ca / v / d)
Total	4		21			

LEYENDA:	PLT (xx / x / x)	(xx / - / -)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral	br = probeta en bloque irregular
	Ens. carga puntual	(- / x / -)	ca = probeta cilíndrica, carga axial	bi = probeta en bloque irregular
	RCS (D mm)	(- / - / x)	v = ensayo válido	n = ensayo nulo
	IE		d = probeta de dimensiones normativas	f = dimensiones fuera de norma
			= Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm)	
			= Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca)	

Tabla – 47: Resultados de los ensayos PLT realizados en las obras desdoblamiento de la N-332 (muestras con dimensiones no normativas).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
X - 01 f	46,1	49,0	38,2	25,9	32,1	0,00	44,72	1999,56	-
X - 02 f	32,9	43,1	37,7	36,0	36,9	10,02	44,97	2022,20	5,0
X - 03 f	67,7	52,8	41,1	42,0	41,6	9,42	52,85	2793,28	3,4
X - 04 f	46,3	50,6	33,3	35,9	34,6	9,36	47,21	2229,14	4,2
X - 05 f	71,3	46,7	37,1	38,9	38,0	3,92	47,53	2259,49	1,7
X - 06 f	28,2	54,4	36,4	29,9	33,2	0,00	47,92	2296,11	-

Tabla – 48: Resultados de los ensayos PLT realizados en las obras desdoblamiento de la N-332 (muestras con dimensiones normativas).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
X - 01 n	45,6	30,9	51,4	43,1	47,3	7,21	43,12	1858,96	3,9
X - 02 n	33,4	25,9	42,7	44,1	43,4	5,60	37,83	1431,20	3,9
X - 03 n	29,1	24,9	51,8	52,0	51,9	7,85	40,56	1645,42	4,8
X - 04 n	31,3	30,1	52,5	48,1	50,3	8,97	43,91	1927,72	4,7
X - 05 n	41,2	36,6	42,7	48,1	45,4	10,64	46,00	2115,67	5,0

Tabla – 49: Resultados de los ensayos PLT de laboratorio realizado con muestras de las obras desdoblamiento de la N-332 (muestras cilíndricas con carga diametral).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
X - 07 A	-	26,7	-	-	48,9	5,83	40,77	1662,38	3,5
X - 08 A	-	41,4	-	-	48,9	5,85	50,77	2577,62	2,3
X - 09 A	-	32,3	-	-	48,9	6,86	44,84	2011,04	3,4

Tabla – 50: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial realizados con muestras de las obras desdoblamiento de la N-332.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltz de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
X - 12 C1	48,8	127,2	2,61	26,1	57,3	-	-
X - 12 C2	48,7	127,0	2,61	26,3	60,9	-	-
X - 12 C3	48,8	128,4	2,63	26,4	43,1	-	-
X - 12 C4	48,7	125,8	2,58	26,2	83,4	59,80	0,26

Tabla – 51: Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras de las obras desdoblamiento de la N-332.

Ref.	Deterioro en inmersión	n _{e(24)} (%)	γ_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G _s		
				2,70	2,75	2,80
X-12 C1	Ninguno	0,81	26,08	3,4	5,2	6,9
X-12 C2	Ninguno	0,98	26,28	2,7	4,4	6,2
X-12 C3	Ninguno	0,57	26,30	2,6	4,4	6,1
X-12 C4	Ninguno	2,56	25,23	6,6	8,3	9,9

5.4. Ensayos con muestras de un talud de la carretera de acceso a la Presa del Embalse de Loriguilla.

La Presa del Embalse de Loriguilla se encuentra situada en el Término Municipal de Loriguilla, en la Provincia de Valencia.

En las proximidades de la Presa, en los taludes en roca (ver Figura nº 77) de la carretera de acceso a la misma, se realizan habitualmente una de las prácticas de campo de las asignaturas relacionadas con la Mecánica de Rocas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



FIGURA – 77: TALUDES EN ROCA DE LA CARRETERA DE ACCESO A LA PRESA DEL EMBALSE DE LORIGUILLA.

De dichos taludes se tomo una muestra de piedra en rama que se llevó al laboratorio, donde fue tallada, obteniéndose 7 probetas cilíndricas y 11 bloques regulares; litológicamente se trata de calizas pisolíticas y/o oolíticas del Jurásico (ver anexo nº1).

Con dichas probetas, se han realizado 21 ensayos, con la siguiente distribución:

- 15 ensayos de resistencia a Carga Puntual:
 - 11 ensayos con bloques regulares e irregulares:
 - 6 con dimensiones de probeta normativas
 - 5 con dimensiones fuera de norma
 - 4 ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas:
 - 2 a carga diametral
 - 2 a carga axial
- 3 ensayos de resistencia a compresión uniaxial, todos con medición de deformaciones.
- 3 ensayos de alterabilidad por inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz a 24 horas y del peso específico de las partículas.

En la Tabla nº 52 se recogen las referencias asignadas a las muestras y el tipo y número de ensayos realizados y en las Tablas nº 53, 54, 55, 56 y 57 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla – 52: Ensayos realizados con las muestras del Embalse de Loriguilla.

Muestras de piedra en rama tomadas en campo	Ensayos de campo		Ensayos de laboratorio			
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo
TL	-	-	TL - 01 n	PLT (br / v / d)	-	-
	-	-	TL - 02 n	PLT (bi / v / d)	TL - 02 B	IE
	-	-	TL - 03 n	PLT (bi / v / d)	-	-
	-	-	TL - 04 n	PLT (bi / v / d)	-	-
	-	-	TL - 05 n	PLT (bi / v / d)	-	-
	-	-	TL - 06 n	PLT (bi / v / d)	-	-
	-	-	TL - 07 f	PLT (bi / v / f)	-	-
	-	-	TL - 08 f	PLT (bi / v / f)	-	-
	-	-	TL - 09 f	PLT (bi / v / f)	-	-
	-	-	TL - 10 f	PLT (bi / v / f)	-	-
	-	-	TL - 11 f	PLT (bi / v / f)	-	-
	-	-	TL - 12	PLT (cd / v / d)	-	-
	-	-	TL - 13	PLT (cd / v / d)	TL - 13 B	IE
	-	-	TL - 14	PLT (ca / v / d)	-	-
	-	-	TL - 15	PLT (ca / v / d)	-	-
	-	-	TL - 16	RCS (45 mm)	-	-
	-	-	TL - 17	RCS (45 mm)	TL - 17 B	IE
	-	-	TL - 18	RCS (45 mm)	-	-
Total	0		21			
LEYENDA:	PLT (xx / x / x) Ens. carga puntual	(xx / - / -) (- / x / -) (- / - / x)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral ca = probeta cilíndrica, carga axial v = ensayo válido d = probeta de dimensiones normativas	br = probeta en bloque irregular bi = probeta en bloque irregular n = ensayo nulo f = dimensiones fuera de norma	RCS (D mm) = Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm) IE = Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca)	

Tabla – 53: Resultados de los ensayos PLT en laboratorio realizados con probetas en forma de bloque irregular del Embalse de Loriguilla (bloques con dimensiones normativas).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
TL - 01 n	-	27,0	-	-	45,1	13,10	39,38	1550,77	8,4
TL - 02 n	26,1	41,9	42,0	62,4	52,2	14,10	52,78	2785,33	5,1
TL - 03 n	30,2	39,6	40,7	44,9	42,8	10,15	46,46	2158,07	4,7
TL - 04 n	37,5	22,1	55,4	45,4	50,4	8,20	37,68	1419,77	5,8
TL - 05 n	46,0	27,5	72,6	64,9	68,7	8,49	49,05	2405,99	3,5
TL - 06 n	46,2	20,3	65,4	67,4	66,4	5,53	41,46	1719,22	3,2

Tabla – 54: Resultados de los ensayos PLT en laboratorio realizados con probetas en forma de bloque irregular del Embalse de Loriguilla (bloques sin dimensiones normativas).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
TL - 07 f	44,7	49,8	39,8	50,9	45,4	9,30	53,61	2874,37	3,2
TL - 08 f	55,7	47,5	36,7	35,7	36,2	9,51	46,78	2187,95	4,3
TL - 09 f	42,8	57,1	40,1	38,2	39,1	10,52	53,36	2846,92	3,7
TL - 10 f	63,6	59,4	36,3	29,4	32,8	0,00	49,83	2483,40	-
TL - 11 f	66,0	61,0	28,8	20,9	24,8	6,95	43,91	1927,93	3,6

Tabla – 55: Resultados de los ensayos PLT en laboratorio realizados con probetas cilíndricas del Embalse de Loriguilla (con dimensiones normativas).

Ref.	L (mm)	D (mm)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W (mm)	P (kN)	D _e (mm)	D _e ² (mm ²)	I _s (MPa)
TL - 12	-	28,0	-	-	45,3	7,65	40,16	1613,16	4,7
TL - 13	-	27,1	-	-	45,3	6,85	39,54	1563,53	4,4
TL - 14	80,6	44,9	-	-	-	8,41	44,92	2017,81	4,2
TL - 15	58,7	44,9	-	-	-	0,00	44,92	2017,81	-

Tabla – 56: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial realizados con muestras del Embalse de Loriguilla.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
TL - 16	45,1	114,5	2,54	25,8	125,3	65,6	0,34
TL - 17	45,1	84,9	1,88	25,7	78,2	61,6	0,34
TL - 18	45,6	82,1	1,80	25,9	120,5	55,0	0,34

Tabla – 57: Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras del Embalse de Loriguilla.

Ref.	Deterioro en inmersión	n _{e(24)} (%)	γ_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G _s		
				2,70	2,75	2,80
TL - 16	Ninguno	3,47	25,75	4,6	6,4	8,0
TL - 17	Ninguno	4,14	25,64	5,0	6,8	8,4
TL - 18	Ninguno	3,33	25,72	4,7	6,5	8,1

5.5. Ensayos con muestras de la planta de Sierra Gorda. Bellús (Xátiva).

5.5.1. Breve descripción de la planta de Sierra Gorda

La planta de producción Áridos Sierra Gorda (ver Figura nº 78), emplazada en la localidad valenciana de Xátiva tiene una producción anual actual de 900.000 t/año.



FIGURA – 78: UBICACIÓN SATELITAL DE LA PLANTA DE ÁRIDOS DE SIERRA GORDA (TOMADA DE GOOGLE 2010).

5.5.2. Descripción de las muestras y ensayos realizados a la planta de Sierra Gorda.

Se hicieron varias visitas a la planta de áridos de Sierra Gorda para tomar muestras de los mejores frentes. Para la realización de los ensayos se tomaron muestras de los frentes 2 y 3 de naturaleza caliza (ver Figura nº 79). La geología de la zona presenta en la columna de Salem, continua la serie con un tramo de margas arenosas con intercalaciones de calizas, mas frecuentes hacia el techo, que contienen Erizos, Inoceramus y pistas (bioturbaciones) de gusanos. En lámina delgada de las calizas se reconocen Pithonellas, Stomiosphaeras y Rotálidos pequeños. Champetier (1972) sitúa este tramo en el Santoniense a partir de la determinación específica de varios erizos, aunque nosotros lo alargamos hasta la base del Campaniense (ver anexo 1).



FIGURA – 79: VISTA DEL FRENTE 2 DE SIERRA GORDA (FUENTE: SIERRA GORDA).

Se tomaron tres rocas en rama de los frentes 2 y 3. Con un total de 158 muestras de las rocas divididas en varias tandas y de ellas se tallaron y se sometieron a ensayos con probetas cilíndricas.

La tanda 1ª de ensayos, son rocas con referencia B01 y B02 (Figura nº 80). Se realizaron varios ensayos con un mismo diámetro (50 mm) para posteriormente obtener la influencia de la relación L/D para las rocas en estudio, también se

estudia la influencia que tiene el diámetro en la resistencia a la Carga Puntual. Los testigos se referenciaron B01 – A7, B01 – A8, B02 – A7 y B02 – A8.



FIGURA – 80: ROCAS DE LA PLANTA DE SIERRA GORDA, REFERENCIA B01 (IZQUIERDA) Y B02 (DERECHA). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

En la 2ª tanda de ensayos se tomo una muestra con grandes dimensiones, con referencia B00 (ver Figura nº 81). Para conservar que provenga del mismo macizo rocoso y del mismo origen geológico, se uso una roca con dimensiones de 1 x 1 x 1m. De esta roca, se tomaron siete diferentes diámetros (29, 45, 50, 54, 64, 74 y 94 mm) perforada en una sola dirección, para obtener la relación de los diferentes diámetros y obtener un factor de corrección propio para las calizas estudiadas. Los testigos se referenciaron: B00 – A01 hasta B00 – A7, B00 – A11 hasta B00 – A12 y B00 – A21 hasta B00 – A26, del diámetro menor al mayor, respectivamente.



FIGURA – 81: ROCA CON REFERENCIA B00 (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).

En la tanda 3ª se tomaron rocas de 4 diferentes ubicaciones de la Comunidad Valenciana, para correlacionar la RCS con el $I_{s(50)}$ y también saber la influencia que tiene la relación de L/D. De cada lugar de estudio se tomaron 5 diferentes relaciones de L/D. Los lugares de estudio fueron (ver Figura nº 82): Onteniente (referencia PP), Puebla de Arenoso (referencia PA), Pueblo Albaida (PAL), Bellús (referencia B).

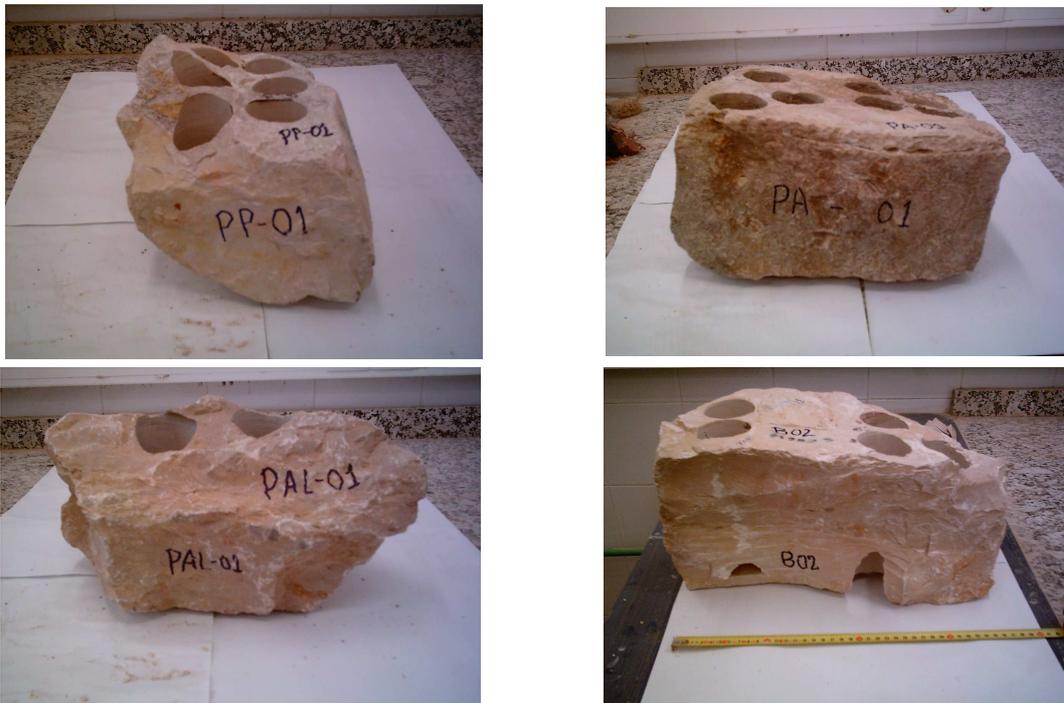


FIGURA – 82: ROCAS DE LOS DIFERENTES SITIOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. ONTENIENTE (ARRIBA IZQUIERDA.), PUEBLA DE ARENOSO (ARRIBA DERECHA), PUEBLO ALBAIDA (ABAJO IZQUIERDA) Y BELLÚS (ABAJO DERECHA). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

5.5.2.1. Primera campaña de ensayos

En primer lugar se realizaron dos visitas a la cantera de Sierra Gorda, para conocer el material y analizar los frentes de voladura. Se tomaron dos rocas en rama, de tamaño grande (B01 y B02), para posteriormente ser perforadas y obtener cilindros de diámetro aproximadamente 50 mm. En primer lugar se realizaron ensayos de Carga Puntual diametral, 2 secas en estufa y 2 saturadas (Figura nº 83).



**FIGURA – 83: ROCAS DE LA PLANTA DE SIERRA GORDA, CON DIFERENTES CONTENIDOS DE HUMEDAD.
 FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.**

En la Tabla nº 58 se muestra los ensayos realizados en la primera campaña, donde se hicieron 4 ensayos diametrales. Las de referencia A7 son secados en la estufa y las de referencia A8 son sumergidas bajo agua. Se midió la deformación que experimenta la roca y la penetración de los conos en cada ensayo mediante la instalación de un deformímetro digital en el ensayo de PLT. La columna de deformación, es la lectura del deformímetro. La columna de $D_{(\text{corregido})}$ es el nuevo diámetro real.

$$D_{\text{correg}} = D_{\text{inicial}} - \text{Defor.} \quad (83)$$

Y el valor de $I_{s\text{-correg}}$ viene dado por la ecuación (84).

$$I_{s\text{-correg}} = \frac{I_s}{D_{e(\text{correg})}^2} \quad (84)$$



Tabla – 58: Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes contenidos de humedad de la cantera de Sierra Gorda.

Ref.	L (mm)	D (mm)	Defor. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_{s-corr} (MPa)
B01-A7	24,4	48,9	0,552	48,3	5,09	2389,01	2335,35	2,1	2,2
B01-A8	24,6	48,8	0,739	48,1	6,74	2381,93	2310,34	2,8	2,9
B02-A7	25,9	48,8	0,374	48,4	5,01	2380,22	2343,87	2,1	2,1
B02-A8	25,3	48,9	0,649	48,3	9,79	2394,39	2331,30	4,1	4,2

En los ensayos de Carga Puntual, se controló el contenido de humedad, para después obtener la influencia de este en el índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$.

Tabla – 59: Resultados de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de la cantera de Sierra Gorda.

Ref.	Humedad (%)
B01-A7	0,0044
B01-A8	2,6995
B02-A7	0,0039
B02-A8	1,0969

5.5.2.2. Segunda campaña de ensayos

En la tercera visita a la cantera, se tomo una roca en rama, de dimensiones grandes para mantener el sentido de las perforaciones de los testigos y que sea del mismo macizo rocoso. De la roca en rama se obtuvieron 20 testigos de diferentes diámetros: 29, 45, 50, 54, 64, 74, 94 mm (Figura nº 84).



FIGURA – 84 ROCAS DE LA PLANTA DE SIERRA GORDA, CON DIFERENTES DIÁMETROS Y LONGITUDES. (ARRIBA), TESTIGOS DEL A1 HASTA A7. (ABAJO), TESTIGOS DEL A11 AL A17 Y A21 AL A26. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

En la Tabla nº 60 se muestra los ensayos realizados en la segunda campaña, en la cual se realizaron 20 ensayos diametrales. Las referencias de las probetas son B00-A1 hasta B00-A7, B00-A11 hasta B00-A17 y B00-21 hasta B00-A26, para cada diferente diámetro y en cada subgrupo se tomaron diferentes relaciones de L/D. Igualmente como en la primera campaña se midieron las deformaciones que experimentan la roca y la penetración de los conos en el ensayo de PLT.

Tabla – 60: Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes diámetros de la cantera de Sierra Gorda.

Ref.	L (mm)	D (mm)	Defor. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_{s-corr} (MPa)
B00-A1	14,3	28,9	0,378	28,5	4,18	833,33	811,65	5,0	5,2
B00-A2	22,2	45,1	0,680	44,4	7,55	2033,78	1972,91	3,7	3,8
B00-A3	23,3	48,9	0,569	48,4	5,83	2395,86	2340,48	2,4	2,5
B00-A4	25,9	54,3	0,688	53,6	9,28	2948,76	2874,51	3,1	3,2
B00-A5	30,1	64,0	0,622	63,4	9,11	4097,60	4018,36	2,2	2,3
B00-A6	35,9	74,0	3,197	70,8	18,53	5482,66	5019,44	3,4	3,7
B00-A7	46,4	94,4	-	-	23,74	8902,87	-	2,7	-
B00-A11	17,4	29,0	0,233	28,7	4,26	838,10	824,67	5,1	5,2
B00-A12	26,7	45,3	0,753	44,5	9,36	2050,28	1982,65	4,6	4,7
B00-A13	29,1	48,9	0,995	47,9	12,52	2388,77	2292,49	5,2	5,5
B00-A14	31,5	54,3	0,893	53,4	9,23	2951,48	2855,25	3,1	3,2
B00-A15	36,5	63,9	0,623	63,3	9,50	4088,00	4008,73	2,3	2,4
B00-A16	43,0	74,0	1,162	72,9	-	5481,18	5310,47	-	-
B00-A17	56,5	94,4	-	-	32,37	8902,39	-	3,6	-
B00-A21	20,8	28,7	0,500	28,2	4,63	825,70	797,22	5,6	5,8
B00-A22	29,6	45,1	0,608	44,5	8,74	2036,49	1981,99	4,3	4,4
B00-A23	33,3	48,9	0,502	48,4	6,82	2391,21	2342,37	2,9	2,9
B00-A24	36,1	54,3	0,786	53,5	11,89	2951,21	2866,42	4,0	4,1
B00-A25	42,7	64,0	2,918	61,1	16,75	4100,48	3735,29	4,1	4,5
B00-A26	52,5	74,0	2,628	71,4	17,85	5474,89	5092,89	3,3	3,5

En los ensayos de Carga Puntual, se controló el contenido de humedad, para después obtener la influencia de este, en el índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$, tabla nº 61.

Tabla – 61: Resultados de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de los diferentes diámetros de la cantera de Sierra Gorda.

Ref.	Humedad (%)
B00-A1	0,0205
B00-A2	0,0216
B00-A3	0,0394
B00-A4	0,0350
B00-A5	0,0257
B00-A6	0,0490
B00-A7	0,0302
B00-A11	0,0168
B00-A12	0,0223
B00-A13	0,0243
B00-A14	0,0210
B00-A15	0,0521
B00-A16	0,0010
B00-A17	0,0005
B00-A21	0,0287
B00-A22	0,0240
B00-A23	0,0213
B00-A24	0,0184
B00-A25	0,0195
B00-A26	0,0009

5.5.2.3. Tercera campaña de ensayos

Con las rocas en rama de los cuatro puntos de la Comunidad Valenciana, en el laboratorio de la UPV, se tomaron testigos con diferentes relaciones de L/D para un mismo diámetro (aproximadamente 50 mm). Las relaciones de L/D fueron: 0,3 – 0,4 – 0,5 – 0,55 – 0,6 – 0,65 – 0,7 – 0,75 – 0,8 – 0,9 (Figura nº 85 y 86).

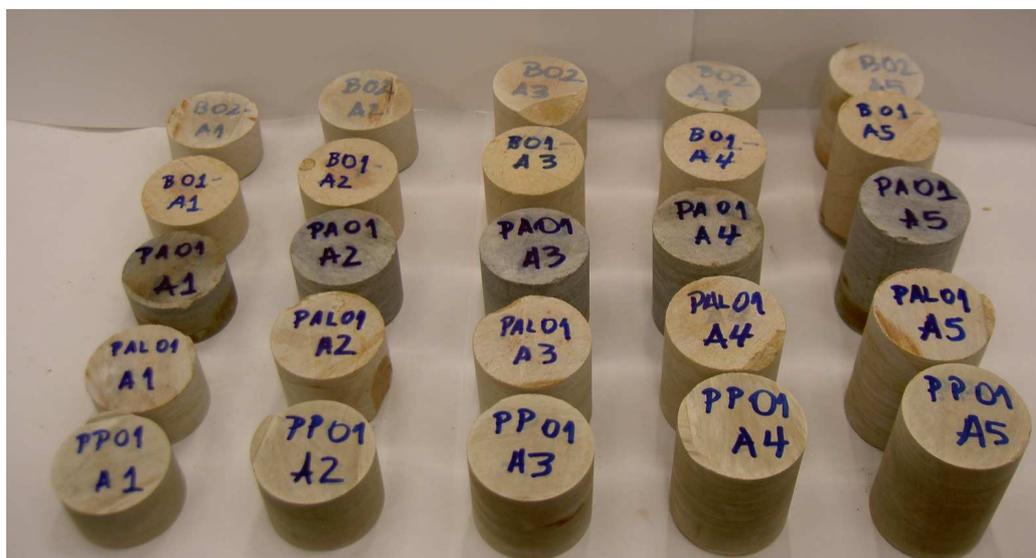


FIGURA – 85: ROCAS DE CUATRO PUNTOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

También a los testigos que más nos interesaban, por su longitud, se le colocaron galgas extensiométricas (Figura nº 86) en ambos extremos. Una galga instalada para obtener las deformaciones horizontales y la otra para deformaciones verticales (axiales). A las galgas se les aplicó una resina especial (w-1) para protegerla, debido a que los testigos se encontraban en la cámara húmeda.



FIGURA – 86: ROCAS DE CUATRO PUNTOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA, CON GALGAS EXTENSIOMETRICAS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Como ya se ha mencionado, los testigos se obtuvieron de la cantera de Guerola en Onteniente (referencia PP), del desmonte de la Autovía A-7 en puerto de Albaida (referencia PAL), desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso (referencia PA) y la cantera de Sierra Gorda en Bellús (referencia B01 y B02).

A continuación en la Tabla nº 62 se muestra los ensayos realizados en la tercera campaña, con 41 ensayos diametrales de las diferentes ubicaciones. De igual forma como se realizó en la primera y segunda campaña, se midieron las deformaciones de la roca y la penetración de los conos en el ensayo de PLT. Dicha medición no habitual ni descrita en ninguna norma nos permite obtener lecturas de la deformación a medida que se aplica la carga.

Las mediciones obtenidas de la penetración del cono del PLT, son el resultado de la diferencia entre la deformación total de la roca (leído en el deformímetro digital) y la deformación de la roca (medida con la galga extensiométrica vertical).

Igualmente, como en las anteriores tandas, se controló el contenido de humedad (ver Tabla nº 63), en cada ensayo de PLT se peso la roca antes de romper y se obtuvo también su peso seco.

$$\%W = \frac{W_{natural} - W_{seco}}{W_{seca}} \times 100 \quad (85)$$



Tabla – 62: Resultados de los ensayos de Carga Puntual diametral con diferentes relaciones de L/D de cuatro puntos de la Comunidad Valenciana.

Ref.	L (mm)	D (mm)	Defor. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_{s-corr} (MPa)
PA01-A1	14,0	48,9	0,741	48,1	5,81	2386,57	2314,72	2,4	2,5
PA01-A2	18,8	48,9	0,842	48,0	12,53	2388,77	2307,17	5,2	5,4
PA01-A3	23,6	48,9	0,884	48,0	14,85	2389,50	2303,86	6,2	6,4
PA01-A4	28,5	48,9	0,943	47,9	15,56	2387,79	2296,52	6,5	6,8
PA01-A5	33,8	48,9	0,847	48,0	14,42	2389,01	2306,93	6,0	6,3
PA01-A9	39,7	48,9	0,639	48,2	7,86	2387,30	2325,26	3,3	3,4
PA01-A10	48,7	48,9	2,757	46,1	13,11	2390,97	2128,95	5,5	6,2
PA01-A11	37,5	48,8	0,766	48,0	15,29	2377,05	2302,94	6,4	6,6
PA01-A12	47,0	48,9	0,769	48,1	12,56	2390,48	2315,87	5,3	5,4
PAL01-A1	13,9	48,9	0,945	47,9	4,44	2387,54	2296,09	1,9	1,9
PAL01-A2	19,3	48,9	0,668	48,2	3,62	2387,06	2322,23	1,5	1,6
PAL01-A3	23,9	48,9	0,763	48,1	8,13	2386,32	2312,36	3,4	3,5
PAL01-A4	28,4	48,9	0,657	48,2	6,41	2389,25	2325,46	2,7	2,8
PAL01-A5	33,5	48,8	0,636	48,1	6,05	2376,56	2314,96	2,5	2,6
PAL01-A9	28,6	48,9	0,526	48,4	5,92	2390,97	2339,80	2,5	2,5
PAL01-A10	33,2	48,8	0,981	47,9	10,15	2386,08	2291,20	4,3	4,4
PAL01-A12	47,0	49,0	0,288	48,7	4,35	2397,57	2369,45	1,8	1,8
PP01-A1	14,1	48,9	0,721	48,2	8,45	2389,74	2319,77	3,5	3,6
PP01-A2	18,7	48,9	0,860	48,0	10,24	2390,23	2306,88	4,3	4,4
PP01-A3	23,0	48,9	0,940	47,9	11,84	2388,77	2297,76	5,0	5,2
PP01-A4	29,0	48,9	1,051	47,9	13,72	2392,92	2291,20	5,7	6,0
PP01-A5	33,7	48,9	1,072	47,8	12,69	2390,97	2287,28	5,3	5,5
PP01-A10	30,5	49,1	0,918	48,1	10,42	2406,39	2317,17	4,3	4,5
PP01-A11	39,8	49,0	0,766	48,2	10,11	2401,98	2327,48	4,2	4,3
PP01-A12	44,2	49,1	0,850	48,2	10,22	2406,39	2323,72	4,2	4,4
B00-A9	27,5	48,8	3,058	45,7	11,03	2379,24	2090,27	4,6	5,3
B00-A10	29,2	48,7	0,663	48,1	9,73	2375,83	2311,64	4,1	4,2
B00-A11	40,0	49,2	0,233	48,9	11,70	2418,18	2395,32	4,8	4,9
B00-A12	44,9	49,1	0,860	48,3	11,39	2412,77	2329,03	4,7	4,9
B01-A1	14,6	48,8	0,754	48,0	5,73	2378,76	2305,78	2,4	2,5
B01-A2	19,1	48,8	0,623	48,1	5,55	2378,27	2317,89	2,3	2,4
B01-A3	23,7	48,8	0,933	47,9	6,95	2384,61	2294,36	2,9	3,0
B01-A4	28,3	48,8	0,829	48,0	7,20	2382,42	2302,18	3,0	3,1
B01-A5	33,9	48,8	0,687	48,1	6,94	2383,64	2317,03	2,9	3,0
B01-A11	42,1	48,7	0,893	47,8	8,18	2375,83	2289,57	3,4	3,6
B02-A1	13,8	48,9	0,787	48,1	5,09	2391,70	2315,34	2,1	2,2
B02-A2	18,8	48,8	0,641	48,2	6,98	2383,64	2321,46	2,9	3,0
B02-A3	23,6	48,8	0,709	48,1	9,16	2384,61	2315,87	3,8	4,0
B02-A4	24,0	48,9	0,687	48,2	8,79	2389,50	2322,81	3,7	3,8
B02-A5	28,6	48,7	0,657	48,0	8,79	2370,47	2306,93	3,7	3,8
B02-A10	32,3	49,0	0,628	48,4	10,35	2405,66	2344,45	4,3	4,4

Con el contenido de humedad de cada ensayo, se hace un análisis en el siguiente capítulo sobre la influencia que tiene este en el índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$.

Tabla – 63: Resultados de los contenidos de humedad en el ensayo de Carga Puntual de los cuatro puntos de la Comunidad Valenciana.

Ref.	Humedad (%)
PA01-A1	1,8187
PA01-A2	0,4188
PA01-A3	0,4197
PA01-A4	0,4735
PA01-A5	0,8155
PA01-A9	1,6289
PA01-A10	0,3524
PA01-A11	0,4483
PA01-A12	0,5035
PAL01-A1	0,9951
PAL01-A2	1,1066
PAL01-A3	0,7984
PAL01-A4	0,9450
PAL01-A5	0,8851
PAL01-A9	0,7745
PAL01-A10	0,7757
PAL01-A12	0,8433
PP01-A1	1,8884
PP01-A2	2,1519
PP01-A3	2,1753
PP01-A4	2,1634
PP01-A5	2,3055
PP01-A10	2,2050
PP01-A11	2,4623
PP01-A12	2,3749
B00-A9	0,6091
B00-A10	0,5394
B00-A11	0,7193
B00-A12	0,8500
B01-A1	3,6744
B01-A2	3,9427
B01-A3	4,2394
B01-A4	3,0854
B01-A5	3,3590
B01-A11	1,3068
B02-A1	1,3731
B02-A2	1,0736
B02-A3	1,0682
B02-A4	1,0313
B02-A5	1,3611
B02-A10	1,0464

5.5.2.4. Cuarta campaña de ensayos

Para la 4ª campaña de ensayos se comienza tallando 4 probetas cilíndricas, para realizar ensayos de compresión uniaxial, con medición de deformaciones mediante galgas extensométricas y deformímetros digitales (Figura nº 87).

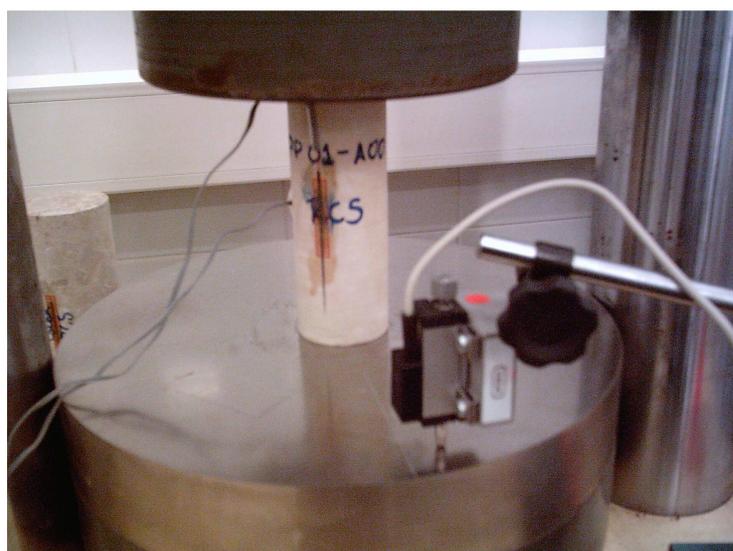


FIGURA – 87: EJEMPLO DE LA MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE CON MUESTRAS DE BELLÚS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Los resultados de los 4 ensayos realizados de resistencia a compresión uniaxial se presentan en la Tabla nº 64.

Tabla – 64: 4ª tanda de ensayos. Ensayos de resistencia a compresión uniaxial.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
B00-A00	48,89	131,7	2,7	25,7	75,6	57,81	0,21
B01-A00	48,87	126,2	2,6	24,4	93,4	47,75	0,22
B02-A00	48,82	137,8	2,8	25,6	126,6	63,21	0,20
B02-A00B	48,78	118,6	2,4	25,8	161,2	80,37	0,33

5.5.2.5. Quinta campaña de ensayos

Esta campaña se realiza los ensayos complementarios de identificación elaborados a lo largo de la ejecución de las tres tandas anteriores. Se han hecho un total de 98, con la distribución y características que se observan en la Tabla nº 65.



FIGURA – 88: EJEMPLO DE LA MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDAS EN MUESTRAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Tabla – 65: 5º tanda de ensayos. Ensayos complementarios realizados.

Ensayo	nº	Descripción	Objetivos y observaciones
Velocidad de ultrasonidos	7	Ensayo de identificación. Medición de la velocidad de propagación de las ondas P a través de la muestra	Comprobación de la homogeneidad de las probetas procedentes de una misma muestra
Inmersión estática	84	Ensayo de alterabilidad. Inmersión en agua de una probeta seca durante 24 horas.	Constatar la poca alterabilidad de la roca y, sobre todo, determinar la porosidad eficaz y el peso específico seco de la matriz.
Inmersión dinámica	1	Ensayo de alterabilidad. Ciclos de inmersión en agua con golpeo.	Dada la poca alterabilidad de la roca, se ha realizado sólo un ensayo (con tres ciclos)
Peso específico de las partículas	6	Ensayo de determinación de propiedad intrínseca.	Se han realizado tres determinaciones para poder tener una estimación suficientemente correcta de la porosidad total de las muestras

Velocidad de las ondas P

Con las 6 probetas cilíndricas talladas (todas para obtener la RCS) se realizaron ensayos para la medición de la velocidad de transmisión de ondas, según la norma ASTM D2845 – 05.

Un ejemplo de la transmisión de ondas P y su respectiva medición, se puede observar en la Figura nº 88.

La medición de las ondas P y S se hace por un impulso de vibraciones longitudinales con un transductor electro – acústico en contacto con una superficie de roca, después de atravesar una longitud de recorrido conocida de la roca, el impulso de las vibraciones se convierte en una señal eléctrica en un segundo transductor y unos circuitos temporizadores electrónicos, permiten que se mida en tiempo de la propagación del impulso.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla nº 66.

Tabla – 66: Ensayos de medición de la velocidad de las Ondas P y S.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Ondas P		Ondas S		R (V_p / V_s)	γ (kN/m ³)	E _d (Gpa)	ν_d
			t (μ s)	V _p (m/s)	t (μ s)	V _s (m/s)				
PA01-A00	48,8	135,5	28,7	4721	51,5	2631	1,79	25,8	46,4	0,27
PAL01-A00	48,8	127,2	38,7	3288	66,5	1913	1,72	26,5	24,6	0,24
PP01-A00	48,8	137,0	31,2	4391	65,9	2079	2,11	25,3	30,2	0,36
B00-A00	48,9	131,7	22,8	5778	45,1	2921	1,98	25,9	59,9	0,33
B01-A00	48,9	126,2	27,1	4657	44,8	2817	1,65	24,7	48,4	0,21
B02-A00	48,8	137,8	23,2	5941	48,7	2830	2,10	25,8	56,9	0,35
B02-A00B	48,8	118,6	19,4	6115	35,7	3323	1,84	25,9	75,3	0,29

Alterabilidad y determinación de las propiedades índice

La alterabilidad de las rocas se puede medir con los dos ensayos más usados, el ensayo de inmersión estática y el ensayo de inmersión dinámica. Se ha realizado solo un ensayo Sehudes (Figura nº 89, inmersión dinámica), debido a la naturaleza de las rocas estudiadas, es previsible que todas pertenezcan a la categoría de muy alta durabilidad, como se comprobó en la realización de los ensayos de inmersión estática.

A continuación, para poder conocer con suficiente aproximación la porosidad total de las muestras, se determinaron el peso específico relativo de las partículas a cada roca en rama (ensayo del picnómetro) que se utiliza para los suelos. Como ya se ha descrito en los ensayos realizados en la CV-13, el método del picnómetro utilizado no es válido para rocas con textura porfídica compuestas por minerales diferentes, pero es suficientemente aproximado para este tipo de roca.

En la Tabla nº 67, se resume los resultados de todos los ensayos de alterabilidad y de determinación de las propiedades índice realizados.

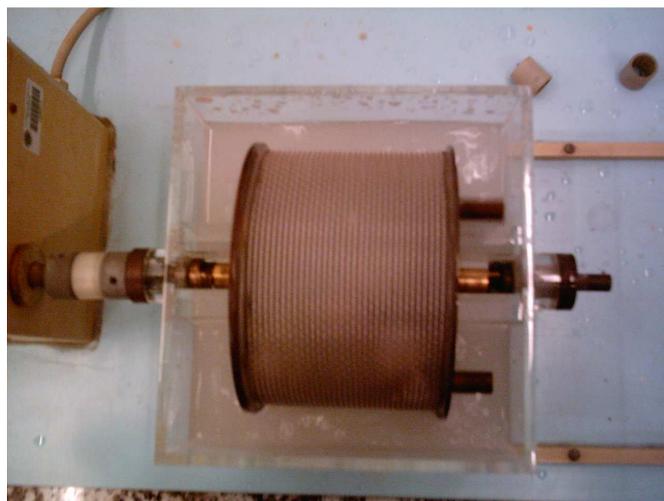


FIGURA – 89: EJEMPLO DEL ENSAYO DE INMERSIÓN DINAMICA EN MUESTRAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Tabla – 67: Ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice.

Ref.	Ensayos de alterabilidad				Propiedades índice				
	Deterioro en inmersión	Índices Slake (%)			$n_{e(24)}$ (%)	γ_d (KN/m ³)	G_s -	n (%)	
		Id ₁	Id ₂	Id ₃					
PA01-A00	Ninguno				1,4	25,7	2,71	1,7	
PA01-A01	Ninguno				4,1	25,0		4,4	
PA01-A02	Ninguno				0,9	26,1		0,3	
PA01-A03	Ninguno				0,9	26,1		0,2	
PA01-A04	Ninguno				1,0	26,1		0,3	
PA01-A05	Ninguno				1,9	25,7		1,8	
PA01-A09	Ninguno				3,5	24,9		4,8	
PA01-A10	Ninguno				0,7	26,2		0,1	
PA01-A11	Ninguno				0,9	26,1		0,2	
PA01-A12	Ninguno				4,2	24,9		4,8	
PAL01-A00	Ninguno				1,7	26,4		2,71	0,4
PAL01-A01	Ninguno				2,4	25,9			2,3
PAL01-A02	Ninguno				2,6	25,8	2,7		
PAL01-A03	Ninguno				2,0	26,0	2,0		
PAL01-A04	Ninguno				2,2	25,9	2,5		
PAL01-A05	Ninguno				2,1	25,9	2,3		
PAL01-A09	Ninguno				2,0	26,5	0,0		
PAL01-A10	Ninguno				2,0	26,5	0,1		
PAL01-A12	Ninguno				2,5	26,0	2,2		
PP01-A00	Ninguno				6,4	25,2	2,81		7,6
PP01-A01	Ninguno				4,5	26,2			4,3
PP01-A02	Ninguno				5,0	25,9			5,3
PP01-A03	Ninguno				5,1	25,9		5,2	
PP01-A04	Ninguno				5,1	25,9		5,2	
PP01-A05	Ninguno				5,4	25,8		5,8	
PP01-A10	Ninguno				5,3	25,8		5,6	
PP01-A11	Ninguno				5,9	25,6		6,2	
PP01-A12	Ninguno				7,5	25,0		8,6	
B00-A00	Ninguno				2,3	25,9		2,71	2,8
B00-A01	Ninguno				2,2	26,0			2,2
B00-A02	Ninguno				2,1	26,0			2,3
B00-A03	Ninguno				2,4	25,8	3,0		
B00-A04	Ninguno				2,2	25,9	2,6		
B00-A05	Ninguno	99,0	98,7	98,2	2,7	25,8	3,2		
B00-A06	Ninguno				1,7	26,1	2,0		
B00-A07	Ninguno				2,6	25,8	3,1		
B00-A09	Ninguno				1,7	26,1	1,9		
B00-A10	Ninguno				1,5	26,2	1,6		
B00-A11	Ninguno				2,0	26,0	2,2		
B00-A12	Ninguno				1,8	26,1	1,9		
B01-A00	Ninguno				5,4	24,7	2,69	6,5	
B01-A01	Ninguno				7,6	24,2		8,5	
B01-A02	Ninguno				8,0	23,9		9,4	
B01-A03	Ninguno				8,5	23,7		10,1	
B01-A04	Ninguno				6,6	24,5		7,3	
B01-A05	Ninguno				7,1	24,2		8,2	
B01-A07	Ninguno				7,9	24,3		7,9	
B01-A08	Ninguno				6,7	24,5		7,0	
B01-A11	Ninguno				6,3	24,6		7,0	
B02-A00	Ninguno				2,1	25,7		2,68	2,3
B02-A00B	Ninguno				1,9	25,9			1,7
B02-A01	Ninguno				3,3	25,5	3,1		
B02-A02	Ninguno				2,7	25,7	2,5		
B02-A03	Ninguno				2,6	25,7	2,3		
B02-A04	Ninguno				2,5	25,8	2,1		
B02-A05	Ninguno				3,2	25,6	2,8		
B02-A07	Ninguno				2,7	25,7	2,3		
B02-A08	Ninguno				3,1	25,6	2,8		
B02-A10	Ninguno				3,2	25,6	2,7		



En la Tabla nº 68 se presenta, para cada una de las 6 rocas en rama de las cuatro campañas, un resumen de los valores e intervalos de los mismos obtenidos para las propiedades índice determinadas.

Tabla – 68: Resumen de las propiedades índice de las muestras.

Ref.	Propiedades índice									
	$n_{e(24)}$ (%)			γ_d (kN/m ³)			G_s -	n (%)		
	min	med	max	min	med	max		min	med	max
PA01 - C	0,7	2,0	4,2	24,9	25,7	26,2	2,71	0,1	1,8	4,8
PAL01 - C	1,7	2,2	2,6	25,8	26,1	26,5	2,71	0,0	1,6	2,7
PP01 - C	4,5	5,6	7,5	25,0	25,7	26,2	2,81	4,3	6,0	8,6
B00 - C	1,5	2,1	2,7	25,8	26,0	26,2	2,71	1,6	2,4	3,2
B01 - C	5,4	7,1	8,5	23,7	24,3	24,7	2,69	6,5	8,0	10,1
B02 - C	1,9	2,7	3,3	25,5	25,7	25,9	2,68	1,7	2,5	3,1
Mínimo	0,7	2,0	2,6	23,7	24,3	24,7	2,68	0,0	1,6	2,7
Media	2,6	3,6	4,8	25,1	25,6	25,9	2,72	2,4	3,7	5,4
Máximo	5,4	7,1	8,5	25,8	26,1	26,5	2,81	6,5	8,0	10,1

5.6. Ensayos con muestras de taludes en la cantera de Guerola (Onteniente).

Guerola, en sus distintas líneas, opera en todo el ámbito de la Comunidad Valenciana, con domicilio social en Onteniente (Figura nº 90) y delegaciones en Valencia y Alicante. Se dedican a la construcción de obra civil y su conservación, producción de áridos, hormigones, aglomerados asfálticos, transportes, servicios, promoción residencial e industrial y gestión medioambiental.

Guerola viene desarrollando su actividad desde la década de los años 60. Dedicándose a la construcción de carreteras y obras complementarias. En 1976, constituida como sociedad, compite en el sector de la Obra Pública. Iniciando su desarrollo y diversificación.



FIGURA – 90: UBICACIÓN SATELITAL DE LA PLANTA DE ÁRIDOS DE GUEROLA (TOMADA DE GOOGLE 2010).

Fabrican áridos de calidad en las canteras Onteniente y Estivalis. Áridos calizos que mediante voladuras son extraídos, procesados en las plantas de trituración y convenientemente clasificados con el fin de obtener tamaños y calidades aptas para su aplicación en construcción y que han obtenido el marcado “CE” de producto. Cuentan con un compromiso medioambiental que los lleva a realizar procesos extractivos tendentes a la restauración del medio afectado para su pronta revegetación e integración paisajista.

De la cantera se tomo una muestra de piedra en rama que se llevo al laboratorio de la UPV, donde fue tallada, obteniéndose 9 probetas cilíndricas.

En el mapa de Onteniente (mapa geológico de España) se presenta la serie lito estratigráfica y se caracteriza por una gran continuidad de sedimentación desde el Neocomiense al Plioceno, pues prácticamente están representados todos los pisos en que actualmente queda dividido el Cretácico y el Terciario (ver anexos 1).

Con la roca se han realizado 19 ensayos, con la siguiente distribución:

- 8 ensayos de resistencia a Carga Puntual:
 - 8 ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas a carga diametral
- 1 ensayo de resistencia a compresión uniaxial, con medición de deformaciones axiales y diametrales.
- 9 ensayos de alterabilidad por inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz a 24 horas.
- 1 ensayo de peso específico de las partículas.

En la Tabla nº 69 se recopilan los ensayos realizados a la roca de la cantera de Guerola y en las Tablas nº 70, 71, 72, se muestran los resultados obtenidos.

Tabla – 69: Resumen de los ensayos realizados con las muestras de la planta de Áridos de Guerola.

Muestras de piedra en rama tomadas en campo	Ensayos de campo		Ensayos de laboratorio			
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo
PP	-	-	PP01-A00	RCS (50 mm)	PP01-A00	IE
	-	-	PP01-A01	PLT (cd / v / d)	PP01-A01	IE
	-	-	PP01-A02	PLT (cd / v / d)	PP01-A02	IE
	-	-	PP01-A03	PLT (cd / v / d)	PP01-A03	IE
	-	-	PP01-A04	PLT (cd / v / d)	PP01-A04	IE
			PP01-A05	PLT (cd / v / d)	PP01-A05	IE
	-	-	PP01-A10	PLT (cd / v / d)	PP01-A10	IE
	-	-	PP01-A11	PLT (cd / v / d)	PP01-A11	IE
	-	-	PP01-A12	PLT (cd / v / d)	PP01-A12	IE
	-	-			PP01-A00	GS
Total	0		19			

LEYENDA:	PLT (xx / x / x)	(xx / - / -)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral	br = probeta en bloque irregular
	Ens. carga puntual	(-- / x / -)	(-- / - / x)	ca = probeta cilíndrica, carga axial
			v = ensayo válido	n = ensayo nulo
			d = probeta de dimensiones normativas	f = dimensiones fuera de norma
	RCS (D mm)		= Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm)	
	IE		= Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca)	
	GS		= Ensayo para la determinación del peso específico de las partículas	
	DD		= Ensayo de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability Index)	

Tabla – 70: Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca de la planta de Áridos de Guerola (muestras cilíndricas con carga diametral).

Ref.	L (mm)	D (mm)	Defor. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_{s-corr} (MPa)
PP01-A01	14,1	48,9	0,721	48,2	8,45	2389,74	2319,77	3,5	3,6
PP01-A02	18,7	48,9	0,860	48,0	10,24	2390,23	2306,88	4,3	4,4
PP01-A03	23,0	48,9	0,940	47,9	11,84	2388,77	2297,76	5,0	5,2
PP01-A04	29,0	48,9	1,051	47,9	13,72	2392,92	2291,20	5,7	6,0
PP01-A05	33,7	48,9	1,072	47,8	12,69	2390,97	2287,28	5,3	5,5
PP01-A10	30,5	49,1	0,918	48,1	10,42	2406,39	2317,17	4,3	4,5
PP01-A11	39,8	49,0	0,766	48,2	10,11	2401,98	2327,48	4,2	4,3
PP01-A12	44,2	49,1	0,850	48,2	10,22	2406,39	2323,72	4,2	4,4

Tabla – 71: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial en la roca de la planta de Áridos de Guerola

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltz de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
PP01-A00	48,77	137,0	2,8	25,1	88,9	71,60	0,29



Tabla – 72: Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras de la planta de Áridos de Guerola.

Ref.	Deterioro en inmersión	$n_{e(24)}$ (%)	γ_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G_s		
				2,70	2,75	2,80
PP01-A00	Ninguno	6,4	25,1	6,9	8,6	10,2
PP01-A01	Ninguno	4,5	26,2	3,1	4,8	6,5
PP01-A02	Ninguno	5,0	25,9	4,1	5,8	7,5
PP01-A03	Ninguno	5,1	25,9	4,0	5,7	7,4
PP01-A04	Ninguno	5,1	25,9	4,0	5,8	7,5
PP01-A05	Ninguno	5,4	25,8	4,6	6,3	8,0
PP01-A10	Ninguno	5,3	25,8	4,4	6,2	7,8
PP01-A11	Ninguno	5,9	25,6	5,1	6,8	8,5
PP01-A12	Ninguno	7,5	25,0	7,5	9,2	10,8

5.7. Ensayos con muestras de un talud en Puebla de Arenoso (Castellón).

Puebla de Arenoso se sitúa en la comarca de Alto Mijares en la provincia de Castellón. El término municipal se compone de cuatro núcleos de población: Puebla de Arenoso, Los Calpes, La Monzona y Los Cantos. El municipio tiene una superficie de 36,30 Km², con una altura que oscila entre los 600 m.s.n.m. a nivel del pantano y los 1013 m del Monte Sabina. La muestra de roca se recogió de un talud de la carretera CV-20 cerca a Puebla de Arenoso (Figura nº 91).



FIGURA – 91: TALUD DE DONDE SE RECOGIO LA ROCA DE LA PUEBLA DE ARENOSO.

Del talud cerca de Puebla de Arenoso, se tomo una muestra de piedra en rama que se llevo al laboratorio de la UPV, donde fue tallada, obteniéndose 10 probetas cilíndricas.

Los materiales más antiguos del municipio se encuentran datados en el Turoniense (Cretácico Superior). Su afloramiento en el municipio es mínimo apareciendo en la parte noroccidental. Se trata de una Alternancia regular de

calizas laminadas, margocalizas y margas en bancos decimétricos a métricos, habitualmente se denominan "Calizas Turonienses". La apariencia de la serie es una alternancia, en ocasiones métrica, de caliza masiva y marga o margocaliza menos resaltante. Dicha unidad pierde carbonato lateralmente apareciendo alternancias con menor contenido de calizas que se han denominado Alternancias de margas, margocalizas y calizas. Dicha serie va ocupando horizontes cronoestratigráficos sucesivamente más altos, de modo que durante el Coniaciense y el Santoniense es una de las facies volumétricamente más representativas. Constituyen una franja importante que bordea la Sierra de Badaya y el norte del municipio (ver anexos nº 1).

Con la roca se han realizado 21 ensayos, con la siguiente distribución:

- 9 ensayos de resistencia a Carga Puntual:
 - 9 ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas a carga diametral
- 1 ensayo de resistencia a compresión uniaxial, con medición de deformaciones axiales y diametrales.
- 10 ensayos de alterabilidad por inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz a 24 horas.
- 1 ensayo de peso específico de las partículas.

En la Tabla nº 73 se recopilan los ensayos realizados a la roca de la Puebla de Arenoso y en las Tablas nº 74, 75, 76, se muestran los resultados obtenidos.

Tabla – 73: Resumen de los ensayos realizados con las muestras del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso.

Muestras de piedra en rama tomadas en campo	Ensayos de campo		Ensayos de laboratorio				
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	
PA	-	-	PA01-A00	RCS (50 mm)	PA01-A00	IE, GS	
	-	-	PA01-A01	PLT (cd / v / d)	PA01-A01	IE	
	-	-	PA01-A02	PLT (cd / v / d)	PA01-A02	IE	
	-	-	PA01-A03	PLT (cd / v / d)	PA01-A03	IE	
	-	-	PA01-A04	PLT (cd / v / d)	PA01-A04	IE	
			PA01-A05	PLT (cd / v / d)	PA01-A05	IE	
	-	-	PA01-A09	PLT (cd / v / d)	PA01-A09	IE	
	-	-	PA01-A10	PLT (cd / v / d)	PA01-A10	IE	
	-	-	PA01-A11	PLT (cd / v / d)	PA01-A11	IE	
	-	-	PA01-A12	PLT (cd / v / d)	PA01-A12	IE	
	Total	0		21			

LEYENDA:	PLT (xx / x / x)	(xx / - / -)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral	br = probeta en bloque irregular
	Ens. carga puntual	(- / x / -)	ca = probeta cilíndrica, carga axial	bi = probeta en bloque irregular
		(- / - / x)	v = ensayo válido	n = ensayo nulo
		(- / - / x)	d = probeta de dimensiones normativas	f = dimensiones fuera de norma
	RCS (D mm)	= Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm)		
	IE	= Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca)		
GS	= Ensayo para la determinación del peso específico de las partículas			
DD	= Ensayo de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability Index)			

Tabla – 74: Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso (muestras cilíndricas con carga diametral).

Ref.	L (mm)	D (mm)	Defor. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_{s-corr} (MPa)
PA01-A01	14,0	48,9	0,741	48,1	5,81	2386,57	2314,72	2,4	2,5
PA01-A02	18,8	48,9	0,842	48,0	12,53	2388,77	2307,17	5,2	5,4
PA01-A03	23,6	48,9	0,884	48,0	14,85	2389,50	2303,86	6,2	6,4
PA01-A04	28,5	48,9	0,943	47,9	15,56	2387,79	2296,52	6,5	6,8
PA01-A05	33,8	48,9	0,847	48,0	14,42	2389,01	2306,93	6,0	6,3
PA01-A09	39,7	48,9	0,639	48,2	7,86	2387,30	2325,26	3,3	3,4
PA01-A10	48,7	48,9	2,757	46,1	13,11	2390,97	2128,95	5,5	6,2
PA01-A11	37,5	48,8	0,766	48,0	15,29	2377,05	2302,94	6,4	6,6
PA01-A12	47,0	48,9	0,769	48,1	12,56	2390,48	2315,87	5,3	5,4

Tabla – 75: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial de una roca del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
PA01-A00	48,92	135,5	2,8	25,6	128,3	117,56	0,24



Tabla – 76: Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras del desprendimiento de un talud en Puebla de Arenoso.

Ref.	Deterioro en inmersión	$n_{e(24)}$ (%)	γ_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G_s		
				2,70	2,75	2,80
PA01-A00	Ninguno	1,4	25,6	5,2	6,9	8,6
PA01-A01	Ninguno	4,1	25,0	7,4	9,1	10,7
PA01-A02	Ninguno	0,9	26,1	3,3	5,1	6,8
PA01-A03	Ninguno	0,9	26,1	3,2	5,0	6,7
PA01-A04	Ninguno	1,0	26,1	3,3	5,1	6,8
PA01-A05	Ninguno	1,9	25,7	4,8	6,5	8,2
PA01-A09	Ninguno	3,5	24,9	7,7	9,4	11,0
PA01-A10	Ninguno	0,8	26,2	3,1	4,9	6,6
PA01-A11	Ninguno	0,9	26,1	3,3	5,0	6,7
PA01-A12	Ninguno	4,2	24,9	7,7	9,4	11,0

5.8. Ensayos con muestras de desmontes de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida (Alicante).

La empresa constructora, Puentes y Calzadas Infraestructuras, es la encargada de las obras de la autovía a su paso por el puerto de Albaida. La actuación es de una gran trascendencia, porque era el único tramo de la autovía central que estaba pendiente de inicio, y su ejecución supondrá completar una infraestructura viaria largamente demandada.

Las obras del tramo del puerto de Albaida fueron adjudicadas por el Ministerio de Fomento a la empresa Puentes y Calzadas Infraestructuras S.L.U., con un presupuesto de 22,9 millones de euros. El trazado, de ocho kilómetros de longitud, conectará por el sur con el proyecto Cocentaina – Muro, actualmente en fase de ejecución, y por el norte con el tramo de la autovía central ya en servicio, a la altura de Albaida.

Salvo en determinados puntos, la sección de la autovía se obtendrá aprovechando la plataforma existente de la carretera N-340 (Figura nº 92). Además, el tramo está muy condicionado por la ladera de la Sierra de Benicadell y la cabecera del río Albaida, que circula en paralelo al trazado.



FIGURA – 92: TRAMO DE LA ANTIGUA N-340, APROVECHADO PARA LA AMPLIACIÓN DE LA A-7.

El proyecto contempla dos viaductos precisamente para salvar el río, así como dos enlaces. Uno de ellos estará situado en el mismo puerto, con un paso superior, y servirá de conexión a las propiedades colindantes. El segundo estará ubicado entre el kilómetro 6,9 y el final, y dispondrá de dos pasos inferiores. Este enlace remodelará la conexión actual con el acceso a Albaida y con la carretera CV – 617 de Atzaneta d'Albaida.

De la obras, se llevo al laboratorio de Ingeniería del Terreno una muestra de piedra en rama, de donde se obtuvieron 8 testigos cilíndricas.

La geología esta constituida el 90 por 100 de los afloramientos, identificados como senonienses sobre la Sierra de Mariola, existiendo tanto sobre el flanco N. como en el compartimiento axial hundido y en la caída meridional, en este último lugar, que permite un levantamiento estratigráfico más preciso. Sus 100 m de espesor están constituidos por una sucesión de calizas microcristalinas arcillosas muy semejantes a las anteriores, pero dispuestas en estratificación fina, ondulada y a veces hojosa. Interbancos de margas amarillentas son muy frecuentes, particularmente hacia el techo del paquete. El último banco muestra una superficie ferruginosa que da paso a las facies garumnienses (ver anexo nº 1).

Con la roca se han realizado 19 ensayos, con la siguiente distribución:

- 8 ensayos de resistencia a Carga Puntual:
 - 8 ensayos de laboratorio con probetas cilíndricas a carga diametral
- 1 ensayo de resistencia a compresión uniaxial, con medición de deformaciones axiales y diametrales.
- 9 ensayos de alterabilidad por inmersión estática con determinación de la porosidad eficaz a 24 horas.
- 1 ensayo de peso específico de las partículas.

En la Tabla nº 77 se recopilan los ensayos realizados a la roca de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida y en las Tablas nº 78, 79, 80, se muestran los resultados obtenidos.

Tabla – 77: Resumen de los ensayos realizados con las muestras de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida.

Muestras de piedra en rama tomadas en campo	Ensayos de campo		Ensayos de laboratorio			
	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo	Ref.	Tipo de ensayo
PAL	-	-	PAL01-A00	RCS (50 mm)	PA01-A00	IE, GS
	-	-	PAL01-A01	PLT (cd / v / d)	PA01-A01	IE
	-	-	PAL01-A02	PLT (cd / v / d)	PA01-A02	IE
	-	-	PAL01-A03	PLT (cd / v / d)	PA01-A03	IE
	-	-	PAL01-A04	PLT (cd / v / d)	PA01-A04	IE
	-	-	PAL01-A05	PLT (cd / v / d)	PA01-A05	IE
	-	-	PAL01-A09	PLT (cd / v / d)	PA01-A09	IE
	-	-	PAL01-A10	PLT (cd / v / d)	PA01-A10	IE
	-	-	PAL01-A12	PLT (cd / v / d)	PA01-A11	IE
Total	0		19			

LEYENDA:	PLT (xx / x / x)	(xx / - / -)	cd = probeta cilíndrica, carga diametral	br = probeta en bloque irregular
	Ens. carga puntual	(-- / x / -)	(- / - / x)	ca = probeta cilíndrica, carga axial
			v = ensayo válido	n = ensayo nulo
			d = probeta de dimensiones normativas	f = dimensiones fuera de norma
RCS (D mm)	= Ensayo de resistencia a compresión uniaxial (Diámetro de la probeta en mm)			
IE	= Ensayo de inmersión estática (con determinación de la porosidad eficaz y la densidad seca)			
GS	= Ensayo para la determinación del peso específico de las partículas			
DD	= Ensayo de durabilidad al desmoronamiento (Slake Durability Index)			

Tabla – 78: Resultados de los ensayos PLT realizados en la roca de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida (muestras cilíndricas con carga diametral).

Ref.	L (mm)	D (mm)	Deform. (mm)	D (correg) (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e^2 (correg) (mm ²)	I_s (MPa)	I_s -corr (MPa)
PAL01-A01	13,9	48,9	0,945	47,9	4,44	2387,54	2296,09	1,9	1,9
PAL01-A02	19,3	48,9	0,668	48,2	3,62	2387,06	2322,23	1,5	1,6
PAL01-A03	23,9	48,9	0,763	48,1	8,13	2386,32	2312,36	3,4	3,5
PAL01-A04	28,4	48,9	0,657	48,2	6,41	2389,25	2325,46	2,7	2,8
PAL01-A05	33,5	48,8	0,636	48,1	6,05	2376,56	2314,96	2,5	2,6
PAL01-A09	28,6	48,9	0,526	48,4	5,92	2390,97	2339,80	2,5	2,5
PAL01-A10	33,2	48,8	0,981	47,9	10,15	2386,08	2291,20	4,3	4,4
PAL01-A12	47,0	49,0	0,288	48,7	4,35	2397,57	2369,45	1,8	1,8



Tabla – 79: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial en la roca de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida.

Ref.	D (mm)	L (mm)	Esbeltez de la probeta	γ (kN/m ³)	RCS (MPa)	E (GPa)	ν -
PAL01-A00	48,84	127,2	2,6	26,3	57,9	48,68	0,26

Tabla – 80: Resultados de los ensayos de alterabilidad y determinación de propiedades índice realizados con las muestras de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida.

Ref.	Deterioro en inmersión	$n_{e(24)}$ (%)	γ_d (KN/m ³)	Valores de n (%), según G_s		
				2,70	2,75	2,80
PAL01-A00	Ninguno	1,7	26,3	2,7	4,4	6,1
PAL01-A01	Ninguno	2,4	25,9	4,0	5,7	7,4
PAL01-A02	Ninguno	2,6	25,8	4,3	6,1	7,7
PAL01-A03	Ninguno	2,0	26,0	3,7	5,4	7,1
PAL01-A04	Ninguno	2,2	25,9	4,2	5,9	7,6
PAL01-A05	Ninguno	2,1	25,9	4,0	5,7	7,4
PAL01-A09	Ninguno	2,0	26,5	1,7	3,5	5,2
PAL01-A10	Ninguno	2,0	26,5	1,8	3,6	5,3
PAL01-A12	Ninguno	2,5	26,0	3,8	5,6	7,3



(Página dejada en blanco deliberadamente)



Contenido

1. Introducción
2. Sobre la distribución de los tamaños
3. Estudio por tandas de ensayos de la CV – 13
4. Análisis conjunto por niveles de resistencia
5. Resumen y contraste de resultados de la CV – 13
6. Verificación de la relación de L/D en el PLT
7. Correlación entre el PLT y la RCS

6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

6.1. Introducción

En este capítulo se van a analizar los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a la Carga Puntual y de resistencia a compresión uniaxial, con probetas de dimensiones normativas¹⁴, procedentes de los ocho puntos de la Comunidad Valenciana.

El análisis se realizará en tres vertientes principales:

- ❑ Cálculo de la resistencia a Carga Puntual $I_{s(50)}$; este cálculo se puede realizar de diversas formas:
 - Cuando se dispone de un único ensayo, de una muestra determinada, se calcula el $I_{s(50)}$ mediante el factor de corrección de forma normativo $F = (D_e / 50)^\alpha$, tomando α el valor de 0,45.
 - Cuando se dispone de varios ensayos con probetas de la misma muestra como dice la norma, se determina el valor de P_{50} . (con el ajuste en doble escala logarítmica de los puntos $P - D_e^2$)¹⁵ y de él se obtiene el $I_{s(50)}$ (este valor de $I_{s(50)}$ será, generalmente, la mejor determinación posible).

¹⁴ En cuanto a los resultados con los ensayos de probetas con dimensiones no normativas, como se dijo, en el presente trabajo se intentaba de recopilar datos para futuras investigaciones.

¹⁵ Dado que los puntos presentan generalmente un coeficiente de determinación bastante elevado, pero no se aprecian claramente alineados (tal y como aparecen en las normas, donde no indican que grado de alineación debe alcanzarse), se ha realizado, para cada ajuste, un análisis de sensibilidad para tomar los puntos más adecuados.



- Finalmente, cuando se esté en una situación intermedia, entre 2 ó 3 ensayos, se aplican los dos procedimientos anteriores, puede que el ajuste $P - D_e^2$ no es el más representativo y su aplicación sirva solo de forma orientativa.

- Obtención de un nuevo factor de corrección por tamaño, que se denominará F^* , que diferirá del coeficiente F indicado en la norma en el exponente α que lo define; el nuevo exponente se denominará α^* y se relacionará con el exponente B de la correlación $P = A (D_e^2)^B$ que se utiliza para obtener el valor de P_{50} .

- Correlación entre el índice de Resistencia a Carga Puntual $I_{s(50)}$ y la Resistencia a Compresión Simple, $RCS = \beta \times I_{s(50)}$.

6.1.1. Cálculo de la resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$.

Para cada una de las dos campañas (y dentro de cada campaña, para cada tanda por separado y en conjunto) se van a obtener, siempre que se disponga de datos suficientes, los siguientes valores:

- Los valores del $I_{s(50)}$ para cada probeta individual, mediante el factor de corrección por forma F establecido en la normativa. A esos valores individuales se les denominará $I_{s(50),F}$ y se obtendrá el valor medio por tres procedimientos distintos:
 - La media de todos los valores, que será meramente indicativa.
 - La media eliminando los valores más altos y más bajos¹⁶, que generalmente será el valor más adecuado.
 - La media seleccionando los valores que se eliminan¹⁷; este procedimiento puede ser el más adecuado si se realiza con criterio, pero también puede prestarse a “intervencionismos” sesgados.
- Los valores medios de $I_{s(50),F}$ para cada grupo de probetas procedentes de la misma submuestra. Estos valores medios también se obtendrán (cuando haya número suficiente para ello) de la misma forma que antes:
 - La media de todas las determinaciones de una submuestra.
 - La media eliminando los valores más altos y más bajos.
 - La media seleccionando los valores que se eliminan.

¹⁶ Según la norma UNE 22950, para 10 determinaciones válidas se eliminarán los dos valores más bajos y los dos más altos; si el número de determinaciones es significativamente menor de 10, se eliminarán solo uno por cada extremo.

¹⁷ Por ejemplo, puede ocurrir que los valores más bajos estén muy cercanos al resto de los valores mientras que los altos no, en ese caso se eliminarían solamente los altos, o puede haber uno alto y tres bajos significativamente diferentes, etc.

De las medias anteriores se obtendrá, a su vez, el valor medio conjunto utilizando los tres procedimientos ya indicados.

- El valor de $I_{s(50)}$ para cada grupo de submuestras, correspondiente al P_{50} , de ese grupo de submuestras, obtenido el P_{50} mediante el ajuste lineal de los puntos ($P ; D_e^2$) en doble escala logarítmica.

De estos valores de $I_{s(50)}$ también se obtendrán las medias generales por los tres procedimientos indicados.

- El valor de $I_{s(50)}$ obtenido con el P_{50} resultante del ajuste de todo el conjunto de determinaciones.

Para la adopción, este último valor de P_{50} se hará un estudio de la correlación ($P ; D_e^2$) en doble escala logarítmica, siguiendo las instrucciones de la normativa que, recordemos indican (UNE 22950):

“Para realizar la corrección por tamaño de manera precisa, se ensaya una muestra con variedad de tamaños y se traza la gráfica que muestra la relación entre P y D_e^2 , que, empleando coordenadas logarítmicas, es generalmente un línea recta (véase Figura 7 [Figura nº 32 de este estudio]). Los puntos que se desvían sustancialmente de la línea recta se ignoran (aunque no deben ser suprimidos). El valor de P_{50} correspondiente a $D_e^2 = 2500 \text{ mm}^2$ se obtiene por interpolación, y en caso necesario por extrapolación, y se calcula el índice de resistencia a Carga Puntual y tamaño corregido como $P_{50} / 50^2$.”

Como se verá más adelante, los puntos que se obtienen al ensayar una muestra con distintos tamaños de probeta, aparecen generalmente bastante alineados y resulta difícil determinar cuales deben ignorarse.



La apariencia visual de la alineación, puede depender de las escalas utilizadas para la representación gráfica, pero los valores elevados del coeficiente de correlación (superiores generalmente a $R^2 = 0,85$) indican la verdadera alineación.

Por ello, cuando hayan datos suficientes, se realizará un estudio de la correlación en el sentido de determinar que puntos deben ignorarse; esto permitirá también “afinar” en la estimación del exponente α de la expresión de la corrección por tamaño F.

6.1.2. Obtención del nuevo factor de corrección por tamaño.

Del análisis de las expresiones que definen los valores de la carga de rotura P_{50} y del coeficiente de corrección por tamaño F , puede encontrarse una relación entre el exponente α de F y el exponente B de P_{50} (Serón, 2008).

En efecto, siendo P_e y D_e los valores de la carga de rotura y del diámetro equivalente obtenidos en un ensayo, está claro que utilizar el coeficiente de corrección por tamaño F es una forma indirecta de asumir un valor para P_{50} :

$$\left. \begin{aligned} I_{s(50)} &= \frac{P_{50}}{50^2} \\ I_{s(50)} &= F \cdot \frac{P_e}{D_e^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow P_{50} = \frac{F \cdot P_e \cdot 50^2}{D_e^2} \quad (86)$$

Y, teniendo en cuenta la definición normativa de F :

$$\left. \begin{aligned} F &= \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \\ P_{50} &= \frac{F \cdot P_e \cdot 50^2}{D_e^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow P_{50} = P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e} \right)^{1,55} \quad (87)$$

El valor de P_{50} se obtiene del ajuste lineal, en una doble escala logarítmica, de los puntos experimentales obtenidos (P_{ei} ; D_{ei}), donde P_{ei} es la carga para la que se ha producido la rotura de una muestra, con un diámetro equivalente D_{ei} ; dicho ajuste lineal tiene por ecuación genérica:

$$P = A \cdot (D_e^2)^B \quad (88)$$

Si se dispone de un punto (P_e ; D_e) totalmente correcto, cumplirá que:

$$P_e = A \cdot (D_e^2)^B \rightarrow A = \frac{P_e}{(D_e^2)^B} \quad (89)$$

Y por tanto:

$$P_{50} = A \cdot (50^2)^B = \frac{P_e}{(D_e^2)^B} \cdot (50^2)^B = P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e}\right)^{2 \cdot B} \quad (90)$$

Igualando (75) y (78), se tiene que:

$$\left. \begin{aligned} P_{50} &= P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e}\right)^{1,55} \\ P_{50} &= P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e}\right)^{2 \cdot B} \end{aligned} \right\} \rightarrow 2 \cdot B = 1,55 \rightarrow B = 0,775 \quad (91)$$

Es decir, el uso del factor de corrección F propuesto por la normativa, equivale a suponer que la recta de ajuste de los puntos (P_{ei} ; D_{ei}) tiene una pendiente con un valor de $B = 0,775$.

Con los datos de la campaña de la CV-13 se obtendrán una serie de valores de B y se podrá determinar el factor F que habría sido adecuado; la expresión del factor F, en función de B, puede obtenerse del siguiente modo:

$$\left. \begin{aligned} I_{s(50)} &= \frac{P_{50}}{50^2} \\ P_{50} &= P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e}\right)^{2 \cdot B} \end{aligned} \right\} \rightarrow \left. \begin{aligned} I_{s(50)} &= \frac{P_e \cdot \left(\frac{50}{D_e}\right)^{2 \cdot B}}{50^2} \\ I_{s(50)} &= F \cdot \frac{P_e}{D_e^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{2-2 \cdot B} \quad (92)$$

De esta forma, cuando se disponga de un solo ensayo para una litología determinada, si existe una pendiente B típica de esa litología, se podrá utilizar un factor de corrección por tamaño adecuado, con la expresión:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^\alpha \quad \text{siendo} \quad \alpha = 2 \cdot (1 - B) \quad (93)$$



En el presente trabajo se iniciará la comprobación, si existe, para las litologías estudiadas ese valor típico y cuanto se diferencia (exista como valor más o menos constante o sea disperso) del valor $B = 0,775$ que se desprende de la normativa.

6.2. Sobre la distribución de los tamaños de las muestras ensayadas

Las diversas normativas que recogen el modo de realización del ensayo PLT, dan indicaciones sobre las relaciones geométricas de las dimensiones de las probetas (ver apartado 4.8) pero no dan indicaciones respecto a la magnitud de dichas dimensiones.

Tan solo indican que, para el caso de bloque o de fragmentos irregulares, se escogerán con una dimensión media aproximadamente 50 ± 35 mm; esto posibilita, al bloque tener una dimensión W entre 15 mm y 85 mm y, teniendo en cuenta que se debe de cumplir la relación $0,3.W < D < W$, la distancia entre los puntos de aplicación de la carga (D) podrá estar comprendida entre 4,5 mm y 85 mm y la sección teórica de rotura entre $67,5 \text{ mm}^2$ y 7225 mm^2 que conduce a un diámetro equivalente (D_e) con los siguientes límites:

$$9,3 \text{ mm} < D_e < 95,9 \text{ mm} \quad (94)$$

La media de este intervalo es de 52,6 mm, muy cercana al valor de referencia del Índice Franklin de $D_e = 50,0$ mm, aunque el límite inferior parece claramente inadecuado y consideramos que no debe bajar de 20 mm; en cuanto al límite superior no debería plantear problemas (excepto de “capacidad” de la máquina de ensayo en rocas muy resistentes) y, en resumen, se puede plantear que un estudio del paso del I_s al $I_s(50)$ debe realizarse con una representatividad de tamaños de probeta en el intervalo:

$$20 \text{ mm} < D_e < 95 \text{ mm} \quad (95)$$

En la Figuras nº 93, 94 y 95 se muestra la distribución de los tamaños (D_e) de las probetas ensayadas en todas las campañas experimentales realizadas, el diagrama de caja y bigotes y el gráfico de dispersión respectivamente.

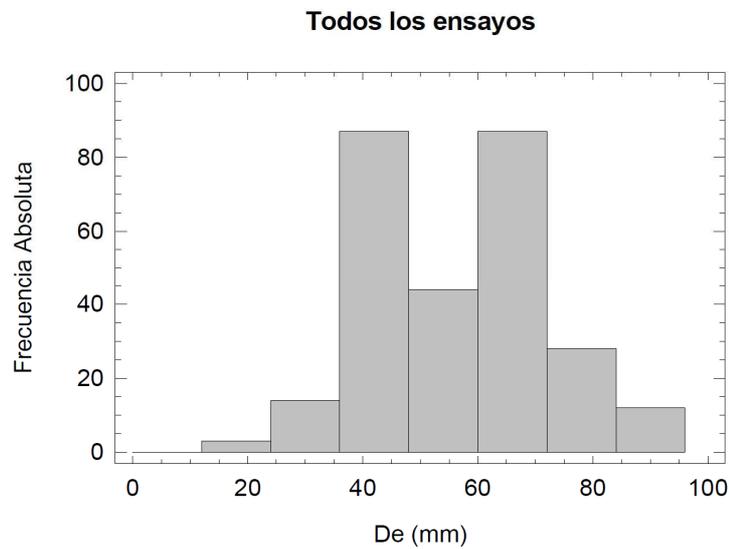


FIGURA – 93: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (CONSIDERANDO TODAS LAS CAMPAÑAS REALIZADAS).

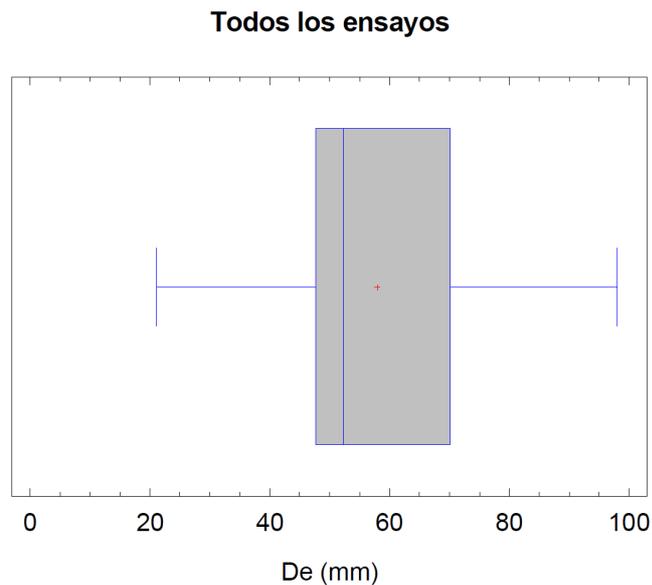


FIGURA – 94: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (CONSIDERANDO TODAS LAS CAMPAÑAS REALIZADAS).

Todos los ensayos

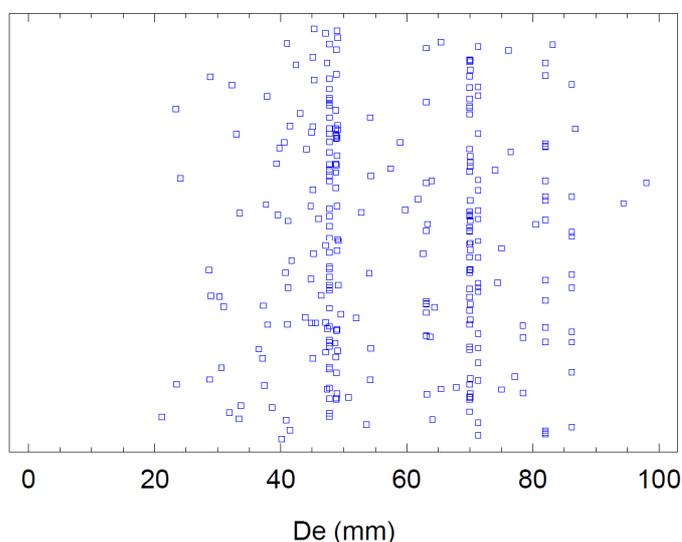


FIGURA – 95: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (CONSIDERANDO TODAS LAS CAMPAÑAS REALIZADAS).

Los estadísticos fundamentales del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en todas las campañas se presentan en la Tabla nº 81.

Tabla – 81: Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas (considerando todas las campañas).

Nº de datos	276	Primer cuartil	47,70
Mínimo	21,15	Segundo cuartil	70,10
Máximo	98,00	Rango intercuartílico	22,4
Media	57,97	Asimetría	0,11
Rango	76,85	Asimetría típica	0,76
Mediana	52,36	Curtosis tipificada	- 2,91
Moda	47,70	Coefficiente de variación	27,37 %
Varianza	251,75	¿Distribución normal?	Si
Desviación típica	15,87	Tipo de distribución	Normal

Lógicamente, se trata de una distribución normal (el coeficiente de asimetría se encuentra dentro del rango de ± 2 , entonces corresponde a una distribución normal). Se comprueba que existe relación entre las ocho campañas y, mientras que en la 1ª campaña (muestras de la CV-13) se ha cubierto un rango amplio de

tamaños, en la 2ª (muestras de los sondeos para el Túnel de Cullera) se han realizado los ensayos con los tamaños “impuestos” por los diámetros de los sondeos, en las campañas 3ª y 4ª, son de menor magnitud e influyen menos en el conjunto, en la 5ª campaña (Bellús) se manejan diferentes diámetros (desde 29 hasta 94 mm) y en las campañas 6ª, 7ª y 8ª solo se manejan diámetros aproximadamente de 50 mm.

En los puntos siguientes, para cada una de las campañas, se analizará la distribución de tamaños utilizados en cada una de ellas por separado.

6.2.1. Distribución de tamaños en las campañas de la CV – 13.

Con las muestras tomadas en las obras de la carretera CV – 13 se han realizado un total de 44 ensayos PLT, con probetas de dimensiones normativas, con la distribución de tamaños del diámetro equivalente (D_e) que se muestra en las Figuras nº 96, 97 y 98, cuyos estadísticos se resumen en la Tabla nº 82.

Tabla – 82: Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la campaña experimental con muestras de la CV – 13.

Nº de datos	44	Primer cuartil	32,63
Mínimo	21,15	Segundo cuartil	45,19
Máximo	63,68	Rango intercuartílico	12,56
Rango	42,53	Asimetría	0,28
Media	39,68	Asimetría típica	0,76
Mediana	40,32	Curtosis tipificada	- 0,12
Moda	45,14	Coefficiente de variación	24,57 %
Varianza	95,12	¿Distribución normal?	Si
Desviación típica	9,75	Tipo de distribución	Normal

Los ensayos realizados se distribuyen en dos campañas, correspondientes cada una a materiales más o menos homogéneos:

- ✓ La 1ª campaña (en campo y laboratorio), con probetas obtenidas de las muestras de piedra en rama referenciadas como Cn^0 y probetas de dimensiones normativas que se realizaron en la 1ª y 3ª tanda de ensayos.
- ✓ La 2ª campaña (de laboratorio), con probetas obtenidas de las muestras de piedra en rama referenciadas como Ln^0 , los ensayos con probetas de dimensiones normativas se realizaron en la 4ª y 5ª tanda.

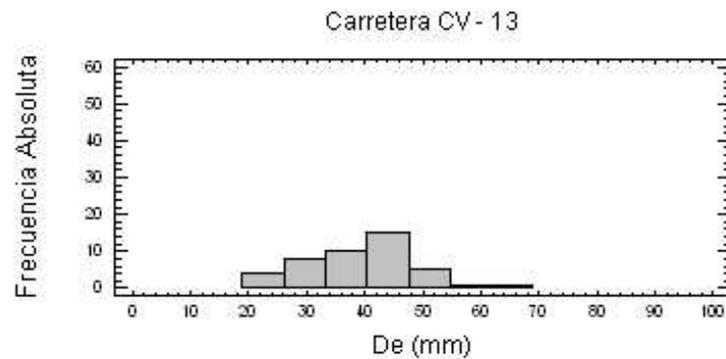


FIGURA – 96: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE LA CV – 13).

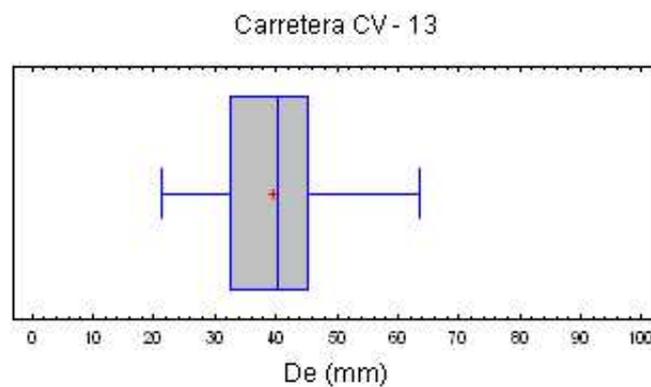


FIGURA – 97: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE LA CV – 13).

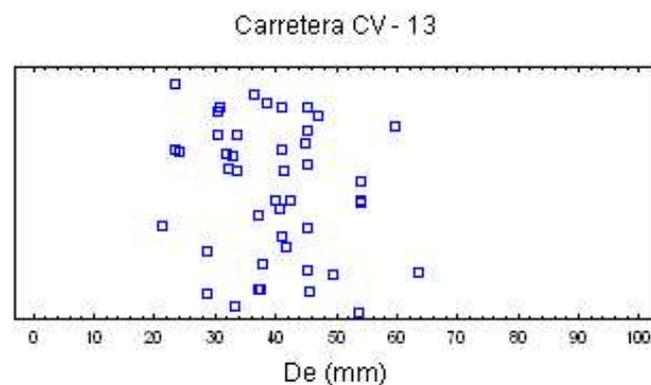


FIGURA – 98: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE LA CV – 13).

En la 1ª campaña se realizaron 13 ensayos (2 en la 1ª tanda, en campo, y 11 en la 3ª tanda, en laboratorio); con la distribución de tamaños del diámetro equivalente (D_e), que se muestra en las Figuras nº 99, 100 y 101, cuyos estadísticos se resumen en la Tabla nº 83.

Tabla – 83: Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la 1ª campaña experimental con muestras de la CV – 13.

Nº de datos	13	Primer cuartil	33,41
Mínimo	21,15	Segundo cuartil	45,50
Máximo	63,68	Rango intercuartílico	12,09
Rango	42,53	Asimetría	0,50
Media	40,77	Asimetría típica	0,74
Mediana	41,19	Curtosis tipificada	0,53
Moda	–	Coefficiente de variación	28,87 %
Varianza	138,61	¿Distribución normal?	Si
Desviación típica	11,77	Tipo de distribución	Normal

En la 2ª campaña se realizaron 31 ensayos (8 en la 4ª tanda y 23 en la 5ª tanda, todos en laboratorio); con la distribución de tamaños del diámetro equivalente (D_e) que se muestra en las Figuras nº 102, 103 y 104, cuyos estadísticos se resumen en la Tabla nº 84.

Tabla – 84: Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la 2ª campaña experimental con muestras de la CV – 13.

Nº de datos	31	Primer cuartil	32,26
Mínimo	23,43	Segundo cuartil	45,14
Máximo	54,21	Rango intercuartílico	12,88
Rango	30,78	Asimetría	0,01
Media	39,22	Asimetría típica	0,02
Mediana	39,81	Curtosis tipificada	– 0,77
Moda	45,14	Coefficiente de variación	22,82 %
Varianza	80,16	¿Distribución normal?	Si
Desviación típica	8,95	Tipo de distribución	Normal

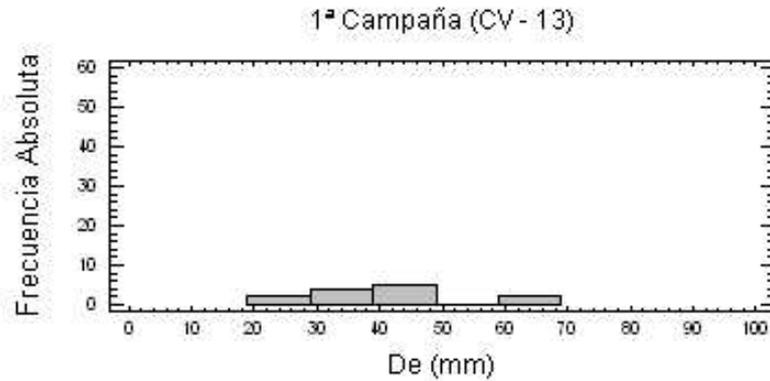


FIGURA – 99: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (1ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

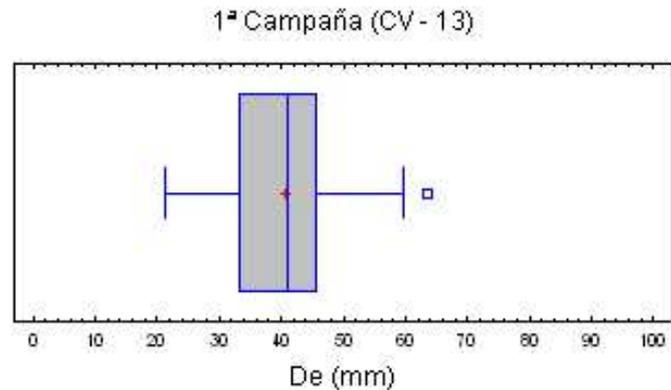


FIGURA – 100: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (1ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

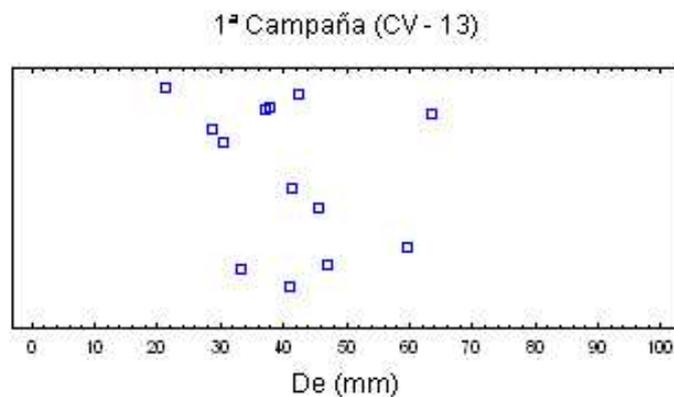


FIGURA – 101: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (1ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

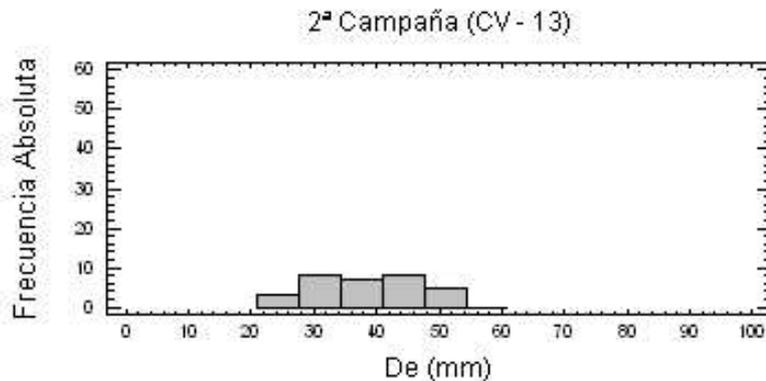


FIGURA – 102: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (2ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

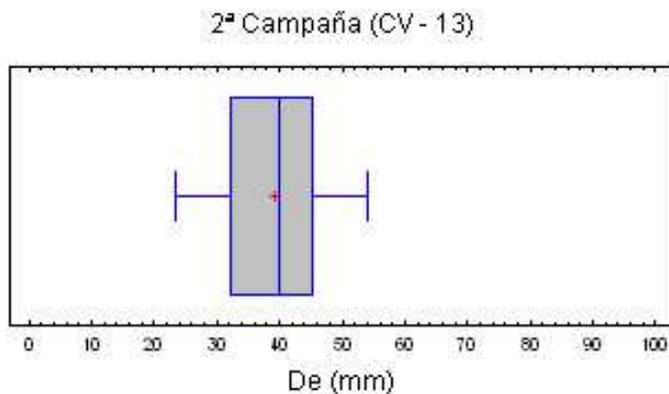


FIGURA – 103: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (2ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

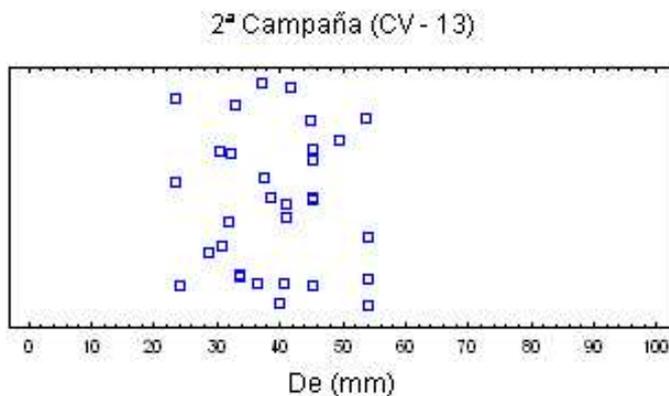


FIGURA – 104: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PROBETAS ENSAYADAS (2ª CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE LA CV – 13).

6.2.2. Distribución de tamaños en la cantera de Bellús.

Se han realizado un total de 24 ensayos de PLT con probetas con dimensiones normativas, con la distribución de tamaños del diámetro equivalente (D_e) que se muestra en las Figuras nº 105, 106 y 107, cuyos estadísticos se resumen en la Tabla nº 85.

Tabla – 85: Estadísticos del conjunto de tamaños de las probetas ensayadas en la campaña con muestras de cantera de Bellús.

Nº de datos	24	Primer cuartil	48,74
Mínimo	28,74	Segundo cuartil	51,75
Máximo	94,35	Rango intercuartílico	3,01
Rango	65,61	Asimetría	1,51
Media	51,55	Asimetría típica	3,01
Mediana	48,85	Curtosis tipificada	4,91
Moda	–	Coefficiente de variación	25,17 %
Varianza	168,37	¿Distribución normal?	No
Desviación típica	12,98	Tipo de distribución	–

Como se esperaba, no hay una distribución normal (el coeficiente de curtosis tiene un valor de 4,91, fuera del rango de ± 2 correspondiente a una distribución normal), entre otras cosas se han considerado ensayos de las tres campañas de ensayos con el PLT, mientras que en la 1ª y 3ª, son las que mas cantidad de ensayos tienen y tan solo se han realizado con el tamaño de 50 mm aproximadamente, en cambio en la 2ª tanda si se han tomado muestras de diferentes diámetros, desde 29 a 94 mm, pero con un número menor de muestras. En la gráfica de caja y bigotes de la distribución de los tamaños de las probetas ensayadas de la cantera de Bellús (Figura nº 106) se comprueba lo dicho anterior, la caja tiene el valor del primer y segundo cuartil muy cercano, quedando los valores del D_e de 28, 64, 74 y 94 mm muy alejados (puntos externos).

6.3. Estudio por tandas de ensayos de las campañas de la CV – 13

En la primera campaña se realizaron dos tandas con probetas con dimensiones normativas, la 1ª tanda en campo, con solo dos probetas (para “romper mano”) y la 3ª tanda con 11 probetas ensayadas en laboratorio.

6.3.1. Tandas de la 1ª campaña de la CV – 13.

1ª Tanda

Los resultados de la 1ª tanda se presentan en la Tabla nº 86.

Tabla – 86: Cálculo del $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 1ª Tanda de la CV – 13.

1ª Campaña de la CV - 13 (1ª tanda: ensayos de campo)		Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, I_{s50} (Mpa)									
		Mediante el factor de corrección por tamaño, F					Estimando la carga de rotura P_{50} (kN)				
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de submuestras			Según grupos de submuestras		Con todas las probetas ensayadas	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$	P_{50}	$I_{s(50)}$
C06 - A	59,76	19,62	1,0836	5,95	5,98	-	-	-	-	14,93	5,97
C12 - A	37,96	9,81	0,8834	6,02							
Valor medio	con todos los valores			5,98	-	-	-	-	-	-	-
	sin valores extremos			-	-	-	-	-	-	-	-
	con selección de valores			-	-	-	-	-	-	-	-

En este caso al disponer solo de dos determinaciones para la obtención de P_{50} se tienen dos puntos que, lógicamente, están alineados (ver Figura nº 108) y por tanto dan un coeficiente de correlación $R^2 = 1$, pero el valor obtenido de P_{50} podría ser muy incierto. Da la casualidad que se obtiene prácticamente el mismo valor de $I_{s(50)}$ con el factor de corrección F que con el P_{50} determinado gráficamente, lo cual parece indicar que el factor F es totalmente adecuado, pero no tiene por que ser así; la adecuación del factor F se comprobará, con el análisis de las siguientes tandas, en las que, al existir más de dos determinaciones, se obtendrá un P_{50} con más garantías.

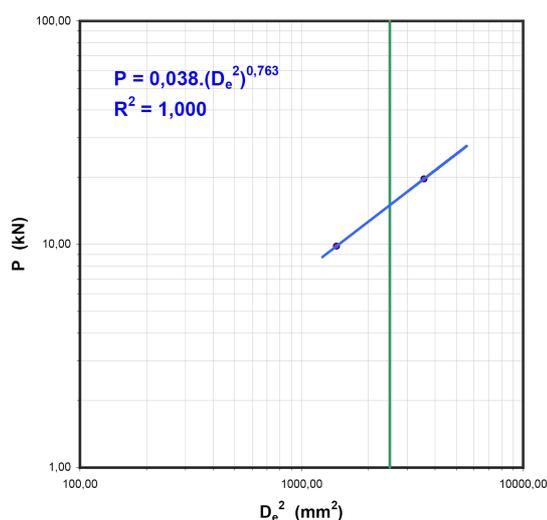


FIGURA – 108: AJUSTE $D_e^2 - P_{50}$ PARA LA 1ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13.

3ª Tanda

Los resultados de los ensayos de la 3ª tanda (la 2ª se realizó con muestras de dimensiones no normativas) se presentan en la Tabla nº 87.

Tabla – 87: Cálculo del $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 3ª Tanda de la CV – 13.

1ª Campaña de la CV - 13 (3ª tanda: ensayos de laboratorio)		Cálculo del índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)									
		Mediante el factor de corrección por tamaño, F				Estimando la carga de rotura P_{50} (kN)					
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de submuestras			Según grupos de submuestras		Con todas las probetas ensayadas	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$	P_{50} (*)	$I_{s(50)}$
C06 - C - L1	30,31	5,07	0,7984	4,41	4,41	-	-	-	-	11,33	4,53
C09 - C - L1	21,15	3,40	0,6790	5,15	5,04	-	-	12,20	4,88		
C09 - C - L2	42,43	9,56	0,9287	4,93							
C10 - C - L2	41,46	7,73	0,9191	4,13	4,52	-	-	0,06	0,03		
C10 - C - L3	41,19	9,09	0,9165	4,91							
C11 - C - L1	45,50	8,21	0,9585	3,80	3,55	-	-	6,50	2,60		
C11 - C - L2	47,14	7,53	0,9738	3,30							
C12 - C - L1	37,23	7,38	0,8757	4,67	4,67	-	-	-	-		
C15 - C - L1	33,41	5,46	0,8341	4,08	4,35	-	-	7,33	2,93		
C15 - C - L2	28,83	4,91	0,7806	4,61							
C20 - C - L1	63,68	15,44	1,1150	4,25	4,25	-	-	-	-		
Valor medio	con todos los valores		4,38	4,40	-	-	6,52	2,61	(*) Ver tabla de análisis de la correlación ($D_e ; P_{50}$)		
	sin valores extremos		4,44	4,44	-	-	6,91	2,77			
	con selección de valores		4,42	4,44	-	-	8,68	3,47			

Como puede observarse en la Tabla anterior, la media obtenida con los valores individuales es muy similar (ligeramente inferior) a la obtenida por grupos de submuestras y en los dos casos es mayor, cuando se eliminan los extremos (esto indica que los extremos inferiores pesan más que los superiores).

Cuando se trata de utilizar el P_{50} por subgrupos de muestras, dado que solo hay subgrupos de 2 muestras (en los de 1 sola no se puede aplicar) ocurre lo que se indicaba como previsible en la 1ª tanda, resultan valores dispersos e inciertos, aunque la media, seleccionando valores se aproxima algo a las anteriores (pero esto es algo “intervencionista”).

Para la obtención del P_{50} con todas las probetas ensayadas, se han incluido también, en principio, las muestras de la 1ª tanda, pues se observa, con cierta sorpresa¹⁸, que uno de los puntos de la 3ª tanda se alinea peor que los de la 1ª; el resto no, por eso esos tres puntos son los primeros que se van eliminando en el análisis de la correlación.

En la Figura nº 109 se presentan todos los puntos de la 3ª tanda y su recta de ajuste (en azul, más larga) y la recta (en rojo, más corta) que correspondería al exponente $B = 0,775$ del factor F que sugiere la norma; también se ha graficado la recta correspondiente al $D_e^2 = 2500 \text{ mm}^2$ (en verde, vertical).

La recta de ajuste obtenida en la Figura nº 109 tiene una pendiente $B = 0,665$, que implica un exponente para el factor F :

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = 0,67 \quad (96)$$

Pero dado que, al menos teóricamente, las muestras de la 1ª tanda son de la misma naturaleza que las de la 3ª, se ha optado por incluir en el ajuste también dichas muestras.

¹⁸ Las probetas de la 1ª tanda dan un $I_{s(50)}$ en torno a 6 MPa, mientras que las de la segunda, pese a que “teóricamente” proceden de los mismos fragmentos de piedra en rama, proporcionan un valor en torno a 4,4 MPa; numéricamente la diferencia parece pequeña, pero si consideramos la escala de $I_{s(50)}$ que suele utilizarse (ver Figura nº 34) el paso de 4,4 a 6 MPa supone, dentro del rango de resistencia muy alta, pasar de la zona baja de ese rango a la zona medio-alta del mismo.

En la Figura nº 110 se muestra dicho ajuste, que tiene una pendiente $B = 0,743$, prácticamente la que corresponde al factor F de la norma, que supone un exponente para dicho factor F :

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = 0,514 \quad (97)$$

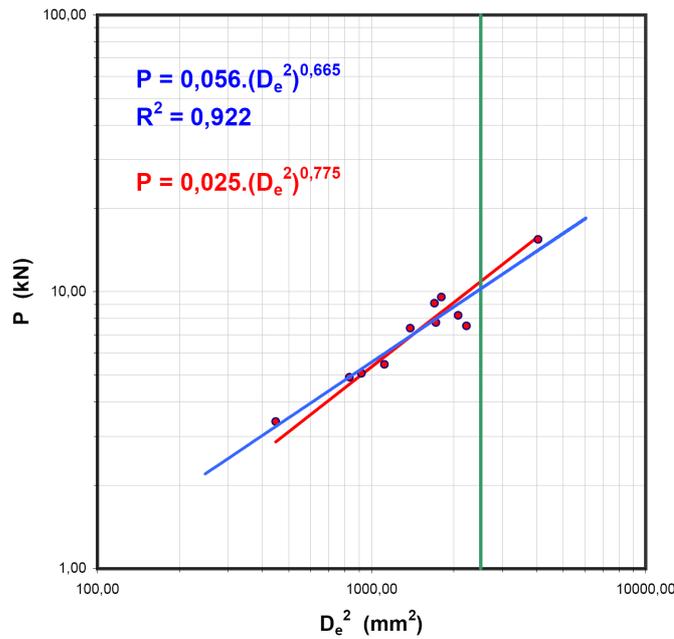


FIGURA – 109: AJUSTE $P - D_e^2$ PARA LA 3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13.

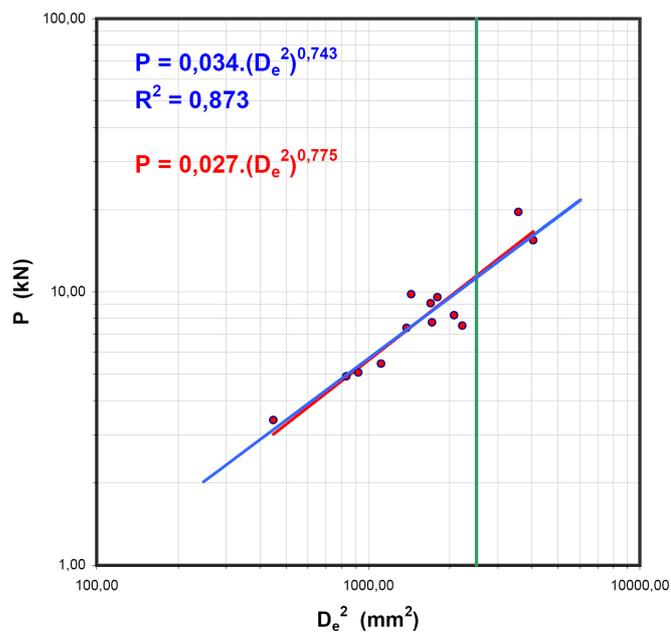


FIGURA – 110: AJUSTE $P - D_e^2$ PARA LA 1ª Y 3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13.

Tanto el ajuste con las determinaciones de la 3ª campaña como el correspondiente a la 1ª+3ª, presentan unos coeficientes de correlación altos o muy altos ($R^2 = 0,992$ y $R^2 = 0,873$ respectivamente), pero se observa que bastantes puntos “se desvían sustancialmente de la línea recta”¹⁹. Para decidir cuales se ignoran en la Tabla nº 88 se han ordenado los puntos de menor a menor residuo, para ir eliminando uno por uno, los de mayor residuo, hasta obtener el mejor ajuste con un número adecuado de puntos²⁰.

Se ha tomado, como ajustes más representativos, los correspondientes a 8, 7 y 6 puntos²¹. En la Figura nº 111 se presenta el ajuste para 7 puntos, con un R^2 prácticamente de 0,99 y una pendiente $B = 0,722$ que supone un exponente del factor F de:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = 0,556 \approx 0,56 \quad (98)$$

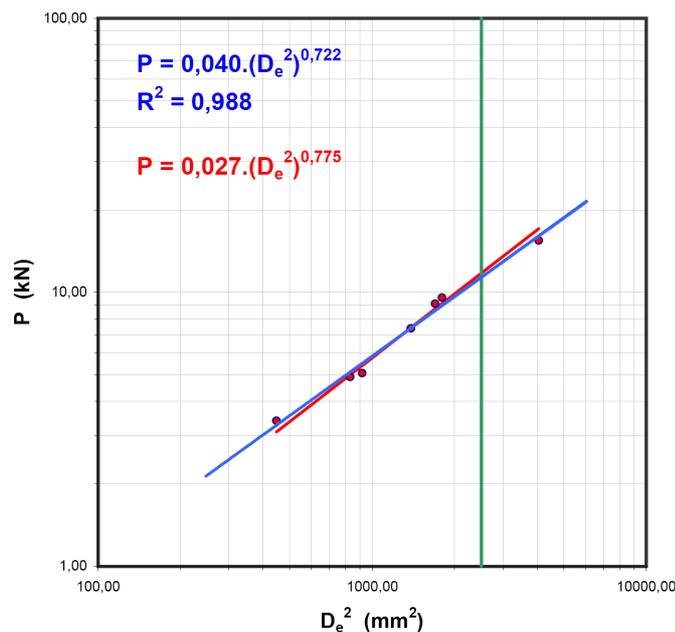


FIGURA – 111: AJUSTE $P - D_e^2$ CON LOS 7 PUNTOS MEJOR ALINEADOS (1ª Y 3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)

¹⁹ Como ya se dijo, esa desviación de la línea recta dependerá, con ese grado de correlación, de las escalas adoptadas para los ejes; en las gráficas dibujadas se ha adoptado un aspecto similar al que muestra la norma UNE 22950 (ver Figura nº 32).

²⁰ Lógicamente, los ajustes finales, con bajo número de puntos, podrán ser poco representativos.

²¹ Con más de 8 puntos no se alcanza $R^2 = 0,98$ y para 5 puntos desciende el valor de R^2 , y, aunque posteriormente sube, ya se trata de muy pocos puntos.

Tabla – 88: Estudio de la correlación $P - D_e^2$ de la 1ª y 3ª Tanda de la CV – 13.

Ref.	Parámetros de la correlación según los puntos tomados		Puntos	Coeficiente de regresión (R^2):																
	D_e^2 (mm ²)	P (kN)		A =	B =	P_{50} =	$I_{s(50)}$ =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
					0,0336	0,0275	0,0447	0,0448	0,0394	0,0421	0,0399	0,0422	0,0338	0,0351	0,0400	0,0228				
					0,7432	0,7740	0,7039	0,6997	0,7196	0,7126	0,7219	0,7125	0,7419	0,7338	0,7178	0,7991				
					11,26	11,73	11,01	10,69	10,99	11,10	11,33	11,13	11,21	10,94	11,00	11,83				
					4,51	4,69	4,41	4,28	4,40	4,44	4,53	4,45	4,48	4,38	4,40	4,73				
3ª Tanda de ensayos (Laboratorio)																				
C15 - C - L2	831,31	4,91	1	0,8734	0,9151	0,9152	0,9596	0,9716	0,9808	0,9875	0,9904	0,9881	0,9966	0,9986	1,0000					
C12 - C - L1	1385,92	7,38	2																	
C20 - C - L1	4054,76	15,44	3																	
C06 - C - L1	918,88	5,07	4																	
C10 - C - L3	1696,94	9,09	5																	
C09 - C - L1	447,41	3,40	6																	
C09 - C - L2	1799,95	9,56	7																	
C10 - C - L2	1718,66	7,73	8																	
C15 - C - L1	1116,10	5,46	9																	
C11 - C - L1	2070,68	8,21	10																	
C12 - A	1440,67	9,81	11																	
C06 - A	3571,44	19,62	12																	
C11 - C - L2	2222,02	7,53	13																	
			14																	
			15																	

Puntos	A	B	P_{50}	$I_{s(50)}$	R^2
1 / 5 / 7	0,0148	0,8630	12,67	5,1	1,0000
5 / 6 / 7	0,0368	0,7413	12,15	4,9	1,0000
6 / 11 / 13	0,1636	0,4979	8,05	3,2	0,9990
1 / 5 / 6 / 7	0,0324	0,7563	12,03	4,8	0,9922
2 / 5 / 7 / 9	0,0015	1,1678	13,94	5,6	0,9921

En la Tabla nº 89 se muestra la variación de los valores de R^2 , B y α con el número de puntos tomados para los sucesivos ajustes.

Tabla – 89: Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (1ª y 3ª Tanda de la CV – 13).

Nº de puntos	R^2	B	α
13	0,873	0,743	0,51
12	0,915	0,774	0,45
11	0,915	0,704	0,59
10	0,960	0,700	0,60
9	0,972	0,720	0,56
8	0,981	0,713	0,57
7	0,988	0,722	0,56
6	0,990	0,713	0,57
5	0,988	0,742	0,52
4	0,997	0,734	0,53
3	0,999	0,718	0,56
2	1,000	0,799	0,40

Con los valores de la Tabla nº 89 pueden establecer dos tipos de análisis:

- Determinar el exponente α correspondiente a la correlación más adecuada.
- Comprobar si el valor de α puede ser variable con el número de determinaciones realizadas.

En la Figura nº 112 se ha representado la variación de R^2 con el B correspondiente, y se plantean tres tipos de ajuste sin considerar las alineaciones P - D_e^2 que incluyen a los tres puntos menos alineados.

Para un ajuste lineal el B correspondiente a $R^2 = 1$ tendría un valor de 0,747.

Para un ajuste parabólico, el máximo coeficiente de correlación correspondería a un valor de B en torno a 0,730.

Es decir, α tomaría en cada caso unos valores de:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,747 & \rightarrow \alpha = 0,506 \\ B = 0,730 & \rightarrow \alpha = 0,540 \end{cases} \quad (99)$$

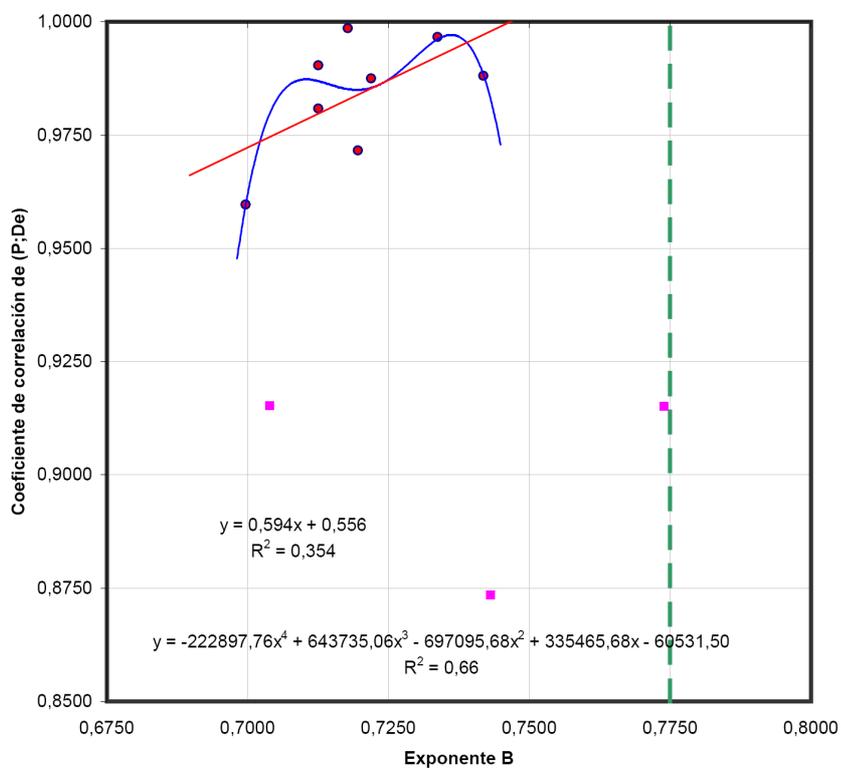
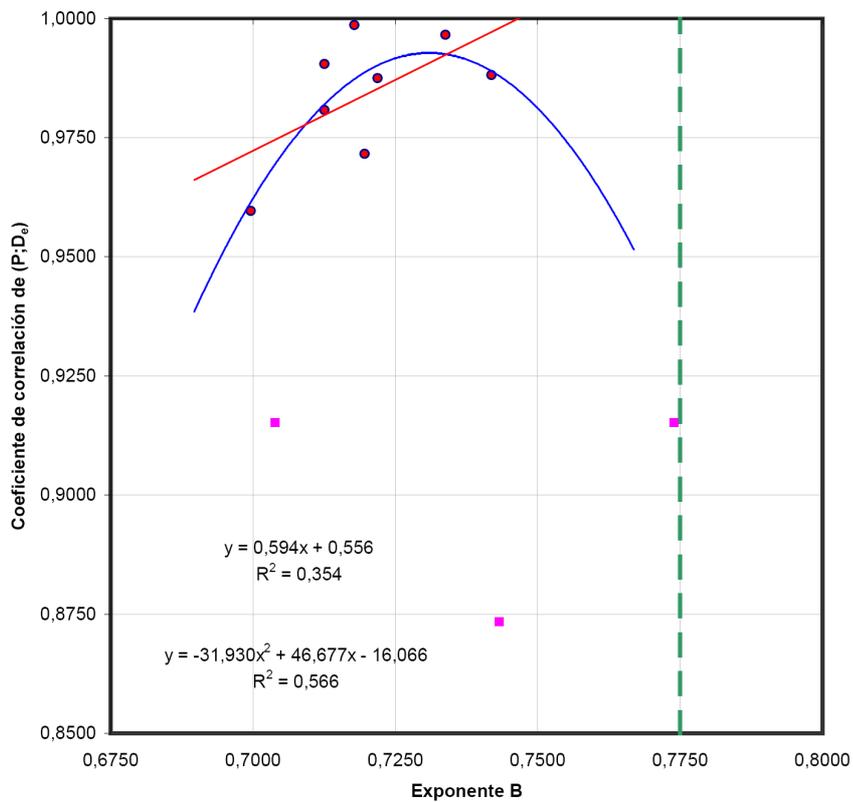


FIGURA – 112: VARIACIÓN DE B CON EL COEFICIENTE DE CORRELACIÓN (1ª Y 3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)

El tercer ajuste se propone, pensando en la posibilidad de que el valor de B óptimo no sea único, si no que dependa de algunas características específicas de las submuestras que, aún proviniendo todas de la misma muestra, diferencien unas de otras (microfisuras, porosidad, textura y distribución mineralógica, etc.)²².

Para ello se han tanteado ajustes polinomiales de diferentes grados, encontrándose que da resultados razonables el de 4º grado, que en el intervalo de valores de B considerados tiene dos máximos de R^2 , correspondientes a 0,710 y 0,736, con lo cual:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,710 & \rightarrow \alpha = 0,580 \\ B = 0,736 & \rightarrow \alpha = 0,528 \end{cases} \quad (100)$$

Finalmente se va a analizar la dependencia del exponente α obtenido con el número de ensayos realizados.

En la Figura nº 113 se ha representado la variación de α con el número de puntos (determinaciones) utilizados para el ajuste $P - D_e^2$ (ver Tabla nº 89), junto con las rectas horizontales correspondientes al valor de α normativo (0,45) y a la aproximación que puede, según la norma, utilizarse (0,50).

En dicha Figura se observa que para pocas determinaciones (menos de 4) el valor de α se encuentra dentro del rango normativo (0,45 – 0,50); recordemos que esas pocas determinaciones corresponden, en la Tabla nº 89, a los puntos que van quedando mejor alineados conforme se van eliminando los que presentan mayores residuos respecto al ajuste que considera a todos los puntos.

²² En realidad el valor de B debe ser único; lo que no sería único es la naturaleza de las muestras ensayadas; no tiene sentido pensar que, para una misma naturaleza de las muestras puedan existir distintos valores óptimos de B, a no ser que ello dependiese de alguna característica del ensayo (procedimiento, máquina de ensayo, número de ensayos, etc.) y no de las muestras y, como se indicará más adelante, esto sería muy complejo de analizar.

Conforme va aumentando el número de determinaciones involucradas se observa un crecimiento del valor de α , hasta alcanzar un valor máximo en torno a las 8 determinaciones, para caer de nuevo al intervalo normativo.

Esto puede ser debido a dos razones:

- Que el valor óptimo de α depende del número de ensayos realizados, lo cual no tiene mucho sentido y, si lo tuviese, sería muy complejo de analizar, necesitando un estudio estadístico muy amplio, en cuanto al tamaño del universo de estudio y del número de variables y profundidad de su conocimiento.
- Que el valor de α evolucione con el número de determinaciones hasta alcanzar un valor estable que sería el óptimo, y que la caída de la curva que se observa en la Figura nº 113 se deba a la inclusión de los puntos no representativos (señalados con círculo en la Figura).

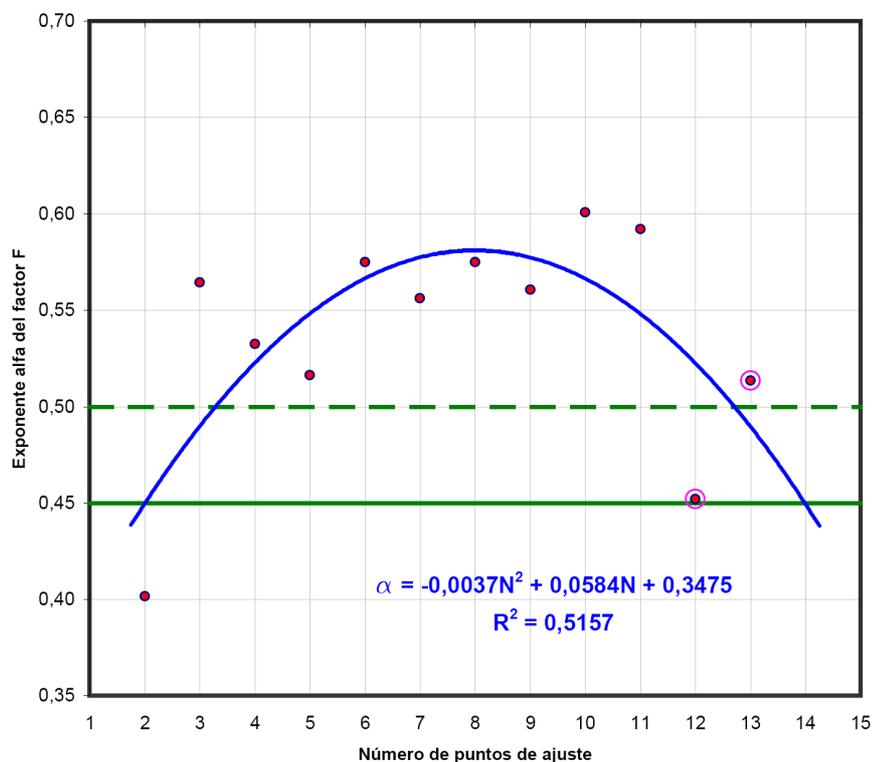


FIGURA – 113: VARIACIÓN DE α CON EL NÚMERO DE PUNTOS AJUSTADOS (1ª Y 3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)

En la Figura nº 114 se ha representado la evolución de α con el número de determinaciones, eliminado las dos determinaciones más alejadas de la tendencia general (números 12 y 13 de la Tabla nº 89).

El mejor ajuste posible ($R^2 = 0,65$) proporciona un crecimiento continuo de α con el número de determinaciones, aunque dicho crecimiento es decelerado.

Pero esto corresponde a un máximo de 11 determinaciones; cabe pensar que aumentando el número de determinaciones correctas, la tendencia debería ser asintótica al valor de α óptimo, por ejemplo, la curva roja de la Figura nº 114, trazada a estima, que parece indicar que el valor óptimo de α está en torno a 0,60.

Todo esto lo podremos comprobar mejor con el análisis de los resultados de la 2ª campaña de la CV – 13, con los ensayos normativos de la 4ª y 5ª tanda, con un total de 31 ensayos (8 y 23 respectivamente).

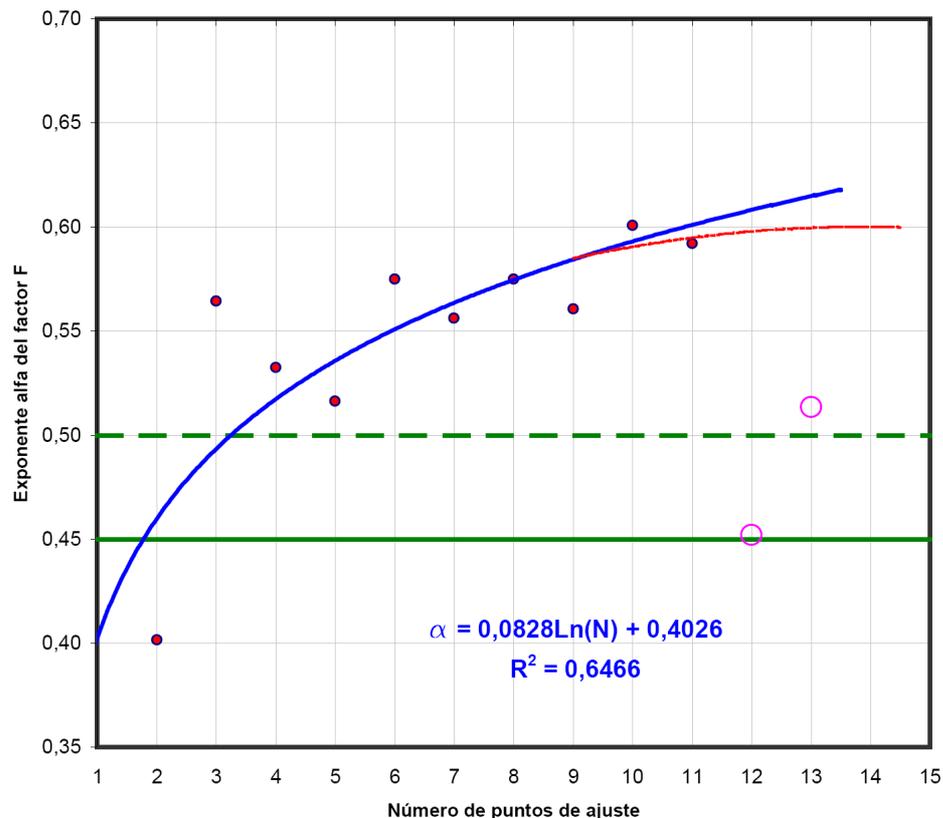


FIGURA – 114: VARIACIÓN DE α CON EL NÚMERO DE PUNTOS AJUSTADOS, SIN PUNTOS NO REPRESENTATIVOS (3ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)

6.3.2. Tandas de la 2ª campaña de la CV – 13.

En la segunda campaña se realizaron dos tandas de ensayos en laboratorio con probetas de dimensiones normativas, la 4ª tanda de 8 ensayos con probetas cilíndricas y la 5ª de 23 ensayos con probetas de bloque regular.

4ª Tanda

En la Tabla nº 90 se presentan los resultados de la 4ª tanda.

Tabla – 90: Cálculo del $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 4ª Tanda de la CV – 13.

2ª Campaña de la CV - 13 (4ª tanda: probetas cilíndricas)		Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)									
		Mediante el factor de corrección por tamaño, F					Estimando la carga de rotura P_{50} (kN)				
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de submuestras			Según grupos de submuestras		Con todas las probetas ensayadas	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$	P_{50}	$I_{s(50)}$
L01 - A6	54,06	11,40	1,0358	4,04	4,04	-	-	-	-	9,59	3,84
L02 - A2	54,18	3,42	1,0368	1,21	1,21	-	-	-	-		
L03 - A3	45,27	5,47	0,9563	2,55	2,55	-	-	-	-		
L04 - A5	45,14	14,29	0,9550	6,70	6,13	-	-	15,09	6,04		
L04 - A7	54,21	15,76	1,0370	5,56							
L05 - A3	45,14	4,83	0,9550	2,26	2,26	-	-	-	-		
L07 - A2	45,25	10,57	0,9561	4,93	4,93	-	-	-	-		
L08 - A3	45,10	9,29	0,9546	4,36	4,36	-	-	-	-		
Valor medio	con todos los valores		3,95	3,64	-	-	-	-	-	(*) Ver tabla de análisis de la correlación (D_e ; P_{50})	
	sin valores extremos		3,95	3,63	-	-	-	-	-		
	con selección de valores		4,44	4,44	-	-	-	-	-		

En este caso no existe prácticamente alineación de los valores de P frente a D_e^2 (ver Figura nº 115), por dos razones: se han utilizado solamente dos tamaños diferentes de muestras cilíndricas (45 y 54 mm de diámetro) y, aunque las probetas provienen de las mismas muestras de piedras en rama, no cabe duda que la heterogeneidad y/o anisotropía es muy acusada (de hecho, el valor de $I_{s(50)}$ obtenido con el factor de corrección F normativo tiene un intervalo amplio de variación, entre 1,2 y 6,7 MPa).

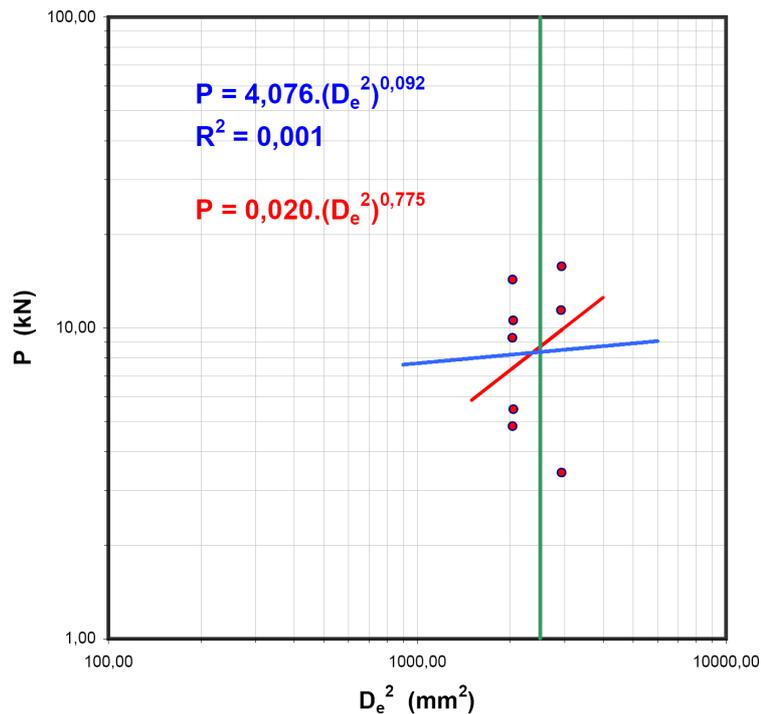


FIGURA – 115: AJUSTE $P - D_e^2$ PARA LA 4ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13.

El valor de $P_{50} = 9,95$ kN utilizado en la Tabla nº 89 se corresponde al ajuste con los 5 puntos mejor alineados (ver Tabla nº 91 y Figura nº 116).

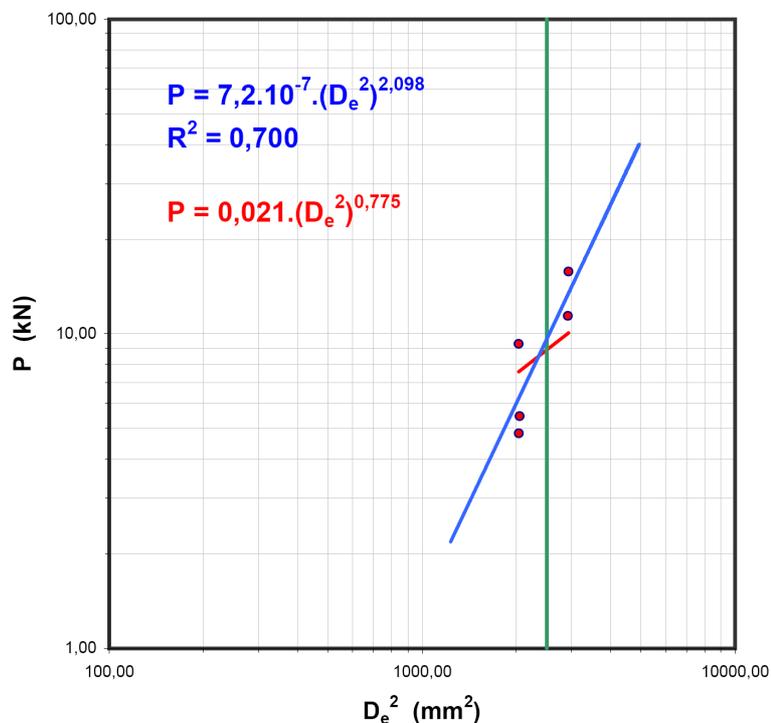


FIGURA – 116: AJUSTE $P - D_e^2$ CON LOS 5 PUNTOS MEJOR ALINEADOS (4ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13).

Los valores de α que se obtienen con los ajustes $P-D_e^2$ anteriores difieren sensiblemente del valor correspondiente al factor F normativo y de los obtenidos en las tandas anteriores:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,092 & \rightarrow \alpha = 1,816 \\ B = 2,098 & \rightarrow \alpha = -2,196 \end{cases} \quad (101)$$

Si se realiza la correlación $P-D_e^2$ por grupos de resistencia (ver Tabla nº 90 y Figura nº 117), se observa una tendencia más acorde a la esperada.

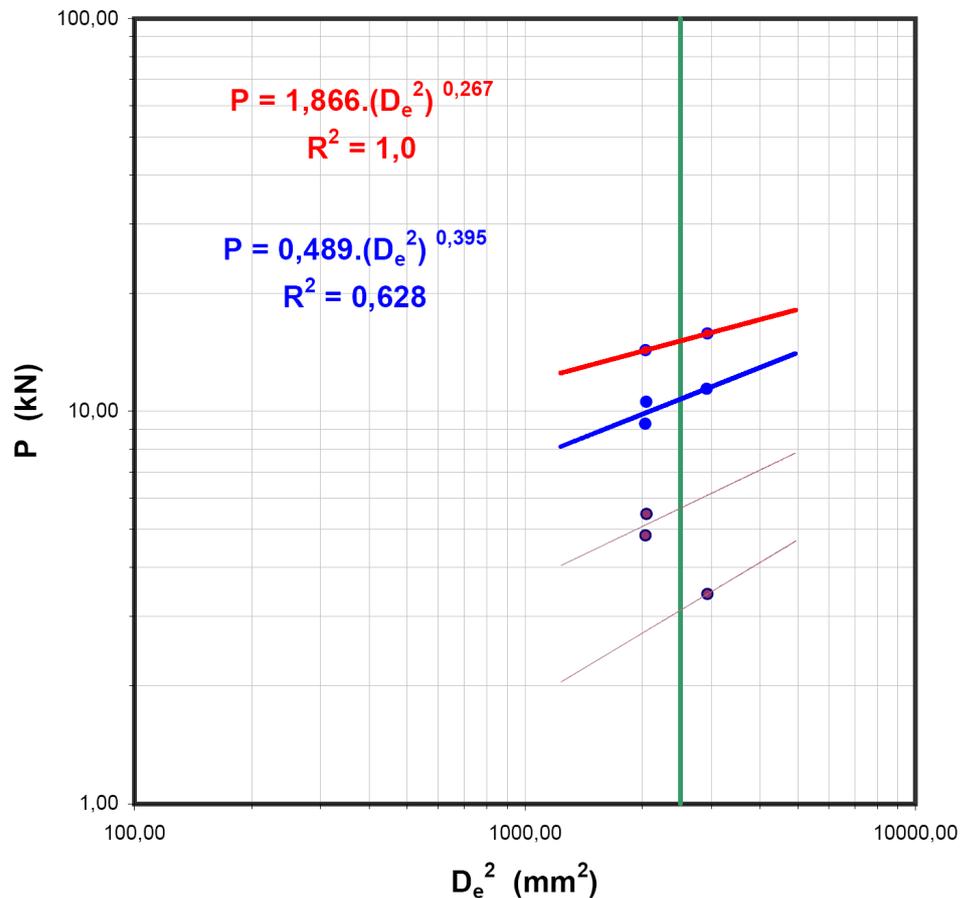


FIGURA – 117: AJUSTE $P - D_e^2$, POR GRUPOS DE RESISTENCIA, PARA LA 4ª TANDA DE LA CV – 13.

Y los valores de α son:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,267 & \rightarrow \alpha = 1,466 \\ B = 0,395 & \rightarrow \alpha = 1,210 \end{cases} \quad (102)$$

Estos últimos valores siguen estando fuera de la tendencia observada en las tandas anteriores, aunque un poco menos que los de la tabla nº 92, pero debe tenerse en cuenta que se están manejando muy pocos puntos (2 ó 3) en cada caso.

Pero parece bastante evidente que, de existir una tendencia de alineación de los valores $P-D_e^2$, dicha tendencia depende del nivel de magnitud de I_s ; esta es la línea de investigación en la que se seguirá, para el análisis de los resultados de la 5ª tanda.

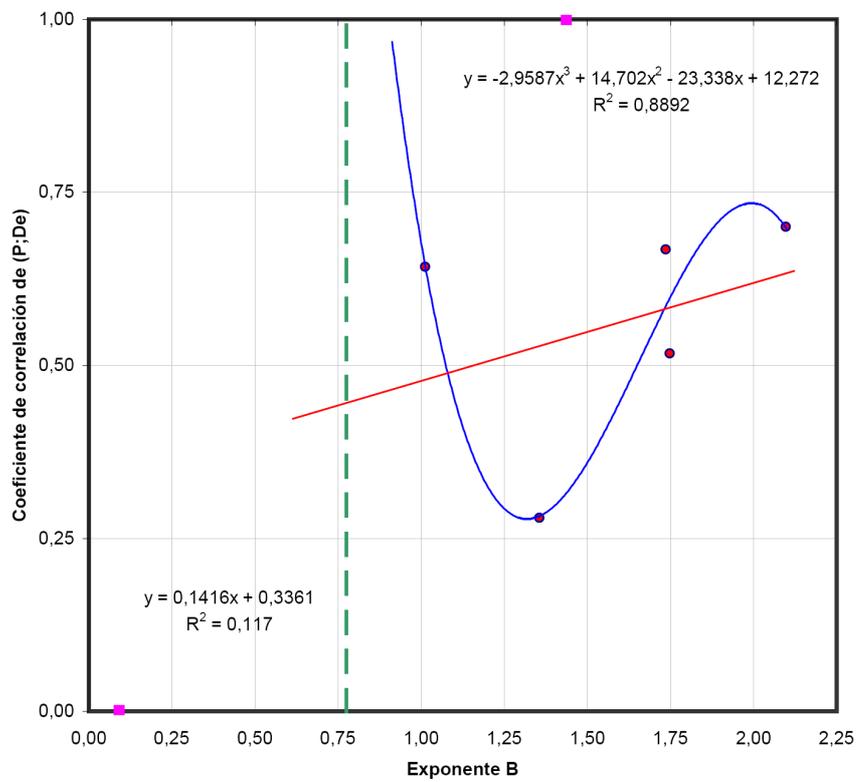
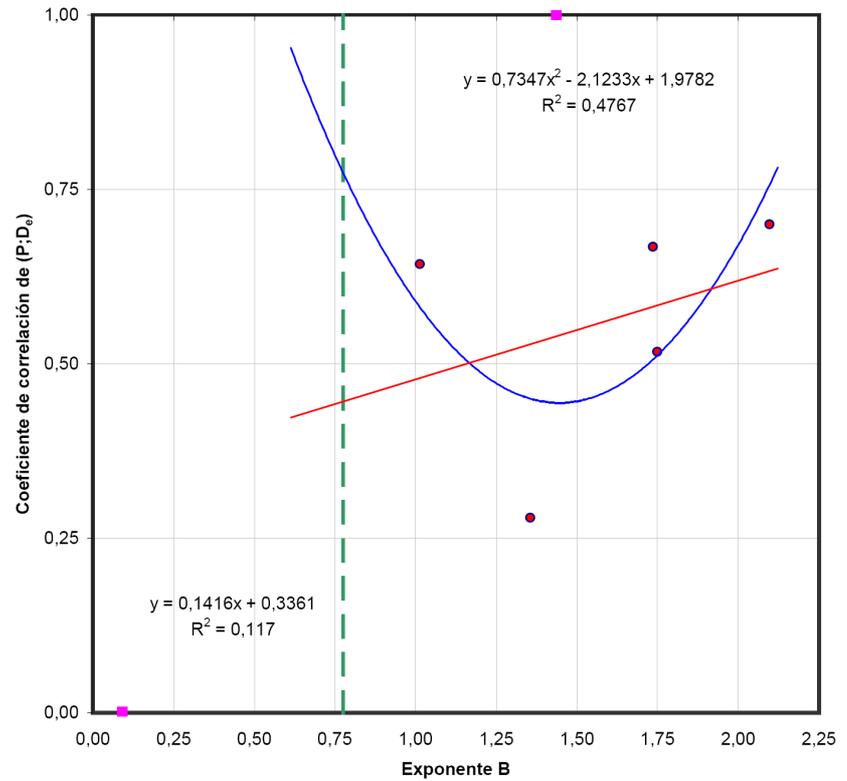
Antes de pasar a dicho análisis, y al igual que se hizo en las tandas anteriores, en la Tabla nº 92 se muestra la variación de los valores de R^2 , B y α con el número de puntos tomados para los sucesivos ajustes.

Tabla – 92: Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (4ª Tanda, CV – 13).

Nº de puntos	R^2	B	α
8	0,001	0,092	1,82
7	0,279	1,356	-0,71
6	0,517	1,749	-1,50
5	0,700	2,098	-2,20
4	0,667	1,736	-1,47
3	0,643	1,013	-0,03
2	1,000	1,436	-0,87

En la Figura nº 118 se ha representado la variación de R^2 con el exponente B, planteando tres tipos de ajuste: lineal, parabólico y polinomial, eliminando (se indican con puntos cuadrados en la Figura nº 118) en todos los casos la correlación con las 8 determinaciones (tienen un $R^2 = 0,001$) y la correlación con 2 determinaciones (lógicamente con $R^2 = 1,0$).

Como era de esperar, por las razones expuestas anteriormente, las tendencias observadas no tienen la congruencia de las tandas anteriores.



**FIGURA – 118: VARIACIÓN DE B CON EL COEFICIENTE DE CORRELACIÓN
 (4ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)**

Para el ajuste lineal, el exponente B correspondiente a $R^2 = 1$ tendría un valor desproporcionado (en torno a 4,7); para el ajuste parabólico se observa una tendencia inversa a las tandas anteriores, con un mínimo de R^2 para B en torno a 1,50, lo cual no tiene sentido, aunque las ramas de la parábola proporcionan un valor de $R^2 = 1$ para valores de B de 2,315 y de 0,575, es decir:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 2,315 & \rightarrow \alpha = -2,63 \\ B = 0,575 & \rightarrow \alpha = 0,850 \end{cases} \quad (103)$$

En cuanto al ajuste polinomial, en este caso de 3^{er} grado, se obtiene un máximo relativo de R^2 para B en torno a 2, y el valor de $R^2 = 1$ corresponde a B = 0,905, con lo cual:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 2,000 & \rightarrow \alpha = -2,00 \\ B = 0,905 & \rightarrow \alpha = 0,190 \end{cases} \quad (104)$$

En la Figura nº 119 se ha representado la variación de α con el número de determinaciones utilizadas en el ajuste $P - D_e^2$ (ver Tabla nº 94), junto con las rectas horizontales correspondientes al valor de α normativo (0,45) y a la aproximación utilizable según la norma (0,50).

Se obtienen valores de α muy dispersos y generalmente alejados del entorno esperado, pero, realizando un ajuste logarítmico (al igual que se hizo en la tanda anterior, ver Figura nº 114) se observa un crecimiento de α más o menos asintótico hacia los valores normativos (0,45 – 0,50), aunque con un coeficiente de correlación muy bajo ($R^2 = 0,7$).

Lo anterior puede deberse a una simple casualidad o bien a que, cuando se utilizan probetas (aún siendo de la misma muestra) con características diferentes (más variación de resistencia), la tendencia “envolvente” es que los valores normativos de α de 0,45 – 0,50 son adecuados.

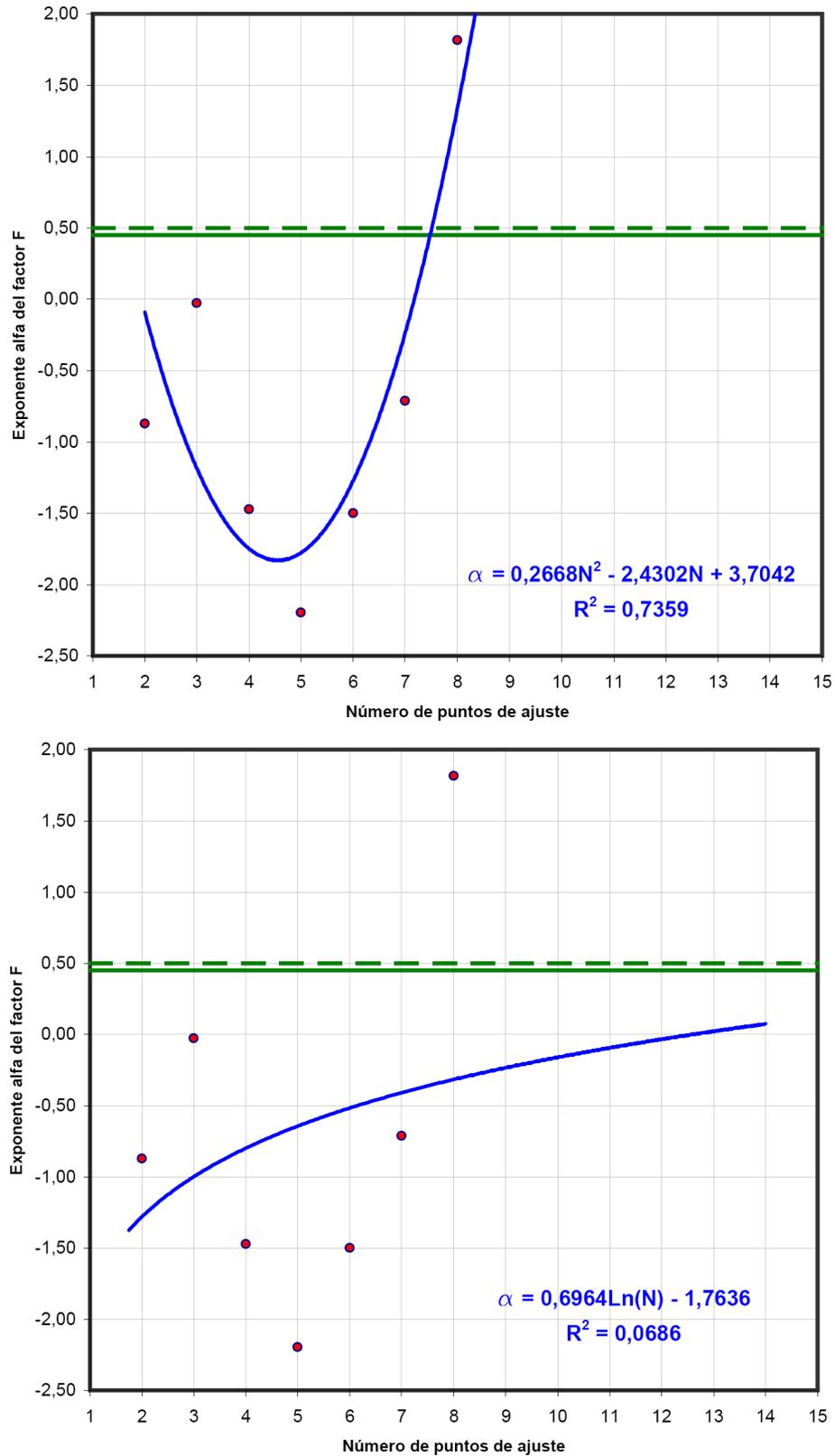


FIGURA – 119: VARIACIÓN DE α CON EL NÚMERO DE PUNTOS AJUSTADOS (4ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)

5ª Tanda

La 5ª tanda es la más amplia en cuanto al número de ensayos (con un total de 23) y en la Tabla nº 93 se presentan los resultados obtenidos:

Tabla – 93: Cálculo del $I_{s(50)}$ de los ensayos de la 5ª Tanda de la CV – 13.

2ª Campaña de la CV - 13 (5ª tanda: ensayos de laboratorio)		Cálculo del índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)									
		Mediante el factor de corrección por tamaño, F					Estimando la carga de rotura P_{50} (kN)				
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de submuestras			Según grupos de submuestras		Con todas las probetas ensayadas	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$	P_{50}	$I_{s(50)}$
L01 - B1	41,73	9,37	0,9218	4,96							
L01 - B3	24,09	1,77	0,7199	2,20							
L01 - B4	23,43	4,60	0,7110	5,95	4,57	4,90	5,16	11,91	4,76		
L01 - B5 - 1	30,61	4,64	0,8019	3,97							
L01 - B5 - 2	30,93	6,84	0,8057	5,76							
L03 - B1 - 1	41,00	5,32	0,9145	2,90							
L03 - B1 - 2	39,81	5,66	0,9025	3,22							
L03 - B2 - 1	37,09	6,10	0,8743	3,88	3,15	3,06	2,91	8,71	3,48		
L03 - B2 - 2	32,26	3,32	0,8211	2,62							
L04 - B1	40,83	10,42	0,9128	5,70	8,07	5,70	5,70	8,01	3,20		
L04 - B4	33,01	13,72	0,8296	10,45							
L05 - B2	53,56	9,66	1,0315	3,47	3,00	3,00	3,00	8,16	3,26	9,36	3,74
L05 - B3	37,49	4,04	0,8784	2,52							
L06 - B1	33,69	8,49	0,8372	6,26	5,76	5,76	5,76	No utilizable	-		
L06 - B2	33,48	7,06	0,8348	5,26							
L07 - B1	44,76	5,93	0,9514	2,82	2,82	2,82	2,82	-	-		
L08 - B1	41,14	8,67	0,9160	4,69	4,69	4,69	4,69	-	-		
L09 - B1 - 1	36,51	9,63	0,8681	6,27	5,63	5,63	5,63	4,41	1,76		
L09 - B1 - 2	38,63	8,37	0,8904	4,99							
L10 - B1	49,54	9,99	0,9959	4,05							
L10 - B2	31,89	5,00	0,8167	4,02	4,53	4,04	3,88	10,26	4,10		
L10 - B3	28,66	3,77	0,7785	3,57							
L10 - B4	23,49	5,03	0,7118	6,49							
Valor medio	con todos los valores		4,61	4,69	4,40	4,40	-	3,43			
	sin valores extremos		4,44	4,48	4,44	4,43	-	3,51			
	con selección de valores		4,74	4,72	4,48	4,50	-	3,76			

(*) Ver tabla de análisis de la correlación (D_e ; P_{50})

En la Figura nº 120, se muestran todos los puntos (P : D_e^2) de la 5ª tanda y su ajuste correspondiente; se observa una gran dispersión ($R^2 = 0,358$) debido a que el rango de $I_{s(50)}$ es muy amplio (de 2,20 MPa a 10,45 MPa).

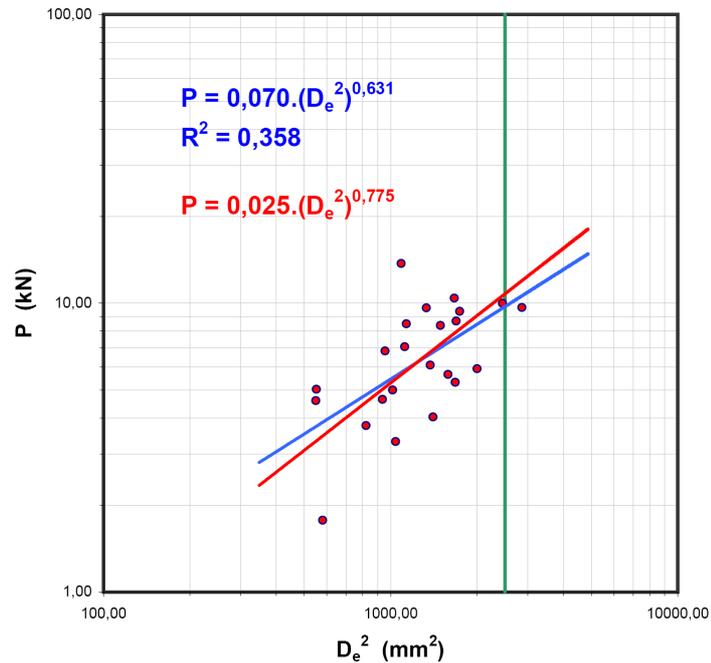


FIGURA – 120: AJUSTE $P - D_e^2$, CON TODOS LOS PUNTOS, PARA LA 5ª TANDA DE LA CV – 13.

En la Tabla nº 94 se ha realizado (al igual que en las tandas anteriores) el estudio de las correlaciones $P - D_e^2$ eliminando sucesivamente los puntos con mayor residuo; la mejor correlación corresponde a 5 determinaciones (ver Figura nº 121).

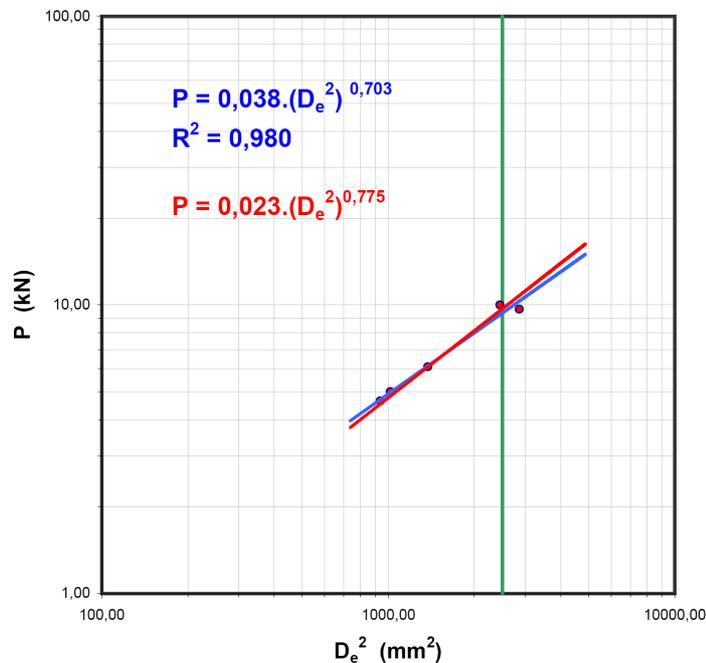


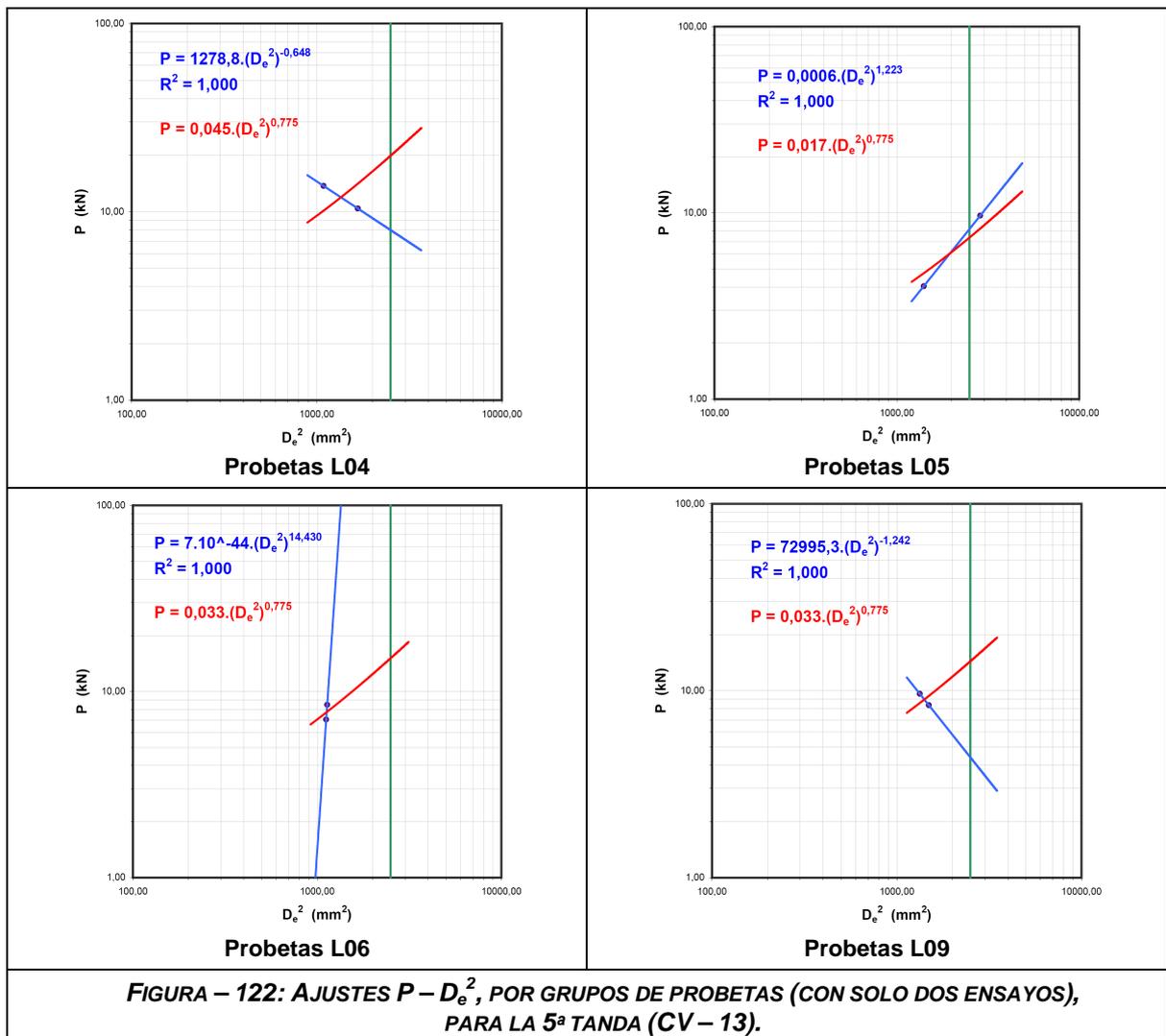
FIGURA – 121: AJUSTE $P - D_e^2$, CON LOS PUNTOS MEJOR ALINEADOS, PARA LA 5ª TANDA (CV – 13).

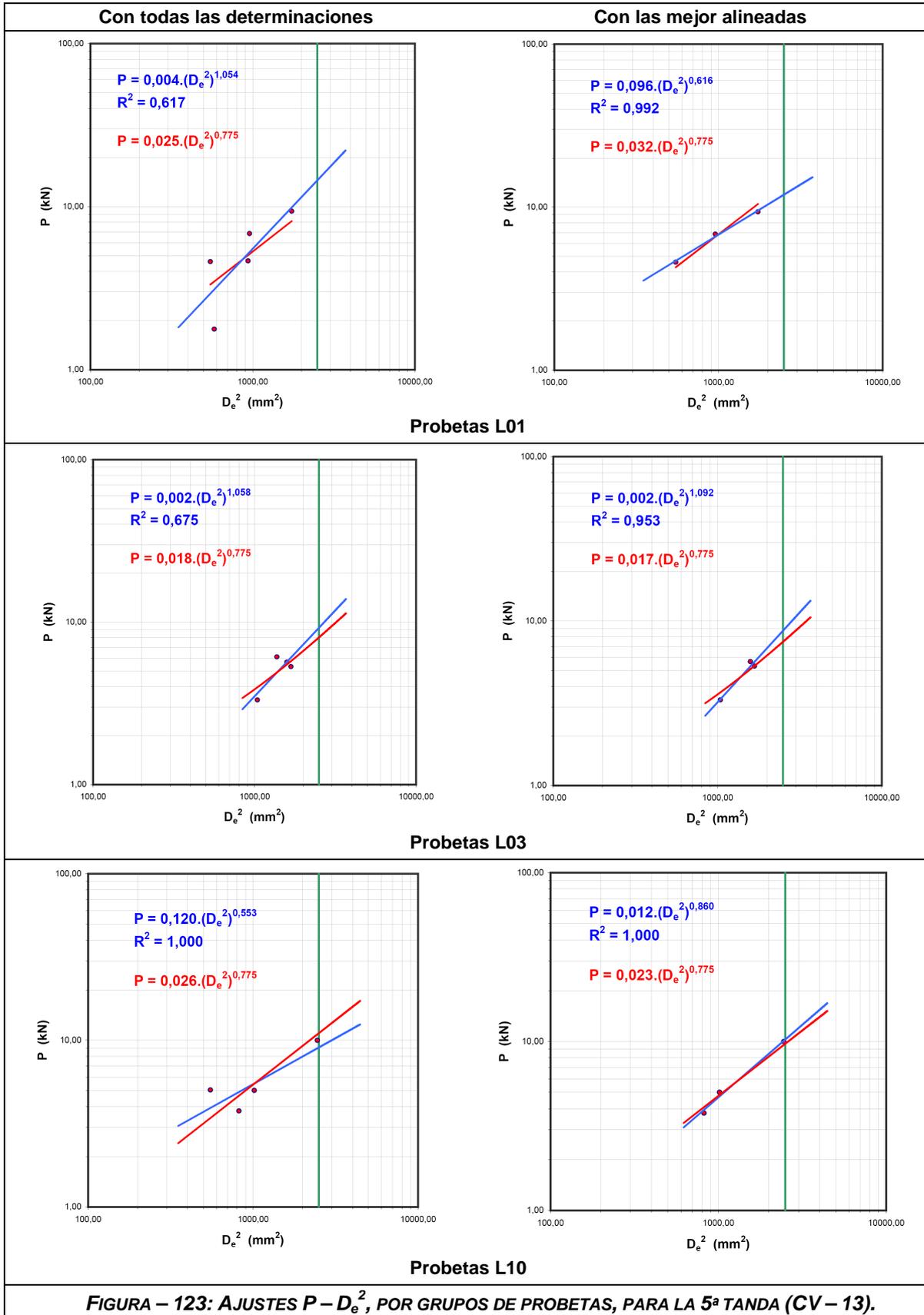
Tabla – 94: Estudio de la correlación $P - D_e^2$ de la 5ª Tanda de la CV – 13.

Parámetros de la correlación según los puntos tomados		A =	0,1240	0,1480	0,0949	0,0746	0,0661	0,1092	0,0550	0,0622	0,0400	0,0360	0,0383	0,0414	0,0436	0,0130
		B =	0,5588	0,5311	0,5912	0,6220	0,6421	0,5764	0,6683	0,6490	0,7055	0,7158	0,7028	0,6928	0,6862	0,8510
Ref.	D_e^2 (mm ²)	P	9,82	9,44	9,69	9,69	10,05	9,93	10,27	9,98	9,99	9,73	9,36	9,35	9,35	10,15
		$I_{s(50)}$ =	3,93	3,78	3,87	3,88	4,02	3,97	4,11	3,99	4,00	3,89	3,74	3,74	3,74	4,06
4ª Tanda de ensayos (Laboratorio)																
Puntos																
L10 - B1	2454,30	9,99														
L03 - B2 - 1	1376,02	6,10														
L05 - B2	2869,17	9,66														
L10 - B2	1016,71	5,00														
L01 - B5 - 1	937,17	4,64														
L08 - B1	1692,74	8,67														
L09 - B1 - 2	1492,66	8,37														
L06 - B2	1120,73	7,06														
L01 - B1	1741,09	9,37														
L01 - B4	548,86	4,60														
L10 - B3	821,60	3,77														
L03 - B1 - 2	1584,92	5,66														
L01 - B5 - 2	956,86	6,84														
L10 - B4	551,73	5,03														
L04 - B1	1666,76	10,42														
		A	0,0698	0,0552	0,1796	0,2367	0,2240	0,2367	0,2240	0,2367	0,2240	0,2367	0,2240	0,2367	0,2240	0,1526
		B	0,6308	0,6583	0,4984	0,4637	0,4753	0,4637	0,4753	0,4637	0,4753	0,4637	0,4753	0,4637	0,4753	0,5264
		P_{50}	9,72	9,53	8,87	8,91	9,23	9,04	8,95	9,38	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
		$I_{s(50)}$	3,89	3,81	3,55	3,56	3,69	3,62	3,58	3,58	3,58	3,58	3,58	3,58	3,58	3,75
		R^2	0,3582	0,4507	0,3604	0,3754	0,4496	0,4800	0,5233	0,5233	0,5233	0,5233	0,5233	0,5233	0,5233	0,5861

En la Tabla nº 95 se han calculado los $I_{s(50)}$ tanto con el valor de P_{50} general (correspondiente al mejor ajuste de todos los puntos, ver Figura nº 121) como a los P_{50} obtenidos en los ajustes por grupos de submuestras (las L01 y de las L03 a las L10).

En los grupos de submuestras cabe distinguir: los que solo disponen de un ensayo (L07 y L08) y lógicamente no se puede obtener P_{50} , los que disponen de dos ensayos (L04, L05 L06 y L09) y en los que por tanto el ajuste lineal es perfecto, pero no representativo (hasta el punto de no ser aplicable, como en el caso de las L06 (ver Figura nº 122) y los que disponen de más de 2 ensayos (L01, L03 y L10) que en la Figura nº 123 se representa los ajustes con todos los puntos y los ajustes eliminando los menos alineados.





Con el ajuste $P - D_e^2$ de todos los ensayos (Figura nº 120) se obtiene un exponente $B = 0,631$ y con el ajuste eliminando los puntos menos alineados (Figura nº 121) $B = 0,703$; los valores de α correspondientes son:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,631 & \rightarrow & \alpha = 0,738 \\ B = 0,703 & \rightarrow & \alpha = 0,594 \end{cases} \quad (105)$$

Con los ajustes por grupos de muestras con más de dos ensayos (ver Figura nº 123) se obtiene, con todas las determinaciones y eliminando las menos alineadas, para los grupos L01, L03 y L10 respectivamente:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 1,054 & \rightarrow & \alpha = -0,108 \\ B = 0,616 & \rightarrow & \alpha = 0,768 \end{cases} \quad (106)$$

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 1,058 & \rightarrow & \alpha = -0,116 \\ B = 1,092 & \rightarrow & \alpha = -0,184 \end{cases} \quad (107)$$

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,553 & \rightarrow & \alpha = 0,894 \\ B = 0,860 & \rightarrow & \alpha = 0,280 \end{cases} \quad (108)$$

De nuevo se observa gran dispersión y valores inadecuados, pues pese a que se han analizado por grupos de probetas procedentes cada uno de un mismo bloque de muestra, dentro de esos bloques existe gran heterogeneidad, en cuanto a la resistencia²³ (por ejemplo, las probetas L01 dan un valor de $I_{s(50)}$ entre 2,20 MPa y 5,76 MPa).

Al igual que en las tandas anteriores, se procederá ahora al análisis de la variación del exponente B y de α , en conjunto, en función del número de puntos tomados para los sucesivos ajustes (ver Tabla nº 95).

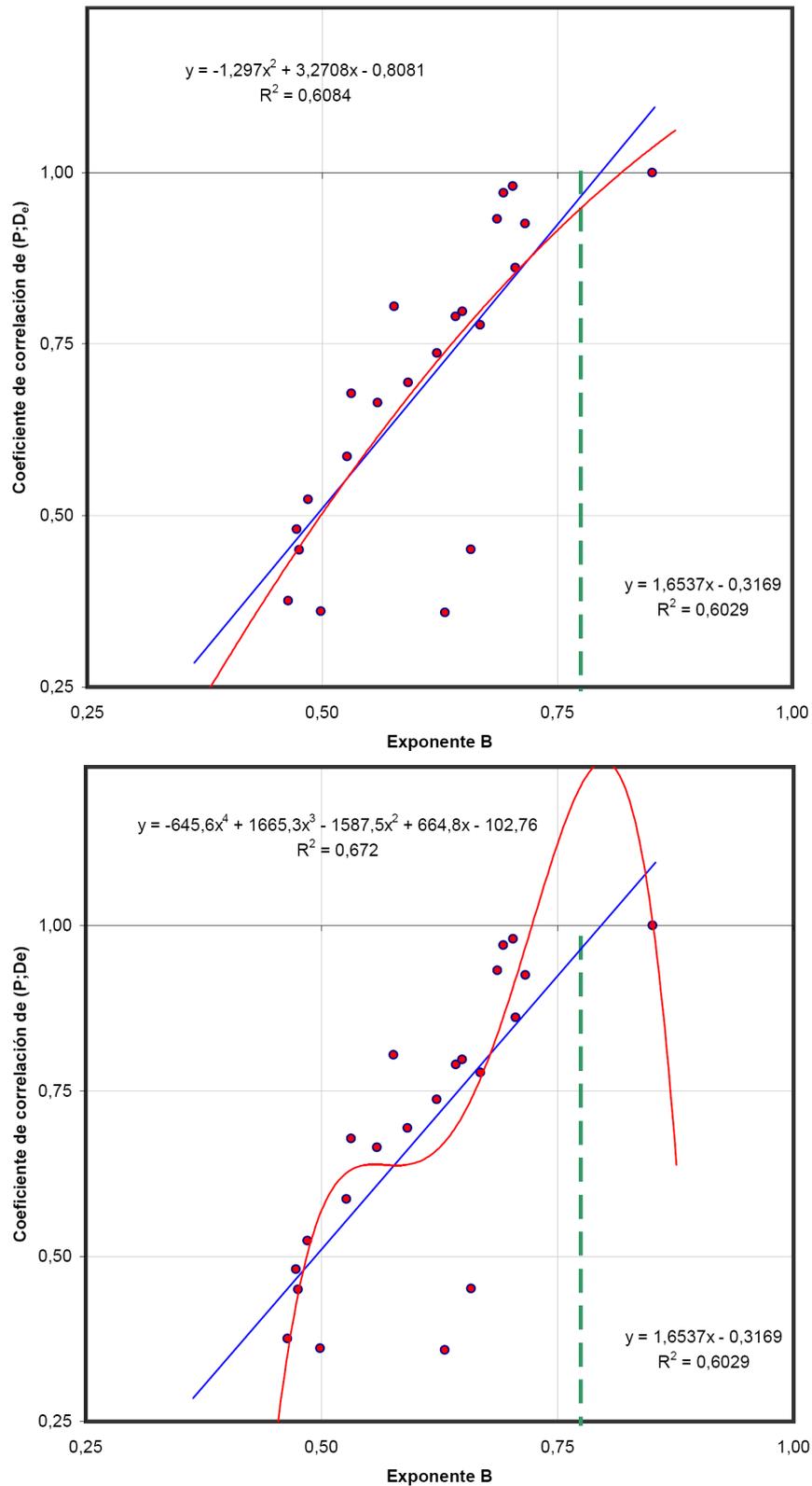
²³ Esta heterogeneidad sospechamos que se debe, fundamentalmente a razones estructurales o microestructurales (fisuras o discontinuidades a nivel de matriz) más que a variaciones mineralógicas.

En la Tabla nº 95 se muestra la variación de los valores de R^2 , B y α con el número de puntos tomados para los sucesivos ajustes P – D_e^2 .

Tabla – 95: Variación de R^2 , B y α con el número de puntos de ajuste (5ª Tanda, CV – 13).

Nº de puntos	R^2	B	α
23	0,358	0,631	0,74
22	0,451	0,658	0,68
21	0,360	0,498	1,00
20	0,375	0,464	1,07
19	0,450	0,475	1,05
18	0,480	0,473	1,05
17	0,523	0,485	1,03
16	0,586	0,526	0,95
15	0,664	0,559	0,88
14	0,678	0,531	0,94
13	0,694	0,591	0,82
12	0,737	0,622	0,76
11	0,790	0,642	0,72
10	0,805	0,576	0,85
9	0,778	0,668	0,66
8	0,797	0,649	0,70
7	0,861	0,705	0,59
6	0,925	0,716	0,57
5	0,980	0,703	0,59
4	0,970	0,693	0,61
3	0,932	0,686	0,63
2	1,000	0,851	0,30

Tanto el ajuste lineal como el parabólico del R^2 con el exponente B (ver Figura nº 124) presentan valores similares de B para $R^2 = 1$, ligeramente superiores al correspondiente al α normativo (B = 0,775).



**FIGURA – 124: VARIACIÓN DE B CON EL COEFICIENTE DE CORRELACIÓN
(5ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)**

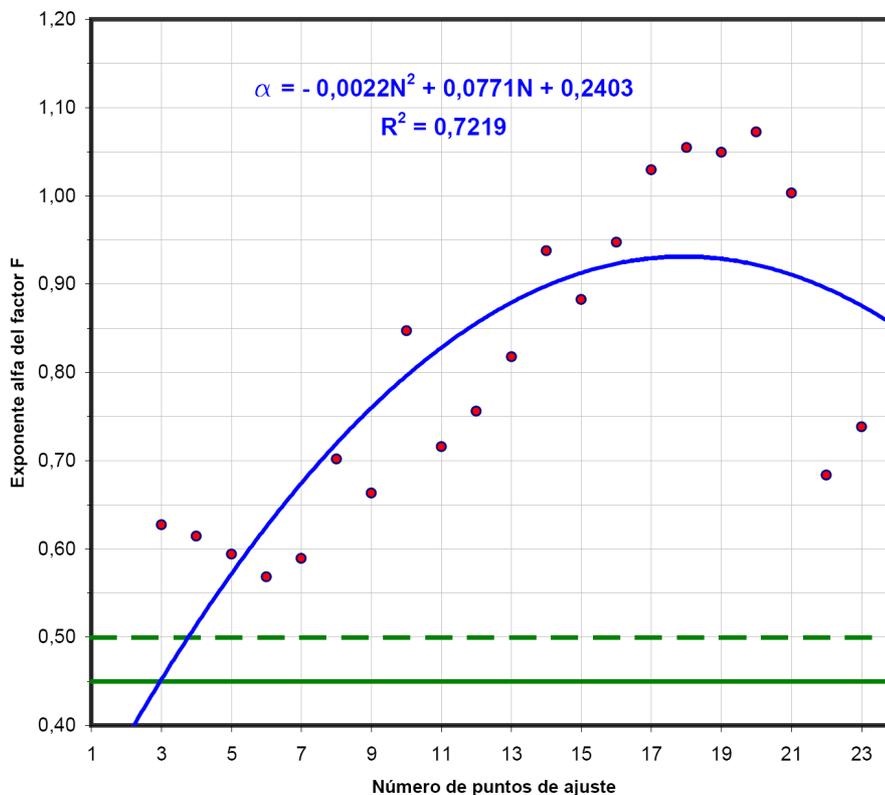
Así, para los ajustes lineal y parabólico se obtiene respectivamente:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,796 & \rightarrow \alpha = 0,408 \\ B = 0,818 & \rightarrow \alpha = 0,364 \end{cases} \quad (109)$$

Para el ajuste polinomial (en este caso de 4º grado) se obtienen dos posibles tendencias:

$$\alpha = 2 \cdot (1 - B) = \begin{cases} B = 0,718 & \rightarrow \alpha = 0,563 \\ B = 0,854 & \rightarrow \alpha = 0,292 \end{cases} \quad (110)$$

En la Figura nº 125 se ha representado la variación de α con el número de determinaciones utilizadas en el ajuste $P - D_e^2$ (ver Tabla nº 95), junto con las rectas horizontales correspondientes al valor de α normativo (0,45) y a la aproximación utilizable según la norma (0,50).



**FIGURA – 125: VARIACIÓN DE α CON EL NÚMERO DE PUNTOS AJUSTADOS.
 (5ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13)**

Si al igual que se hizo con las tandas anteriores (ver Figuras nº 114 y 119) se plantea el ajuste logarítmico de α con el número de determinaciones, eliminando las determinaciones correspondientes a los peores ajustes²⁴ $P - D_e^2$, con el resultado que se presenta en la Figura nº 126.

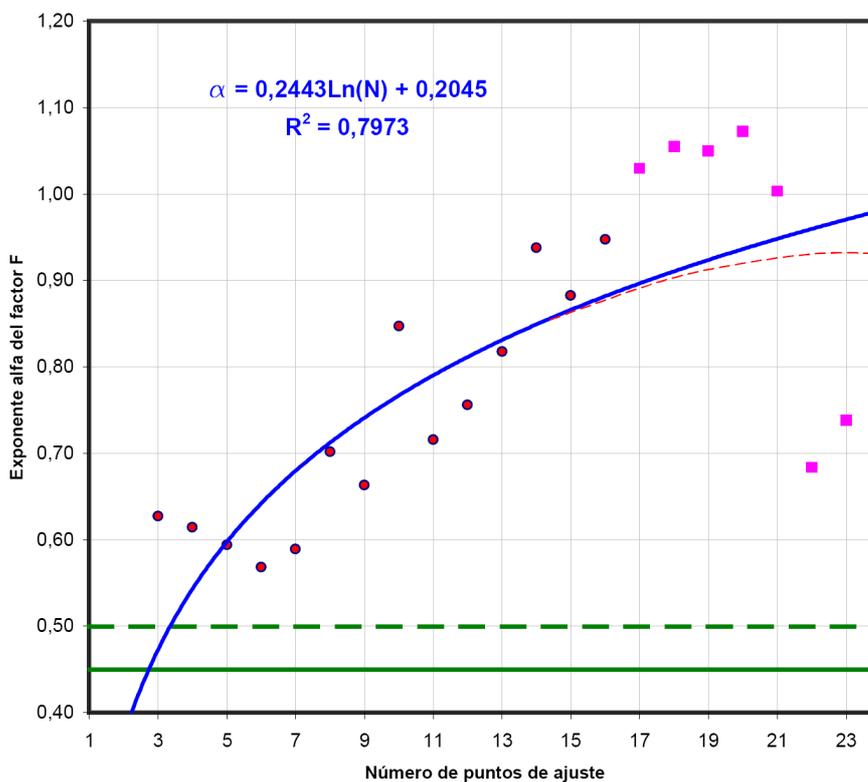


FIGURA – 126: VARIACIÓN DE α CON EL NÚMERO DE PUNTOS AJUSTADOS, SIN LOS AJUSTES MENOS REPRESENTATIVOS (5ª TANDA DE LA CAMPAÑA DE LA CV – 13).

Al igual que en el caso de la 3ª tanda (ver Figura nº 114) se observa un crecimiento continuo de α con el número de determinaciones, y también dicho crecimiento es decelerado y de nuevo cabe pensar que aumentando el número de determinaciones correctas la tendencia debería ser asintótica al valor de α óptimo, por ejemplo la curva a trazos roja en la Figura nº 126, trazada a estima, que parece indicar que el valor óptimo de α está en torno a 0,92.

²⁴ Los peores ajustes se dan cuando se maneja el mayor número de determinaciones, pues en ese número quedan incluidas las determinaciones erróneas o anómalas (recordemos que para realizar el ajuste $P - D_e^2$, siguiendo las recomendaciones de la normativa, se ignoran los puntos no alineados)

6.3.3. Conclusiones sobre el valor de α en el análisis por tandas

En los apartados anteriores, se han determinado distintas estimaciones y/o tendencias del exponente α más adecuado para los valores de la resistencia a la Carga Puntual obtenidos.

Pero las características de cada una de las tres tandas, en las que se ha hecho este análisis son distintas.

En la 3ª tanda se han realizado 11 determinaciones, con un estrecho rango de valores de $I_{s(50)}$, obtenidos individualmente con el factor de corrección normativo F (con $\alpha = 0,45$), de 3,30 a 5,15 MPa.

La tendencia observada de variación de α con el número de determinaciones, parece indicar un valor de $\alpha \approx 0,60$, y los valores obtenidos, por los distintos procedimientos considerados han sido:

$$0,506 / 0,514 / 0,528 / 0,540 / 0,556 / 0,580 / 0,670$$

Correspondientes a un intervalo 0,51 – 0,67, cuya mediana es de 0,59 ($\approx 0,60$).

En la 4ª tanda las 8 determinaciones realizadas están en un intervalo de resistencias muy amplio, de 1,21 a 6,70 MPa, y la tendencia de variación de α con el número de determinaciones parece indicar un valor de $\alpha \approx 0,45$ (aunque el ajuste de esta tendencia es bajísimo, $R^2 = 0,07$) y los valores obtenidos, por los distintos procedimientos considerados han sido muy dispares e inadecuados:

$$-2,630 / -2,196 / -2,000 / 0,190 / 0,850 / 1,210 / 1,466 / 1,816$$

Con un intervalo de -2,63 a 1,82 y una mediana de -0,41 no representativa²⁵.

Finalmente en la 5ª tanda, con 23 determinaciones, con un rango de resistencias aún más amplio, de 2,20 a 10,48 MPa, la tendencia de variación de α con el

²⁵ La media de esos valores es de -0,162, pero no deja de ser curioso (¿aunque no representativo?) que la media cuadrática (que no tiene en cuenta el signo de los valores) es precisamente 0,605.

número de determinaciones parece indicar un valor de $\alpha \approx 0,92$ y los valores obtenidos, por los distintos procedimientos considerados, son:

-0,108 / -0,116 / -0,184 / 0,280 / 0,292 / 0,364 / 0,408 / 0,563 / 0,738 / 0,768 / 0,894

En este caso el intervalo es de -0,11 a 0,89, con una mediana de 0,39.

Ante los resultados anteriores cabe preguntarse si el valor de α adecuado, que forma parte de un factor de corrección por geometría:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^\alpha \quad \text{donde } \alpha = 0,45 \quad (111)$$

Depende del nivel de resistencia a la Carga Puntual del espécimen ensayado.

Dado que en el ensayo según la normativa se obtiene el valor $I_{s(50)}$ corrigiendo el I_s con el factor F (valor que denominaremos $I_{s(50),F}$) se plantea corregir dicho valor con un nuevo factor F^* tal que:

$$I_{s(50)} = F^* \cdot I_{s(50),F} \quad \text{donde } F^* = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{\alpha^*} \quad \text{y } \alpha^* = f(I_{s(50),F}) \quad (112)$$

Para comprobar este extremo se va a realizar a continuación un análisis en función de los niveles de resistencia a la Carga Puntual de las probetas ensayadas y, puesto que a fin de cuentas se trata de la misma litología²⁶, se van a analizar tomando los resultados de todas las tandas de las dos campañas²⁷.

²⁶ Pero con sus correspondientes heterogeneidades y anisotropías, y de ahí las variaciones en las resistencias obtenidas.

²⁷ Por supuesto, solamente las tandas de ensayos con probetas de dimensiones normativas.

6.4. Análisis conjunto por niveles de resistencia

En las dos campañas de ensayos con muestras de la CV – 13, se han realizado 4 tandas de ensayos con probetas de dimensiones normativas (1^a, 3^a, 4^a y 5^a), con un total de 44 ensayos, cuyos resultados se presentan en la Tabla nº 96.

Los valores de $I_{s(50)}$ obtenidos individualmente, mediante el factor de corrección por tamaño normativo F, varían entre 1,21 y 10,45 MPa; el valor medio de todos los valores es de 4,50 MPa y, eliminando los valores extremos²⁸, de 4,45 MPa.

En las Figuras nº 127, 128 y 129 se han realizado diversos ajustes²⁹ para la obtención del P_{50} . Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla nº 96.

Tabla – 96: Resultados obtenidos con diversos ajustes generales $P - D_e^2$, con todas las determinaciones de la CV – 13.

Ajuste $P - D_e^2$	R^2	B	α	P_{50} (kN)	$I_{s(50)}$ (Mpa)
Con todos los puntos	0,429	0,628	0,745	9,77	3,91
Eliminando los no alineados (1)	0,985	0,651	0,698	9,94	3,98
Eliminando los no alineados (2)	0,991	0,578	0,843	11,49	4,59

Dichos ajustes, pese a los altos valores de R^2 obtenidos con la eliminación de puntos no alineados, no dejan de ser casos particulares, pues la nube de puntos es muy amplia y las alineaciones con altos R^2 que pueden obtenerse son muchas.

²⁸ Se han eliminado los 9 valores superiores y los 9 inferiores, siguiendo las recomendaciones de la norma UNE 22950 (que indica eliminar, para 10 determinaciones, los 2 más altos y los 2 más bajos, y solo 1 por cada extremo cuando el número de determinaciones es significativamente menor de 10).

²⁹ Los ajustes eliminando los puntos no alineados se han realizado de dos formas: (1) Ordenando los puntos por su residuo, respecto a la recta de ajuste con todos los puntos, y eliminando los puntos de mayor residuo hasta alcanzar un coeficiente de determinación próximo a 0,98 ~ 0,99. (2) Ordenando los puntos por residuos y tras eliminar el de mayor residuo reordenar de nuevo, y así sucesivamente, hasta alcanzar un coeficiente de determinación próximo a 0,98 ~ 0,99.

Tabla – 97: Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual, con probetas de dimensiones normativas, realizados con muestras de la CV – 13.

Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente	
	D _e (mm)	P (kN)	F	I _{s(50)}
L02 - A2	54,18	3,42	1,0368	1,21
L01 - B3	24,09	1,77	0,7199	2,20
L05 - A3	45,14	4,83	0,9550	2,26
L05 - B3	37,49	4,04	0,8784	2,52
L03 - A3	45,27	5,47	0,9563	2,55
L03 - B2 - 2	32,26	3,32	0,8211	2,62
L07 - B1	44,76	5,93	0,9514	2,82
L03 - B1 - 1	41,00	5,32	0,9145	2,90
L03 - B1 - 2	39,81	5,66	0,9025	3,22
C11 - C - L2	47,14	7,53	0,9738	3,30
L05 - B2	53,56	9,66	1,0315	3,47
L10 - B3	28,66	3,77	0,7785	3,57
C11 - C - L1	45,50	8,21	0,9585	3,80
L03 - B2 - 1	37,09	6,10	0,8743	3,88
L01 - B5 - 1	30,61	4,64	0,8019	3,97
L10 - B2	31,89	5,00	0,8167	4,02
L01 - A6	54,06	11,40	1,0358	4,04
L10 - B1	49,54	9,99	0,9959	4,05
C15 - C - L1	33,41	5,46	0,8341	4,08
C10 - C - L2	41,46	7,73	0,9191	4,13
C20 - C - L1	63,68	15,44	1,1150	4,25
L08 - A3	45,10	9,29	0,9546	4,36
C06 - C - L1	30,31	5,07	0,7984	4,41
C15 - C - L2	28,83	4,91	0,7806	4,61
C12 - C - L1	37,23	7,38	0,8757	4,67
L08 - B1	41,14	8,67	0,9160	4,69
C10 - C - L3	41,19	9,09	0,9165	4,91
C09 - C - L2	42,43	9,56	0,9287	4,93
L07 - A2	45,25	10,57	0,9561	4,93
L01 - B1	41,73	9,37	0,9218	4,96
L09 - B1 - 2	38,63	8,37	0,8904	4,99
C09 - C - L1	21,15	3,40	0,6790	5,15
L06 - B2	33,48	7,06	0,8348	5,26
L04 - A7	54,21	15,76	1,0370	5,56
L04 - B1	40,83	10,42	0,9128	5,70
L01 - B5 - 2	30,93	6,84	0,8057	5,76
C06 - A	59,76	19,62	1,0836	5,95
L01 - B4	23,43	4,60	0,7110	5,95
C12 - A	37,96	9,81	0,8834	6,02
L06 - B1	33,69	8,49	0,8372	6,26
L09 - B1 - 1	36,51	9,63	0,8681	6,27
L10 - B4	23,49	5,03	0,7118	6,49
L04 - A5	45,14	14,29	0,9550	6,70
L04 - B4	33,01	13,72	0,8296	10,45
Valor medio	con todos los valores			4,50
	sin valores extremos			4,45

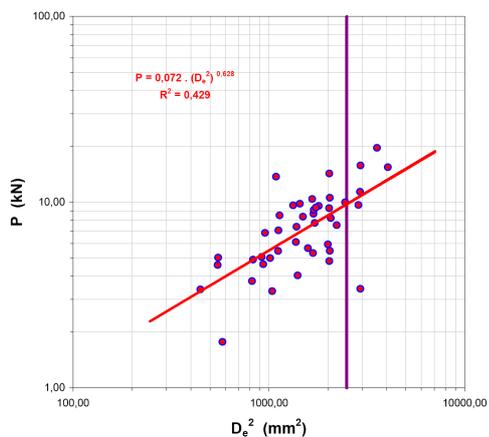


FIGURA – 127: AJUSTE $P - D_e^2$ SIN IGNORAR NINGÚN PUNTO.
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

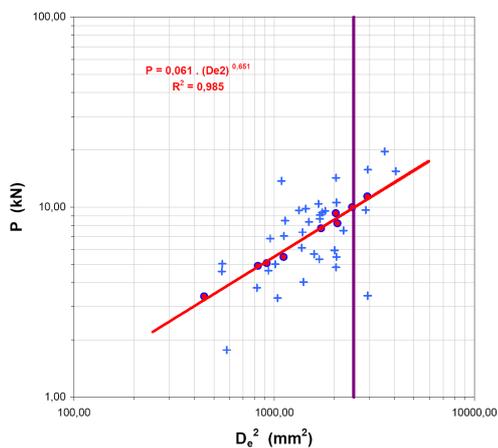


FIGURA – 128: AJUSTE $P - D_e^2$ IGNORANDO PUNTOS NO ALINEADOS (1).
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

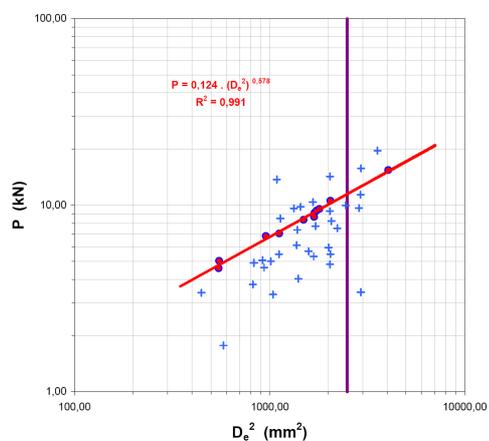


FIGURA – 129: AJUSTE $P - D_e^2$ IGNORANDO PUNTOS NO ALINEADOS (2).
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

Para analizar los resultados conjuntos, por niveles de resistencia, surgen dos problemas: establecer dichos niveles y considerar, pese a ser un estudio conjunto, si alguno de los datos no debe incluirse en el análisis.

En la Figura nº 130 se ha representado el histograma de la distribución (que resulta no normal) de los $I_{s(50)}$, obtenidos individualmente mediante el factor de corrección por tamaño F de la normativa, en un rango de 0 a 12 MPa y con intervalos de clase de 1 MPa de amplitud.

En el diagrama de caja y bigotes (Figura nº 131) se observa como existe un punto externo (alejado más de 1,5 veces el rango intercuartílico, aunque no es un punto externo lejano, para lo cual debería de estar alejado más de 3 veces dicho rango) correspondiente a 10,45 MPa en la Tabla nº 97.

No existe ningún punto más externo, pero en el diagrama de dispersión (Figura nº 131) se observa otro punto ligeramente alejado de la banda general (el correspondiente a 1,21 MPa en la Tabla nº 97).

Ambos puntos (1,21 y 10,45 MPa) son los únicos valores que existen en sus respectivas clases, por tanto, si se adoptase esa distribución de clases para los niveles a estudiar, no admitirían análisis.

En las Figuras nº 133, 134 y 135 se presenta el histograma de distribución, el gráfico de caja y bigotes y el diagrama de dispersión para un rango de 0 a 12 MPa, con intervalos de clase de 1 MPa de amplitud, para todas las determinaciones realizadas, excluyendo los valores de 1,21 MPa y 10,45 MPa. En esta distribución de datos, resulta una distribución normal.

Se tienen así un total de 5 niveles de resistencia (con los siguientes límites de intervalos: 2,0 – 3,0 – 4,0 – 5,0 – 6,0 – 7,0), con datos suficientes cada uno y con los que, en principio, se podría abordar el análisis.

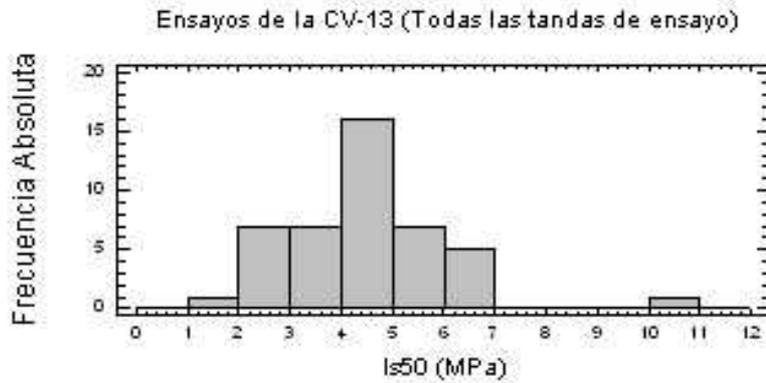


FIGURA – 130: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DEL $I_{s(50)}$
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

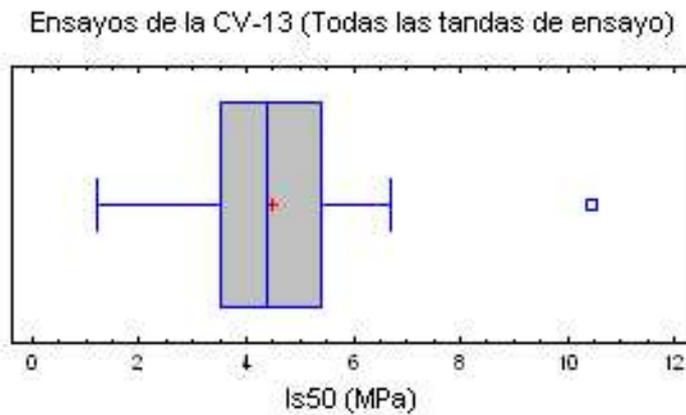


FIGURA – 131: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DEL $I_{s(50)}$
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

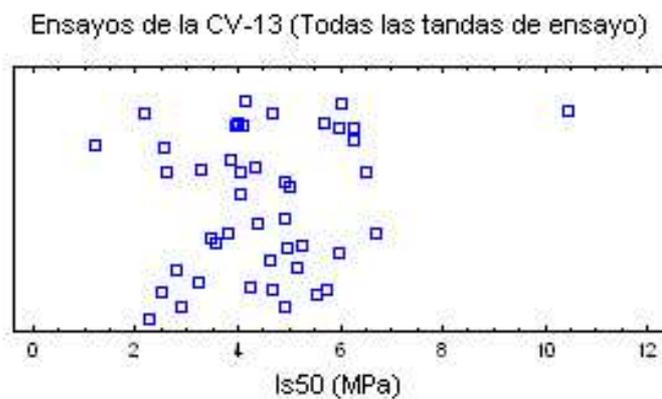


FIGURA – 132: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DEL $I_{s(50)}$
(TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

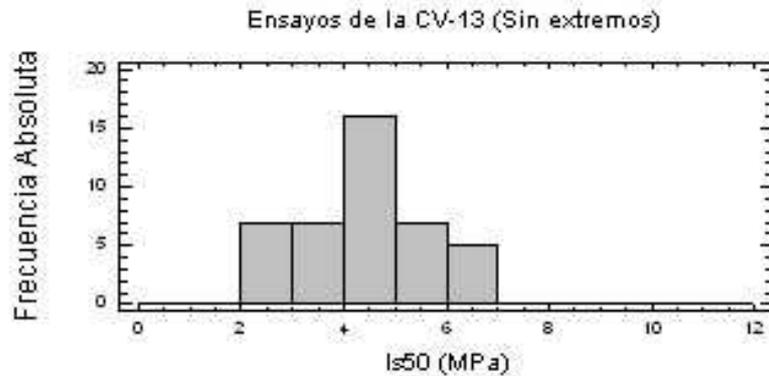


FIGURA – 133: HISTOGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DEL $I_{s(50)}$ (SIN LOS 2 EXTREMOS) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

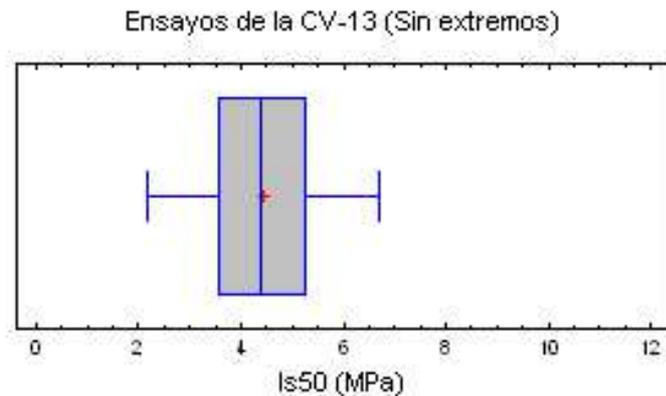


FIGURA – 134: DIAGRAMA DE CAJA Y BIGOTES DE LA DISTRIBUCIÓN DEL $I_{s(50)}$ (SIN LOS 2 EXTREMOS) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

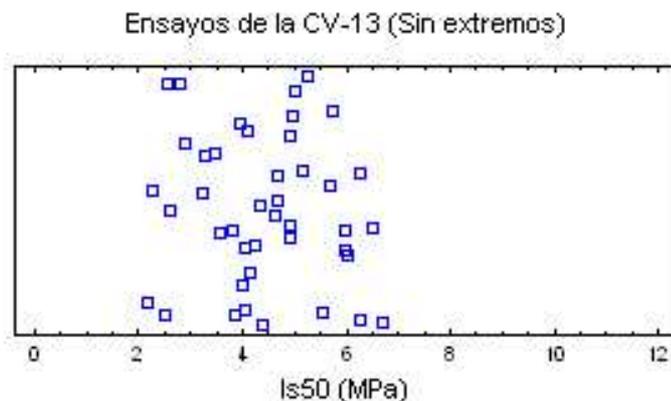


FIGURA – 135: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DEL $I_{s(50)}$ (SIN LOS 2 EXTREMOS) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

6.4.1. Análisis por grupos generales de resistencia

Antes de abordar el análisis con los intervalos de resistencia indicados anteriormente, parece más adecuado utilizar niveles o grupos de resistencia más amplios³⁰ y con más “sentido ingenieril”; así, partiremos de la clasificación en grupos de resistencia más aceptada en Mecánica de Rocas (ver Tabla nº 13 y Figura nº 34), que establece los intervalos de resistencia a Carga Puntual en una escala logarítmica con límites de intervalos: 0,03 – 0,1 – 0,3 – 1 – 3 – 10 – 30.

En la parte superior de la Figura nº 136, se ha representado la distribución en dicha escala de los $I_{s(50)}$ obtenidos, teniendo valores en tres grupos de resistencia.

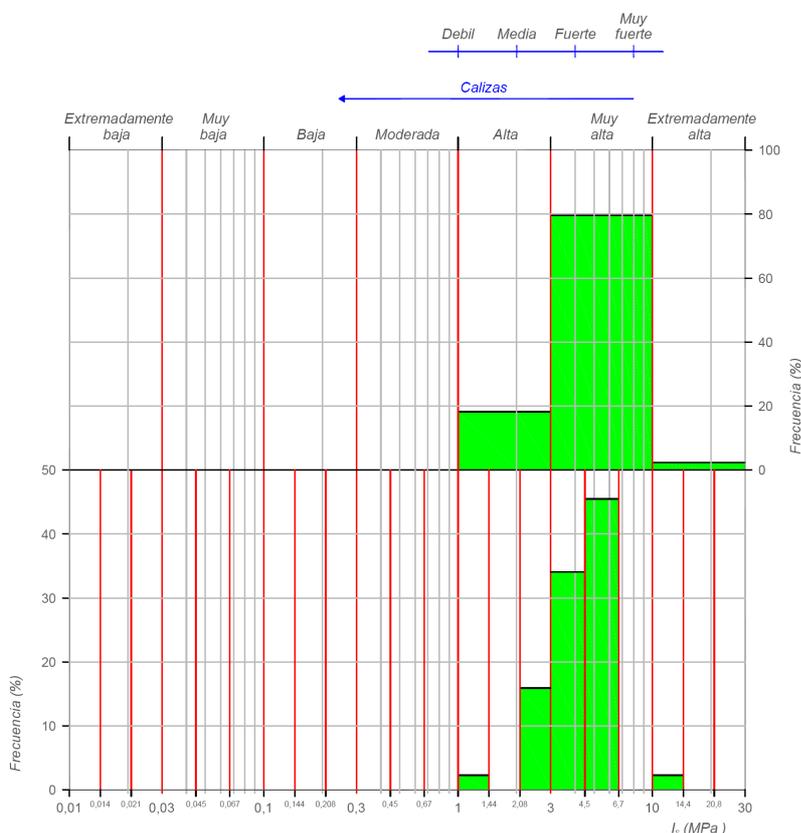


FIGURA – 136: HISTOGRAMAS DE DISTRIBUCIÓN DEL $I_{s(50)}$ EN LA ESCALA HABITUAL DE CLASIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

³⁰ Se tendrá así un número menor de intervalos, que se irá ampliando conforme se estrechen los rangos de los grupos de resistencia.

En la Figura nº 137 se han ajustado las tendencias de los tres grupos sin ignorar ningún punto³¹, y como puede observarse, mientras que el rango $1,0 < I_s < 3,0$ tiene un ajuste muy correcto ($R^2 = 0,95$) el rango $3,0 < I_s < 10,0$ es más disperso ($R^2 = 0,77$) y podrían plantearse más alineaciones parciales tomando subgrupos de resistencia dentro de él.

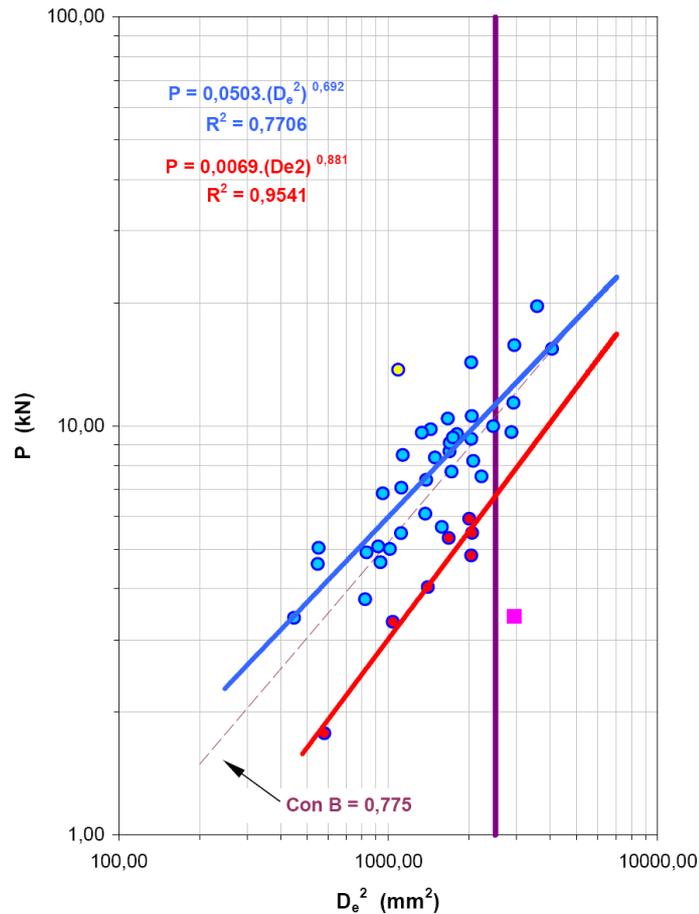


FIGURA – 137: AJUSTES $P - D_e^2$ PARA LOS GRUPOS DE RESISTENCIA PRINCIPALES: $1,0 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 6,0$ E $I_s > 10,0$ (SIN IGNORAR NINGÚN VALOR) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

En la Figura nº 138 se han vuelto a ajustar los dos intervalos, ignorando los puntos menos alineados (indicados en la Figura con cruces), hasta tener en ambos casos un coeficiente de determinación de R^2 próximo a $0,98 \sim 0,99$.

³¹ A excepción de los dos valores indicados anteriormente de $I_s = 1,21$ e $I_s = 10,45$ MPa.

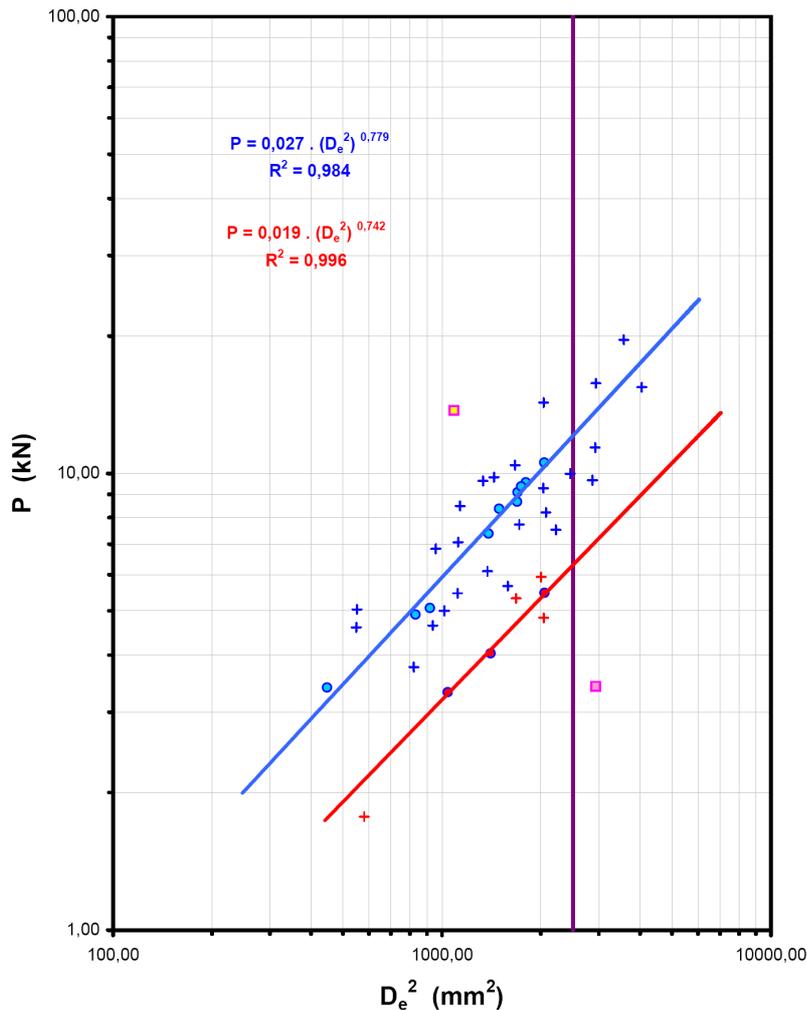


FIGURA – 138: AJUSTES $P - D_e^2$ PARA LOS GRUPOS DE RESISTENCIA PRINCIPALES: $1,0 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 6,0$ E $I_s > 10,0$ (IGNORANDO LOS PUNTOS PEOR ALINEADOS) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

Los resultados obtenidos con los ajustes anteriores se presentan en la Tabla nº 98 y puede observarse como apenas se modifican los valores de $I_{s(50)}$, para cada grupo de resistencia, respecto a los obtenidos con las medias de los valores individuales.

En ambos casos se produce, con el ajuste $P - D_e^2$, un incremento menor del 2 % (1,2 y 1,9 para el grupo bajo y alto respectivamente), pero debe considerarse que se están manejando grupos muy amplios de resistencia y puede haber errores en distintas direcciones que se compensen.



Tabla – 98: Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual, con probetas de dimensiones normativas, por grupos de resistencia (CV – 13).

Ensayos de la CV - 13 por grupos de resistencia (Todas las tandas de ensayo)			Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)						
			Mediante el factor de corrección por tamaño, F			Estimando P_{50} (kN)			
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de resistencia			Según grupos de resistencia	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$
L02 - A2	54,18	3,42	1,0368	1,21	-	-	-	-	-
L01 - B3	24,09	1,77	0,7199	2,20					
L05 - A3	45,14	4,83	0,9550	2,26					
L05 - B3	37,49	4,04	0,8784	2,52					
L03 - A3	45,27	5,47	0,9563	2,55	2,55	2,49	2,56	6,29	2,52
L03 - B2 - 2	32,26	3,32	0,8211	2,62					
L07 - B1	44,76	5,93	0,9514	2,82					
L03 - B1 - 1	41,00	5,32	0,9145	2,90					
L03 - B1 - 2	39,81	5,66	0,9025	3,22					
C11 - C - L2	47,14	7,53	0,9738	3,30					
L05 - B2	53,56	9,66	1,0315	3,47					
L10 - B3	28,66	3,77	0,7785	3,57					
C11 - C - L1	45,50	8,21	0,9585	3,80					
L03 - B2 - 1	37,09	6,10	0,8743	3,88					
L01 - B5 - 1	30,61	4,64	0,8019	3,97					
L10 - B2	31,89	5,00	0,8167	4,02					
L01 - A6	54,06	11,40	1,0358	4,04					
L10 - B1	49,54	9,99	0,9959	4,05					
C15 - C - L1	33,41	5,46	0,8341	4,08					
C10 - C - L2	41,46	7,73	0,9191	4,13					
C20 - C - L1	63,68	15,44	1,1150	4,25					
L08 - A3	45,10	9,29	0,9546	4,36					
C06 - C - L1	30,31	5,07	0,7984	4,41					
C15 - C - L2	28,83	4,91	0,7806	4,61					
C12 - C - L1	37,23	7,38	0,8757	4,67					
L08 - B1	41,14	8,67	0,9160	4,69	4,81	4,74	4,78	12,08	4,83
C10 - C - L3	41,19	9,09	0,9165	4,91					
C09 - C - L2	42,43	9,56	0,9287	4,93					
L07 - A2	45,25	10,57	0,9561	4,93					
L01 - B1	41,73	9,37	0,9218	4,96					
L09 - B1 - 2	38,63	8,37	0,8904	4,99					
C09 - C - L1	21,15	3,40	0,6790	5,15					
L06 - B2	33,48	7,06	0,8348	5,26					
L04 - A7	54,21	15,76	1,0370	5,56					
L04 - B1	40,83	10,42	0,9128	5,70					
L01 - B5 - 2	30,93	6,84	0,8057	5,76					
C06 - A	59,76	19,62	1,0836	5,95					
L01 - B4	23,43	4,60	0,7110	5,95					
C12 - A	37,96	9,81	0,8834	6,02					
L06 - B1	33,69	8,49	0,8372	6,26					
L09 - B1 - 1	36,51	9,63	0,8681	6,27					
L10 - B4	23,49	5,03	0,7118	6,49					
L04 - A5	45,14	14,29	0,9550	6,70					
L04 - B4	33,01	13,72	0,8296	10,45	-	-	-	-	-
Valor medio	con todos los valores			4,50	3,68	3,61	3,67	-	3,67
	sin valores extremos			4,45	-	-	-	-	-
	con selección de valores			4,43	-	-	-	-	-

Para estudiar la evolución o tendencia de α (que se denominará α^* para distinguirlo del valor normativo) en la Tabla nº 99 se muestran los valores del exponente B y de α^* para los distintos valores del índice de resistencia a la Carga Puntual.

Con los valores de dicha Tabla se realizarán (y se representarán gráficamente) diversos ajustes de B y α^* frente a dicho índice, según diferentes consideraciones del mismo:

- (Ajustes a0) Frente a los valores medios de $I_{s(50),F}$ obtenidos en cada uno de los grupos considerando todas las determinaciones de ese grupo. En este caso se estudiará la variación de los denominados B_o y α_o^* , correspondientes a los ajustes $P - D_e^2$ realizados, en cada grupo, con todas las determinaciones del grupo. Esta variación tiene un carácter orientativo, pues está claro que la inclusión de todas las determinaciones puede introducir desviaciones del comportamiento real.
- (Ajustes a1) Frente a los valores medios de $I_{s(50),F}$ obtenidos en cada grupo calculados sin valores extremos tal y como indica la normativa. En este caso se estudiará la variación de B y α^* , para cada grupo, correspondientes a los mejores ajustes $P - D_e^2$ encontrados.

Este último ajuste, en principio, será el más representativo, pero para poder prever la existencia de mejores tendencias, se realizará también el ajuste de los valores de α^* correspondientes a los mejores ajustes $P - D_e^2$, con los siguientes valores del índice de resistencia a Carga Puntual:

- (Ajuste a2) Las marcas de clase³² del intervalo de cada grupo de resistencia considerado; en este caso también se trata de una variación orientativa, pues la marca de clase del grupo puede diferir de la tendencia de los valores obtenidos en dicho grupo.

³² Las marcas de clase indicadas corresponden al centro del intervalo en escala logarítmica, tal y como se han definido los intervalos (ver Figura nº 115).

- (Ajuste a3) Las marcas de clase³³ del rango de valores obtenidos de $I_{s(50),F}$ dentro de cada grupo que, en principio, será más representativo que en el anterior.
- (Ajuste a4) Las marcas de clase³⁴ de los rangos de los valores de $I_{s(50),F}$ utilizados, para cada grupo, en la obtención del mejor ajuste $P - D_e^2$.
- (Ajuste a5) Los valores medios de $I_{s(50),F}$ de las determinaciones utilizadas, en cada uno de los grupos, para obtener los mejores ajustes $P - D_e^2$.

Para el caso inicial de los tres grupos de resistencia considerado, estos ajustes se presentan en las Figuras nº 139 a 146. Este estudio se repetirá sistemáticamente para cada uno de los siguientes intervalos de resistencia que se van a considerar, que son:

- Los grupos de resistencia en los que se suele clasificar la resistencia a Carga Puntual en Mecánica de Rocas (Figura nº 136, parte superior).
- Los subgrupos de resistencia resultantes de dividir los grupos anteriores en tres tramos cada uno, es decir, considerar la zona baja, media y alta de cada clase (parte inferior de la Figura nº 136).
- Los intervalos “naturales” de 1 MPa de amplitud, desde 0 a 12 MPa.
- La distribución en intervalos según la tendencia de alineación de los puntos en el gráfico $P - D_e^2$.

En cada uno de los ajustes, junto con la curva de tendencia, se representará la recta horizontal correspondiente a los valores normativos de B (0,775) o de α (0,45 y 0,50) y los distintos intervalos de resistencia indicados en las Tablas resumen (ver por ejemplo Tabla nº 99); en cada caso, en la Figura correspondiente a la representación de B_o^* (Figura nº 139 en este caso) se presentará la leyenda de estos intervalos, que no se repetirá en las siguientes gráficas.

³³ Estas marcas de clase corresponden al centro de dicho rango en escala logarítmica.

³⁴ La marca de clase, en este caso, en escala natural.

Tabla – 99: Variación de los exponentes B y α , considerando tres grupos de resistencia (CV – 13).

Intervalos (MPa) Rangos de valores	Valores obtenidos (MPa)		$I_{s(50)F}$		Valores utilizados de $I_{s(50)F}$ (Mpa) para el mejor ajuste P - D_e^2		Con todas las determinaciones		Con el mejor ajuste encontrado		Observaciones		
	Marca de clase	Rangos de valores	Marca de clase	Con todas las determin.	Sin valores extremos	Rango	Marca	Media	B_o	α_o^*		B	α^*
1,00 3,00	1,73	1,21 2,90	1,87	2,38	2,49	-	-	-	-	-	-	-	[1]
	1,73	2,20 2,90	2,53	2,55	2,49	2,52	2,62	2,56	0,881	0,239	0,742	0,517	
3,00 10,00	5,48	3,22 6,70	4,64	4,81	4,74	4,41	5,15	4,82	0,692	0,616	0,779	0,443	
10,00 30,00	17,32	10,45	10,45	10,45	10,45	-	-	-	-	-	-	-	[2]

[1] - Para los ajustes se ha ignorado el punto correspondiente a $I_s = 1,21$ MPa

[2] - Al existir solo una determinación en este intervalo, no puede procederse al ajuste P - D_e^2

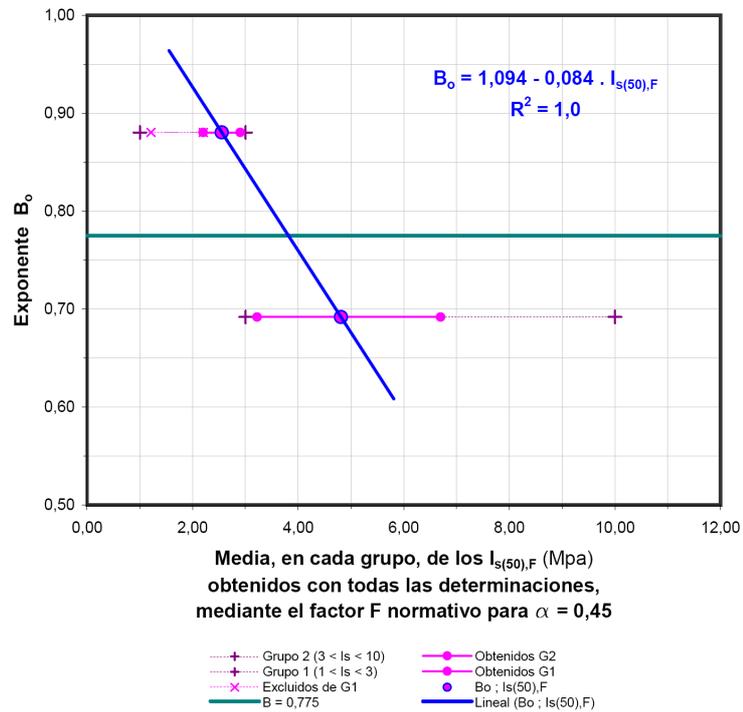


FIGURA – 139: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR GRUPOS DE RESISTENCIA.

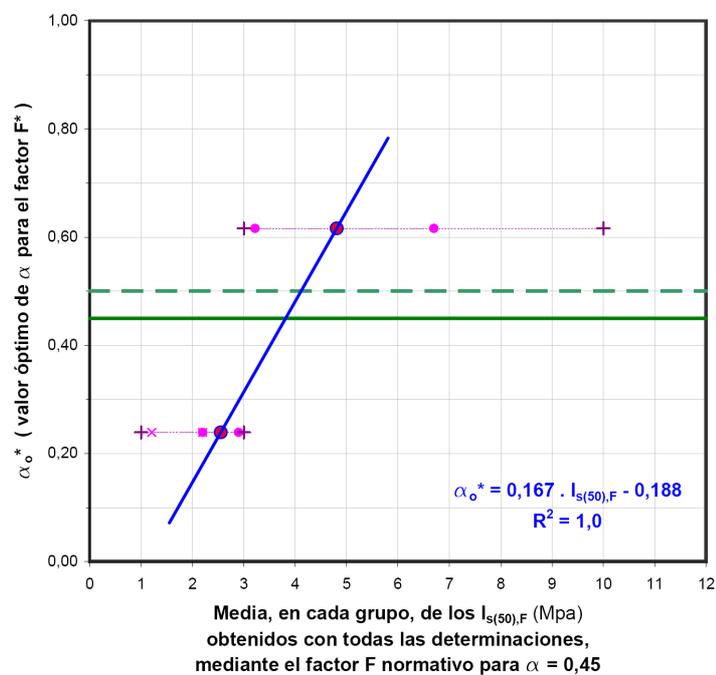


FIGURA – 140: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR GRUPOS DE RESISTENCIA.

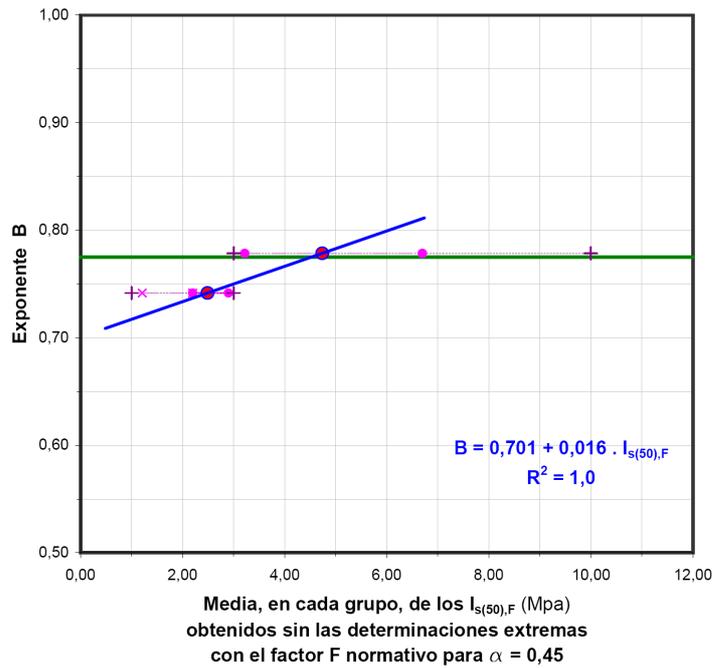


FIGURA – 141: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$, POR GRUPOS DE RESISTENCIA.

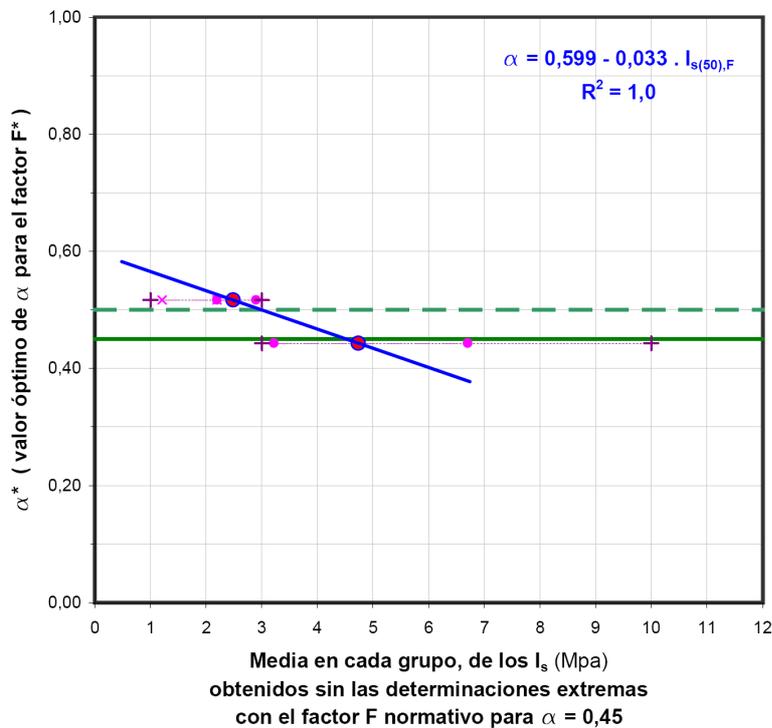


FIGURA – 142: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$, POR GRUPOS DE RESISTENCIA.

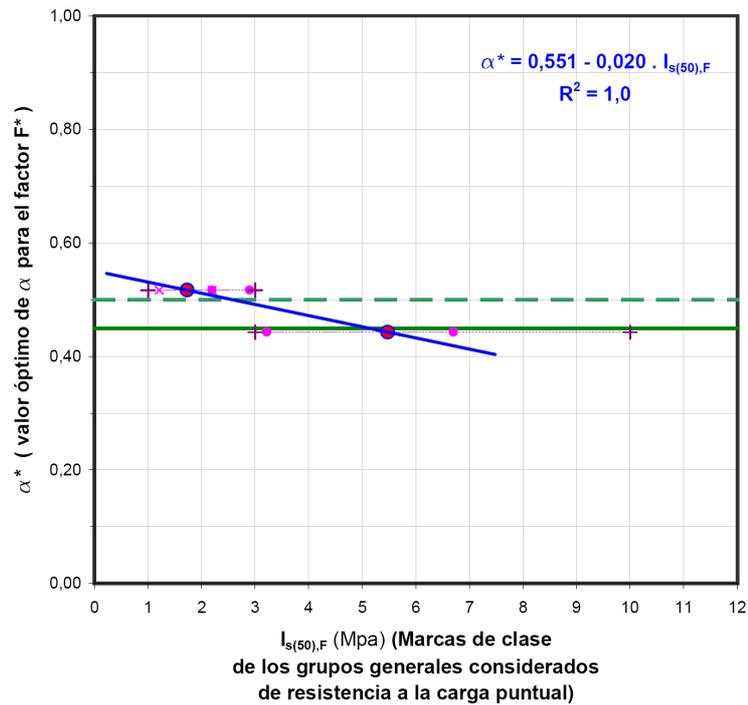


FIGURA – 143: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS GRUPOS DE RESISTENCIA.

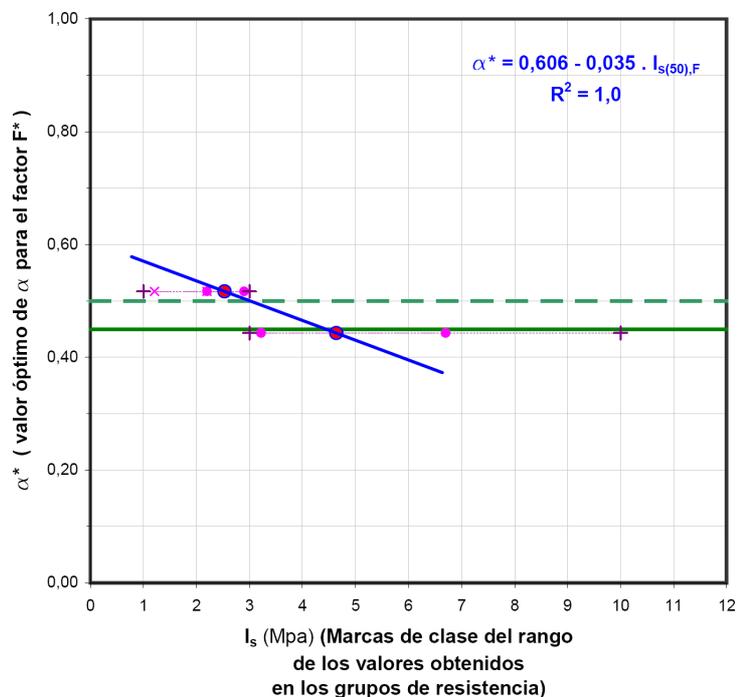


FIGURA – 144: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES OBTENIDOS PARA CADA GRUPO DE RESISTENCIA.

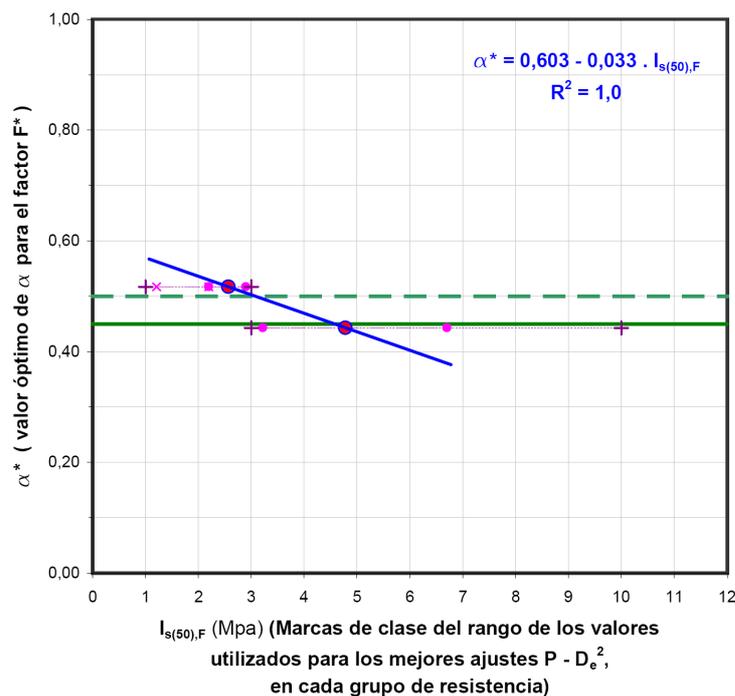


FIGURA – 145: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHS AJUSTES, EN LOS GRUPOS DE RESISTENCIA.

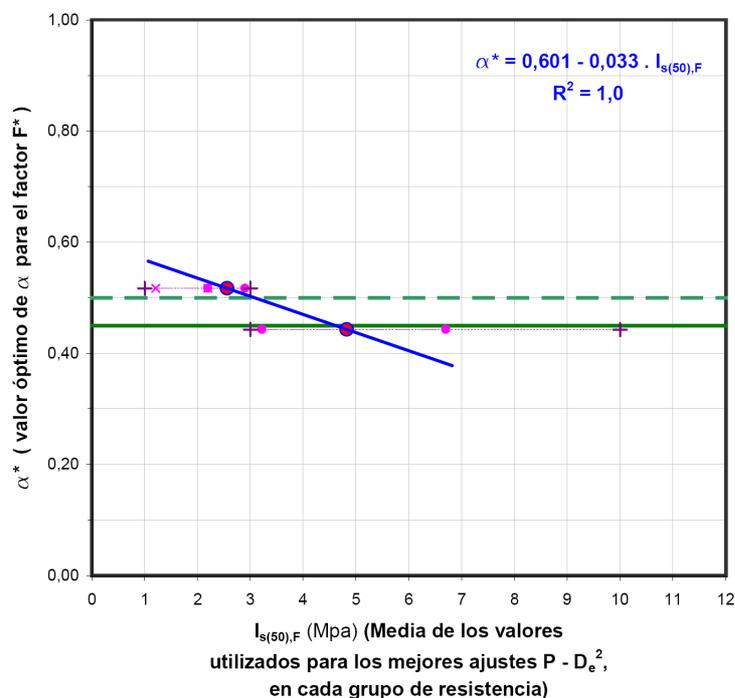


FIGURA – 146: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHS AJUSTES, EN LOS GRUPOS DE RESISTENCIA.

Recapitulando, se han obtenido distintas relaciones entre α^* , exponente del factor de corrección por tamaño correspondiente a la determinación de P_{50} (con el ajuste $P - D_e^2$ para varias determinaciones) y el nivel de resistencia medio ($I_{s(50),F}$) correspondiente a la aplicación individual, para cada determinación, del factor de corrección por tamaño normativo.

Las relaciones obtenidas son las siguientes:

- considerando todas las determinaciones:

$$\begin{aligned} \text{Ajustes a0 : } \mathbf{B}_o &= 1,094 - 0,084 \cdot I_{s(50),F} \\ \alpha_o^* &= 0,167 \cdot I_{s(50),F} - 0,188 \end{aligned} \quad (113)$$

- considerando las determinaciones sin extremos y/o las de los mejores ajustes $P - D_e^2$:

$$\begin{aligned} \text{Ajustes a1 : } \mathbf{B} &= 0,701 + 0,016 \cdot I_{s(50),F} \\ \alpha^* &= 0,599 - 0,033 \cdot I_{s(50),F} \\ \text{Ajuste a2 : } \alpha^* &= 0,551 - 0,020 \cdot I_{s(50),F} \\ \text{Ajuste a3 : } \alpha^* &= 0,606 - 0,035 \cdot I_{s(50),F} \\ \text{Ajuste a4 : } \alpha^* &= 0,603 - 0,033 \cdot I_{s(50),F} \\ \text{Ajuste a5 : } \alpha^* &= 0,601 - 0,033 \cdot I_{s(50),F} \end{aligned} \quad (114)$$

Las relaciones anteriores pueden orientar, pero son muy poco válidas por diversas razones:

- El considerar la escala general de resistencias (0,003 – 0,1 – ... – 10 – 30) conduce, en este caso, a disponer solamente de dos puntos, pues en el intervalo $10 < I_s < 30$ hay solo una determinación.
- Además, los dos intervalos disponibles ($1,0 < I_s < 3,0$ y $3,0 < I_s < 10$) están muy descompensados; mientras que en el primero están todas las determinaciones agrupadas en la zona final (menos 1, con aspecto de “irregular”), en el segundo están cubriendo todo el intervalo, debiéndose

eliminar muchos puntos (ver Figura nº 137) para obtener los mejor alineados (y los eliminados tienen aspecto de presentar alineaciones tan buenas como la obtenida).

- Con dos puntos se tiene siempre una recta de ajuste perfecto ($R^2 = 1$), sea o no significativa la relación³⁵. Será necesario dividir las determinaciones en un número mayor de grupos, para comprobar si existe una relación entre la variación de $I_{s(50),F}$ y α^* .

Pese a todo ello, en principio, pueden sacarse las siguientes conclusiones:

- ✓ La pendiente de la recta de ajuste se invierte de considerar todas las determinaciones a considerar solo las mejor alineadas, siendo este último caso el que parece más adecuado.
- ✓ La relación entre α^* e $I_{s(50),F}$, si es lineal, será del tipo:

$$\alpha^* = \pm C_1 \pm C_2 \cdot I_{s(50),F} \quad (115)$$

y es más lógico que sea del tipo:

$$\alpha^* = + C_1 \pm C_2 \cdot I_{s(50),F} \quad (116)$$

es decir, partir de un valor fijo y positivo C_1 , (que debería tener un valor no muy alejado del normativo $\alpha = 0,45$) que se modifique ligeramente (con un coeficiente $\pm C_2$, de bajo módulo) con el valor de $I_{s(50),F}$.

- ✓ El valor de $\alpha^* = \alpha = 0,45$ se obtiene para $I_{s(50),F} = 3,82$ MPa, con la relación (104) y entre 4,52 y 5,12 MPa con las relaciones (ecuación nº 92), lo cual parece bastante congruente, pues es un rango de resistencia a la compresión puntual bastante común a todo tipo de rocas (ver Figura nº 34) en la zona baja de la resistencia muy alta.

³⁵ Que por otra parte, en principio, no tiene por que ser recta.

6.4.2. Análisis por subgrupos de resistencia

Como se ha dicho, parece necesario hacer un análisis en el que intervengan más intervalos de resistencia; comenzaremos dividiendo cada intervalo general en tres grupos³⁶ (ver parte inferior de la Figura nº 136), de manera que se tendrán 9 subintervalos: 1,00 – 1,44 – 2,08 – 3,0 – 4,5 – 6,7 – 10,0 – 14,4 – 20,0 – 30,0, de los cuales se dispone de determinaciones en 5, y de más de una determinación en 3 (2,08 – 3,0 – 4,5 – 6,7) y, aunque no supone un gran incremento respecto al análisis anterior, se va a realizar el estudio con esos 3 intervalos antes de dividir en más subclases.

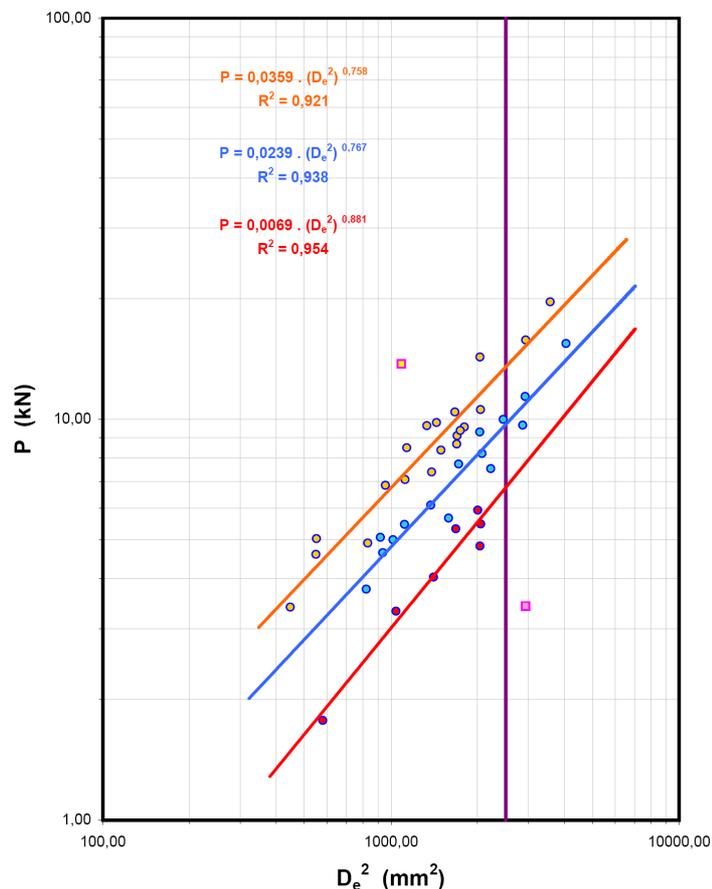


FIGURA – 147: AJUSTE $P - D_E^2$ PARA LOS SUB-GRUPOS DE RESISTENCIA $2,08 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 4,5$; $4,5 < I_s < 6,7$; (SIN IGNORAR NINGÚN VALOR)

³⁶ Esto supone, en cada clase de resistencia, considerar tres subclases: baja, media, alta.

La tendencia en los tres subintervalos³⁷ considerados ahora, sin ignorar ningún punto, se muestra en la Figura nº 147. Los ajustes para cada uno de los tres subintervalos tienen un buen coeficiente de determinación R^2 (0,95; 0,94 y 0,92 respectivamente), pero si se ignoran los puntos menos alineados, hasta alcanzar valores de R^2 próximos a 0,98 ~ 0,99, se obtienen los resultados que se muestran en la Figura nº 148. En la Tabla nº 100 se presentan los resultados obtenidos con todos estos ajustes.

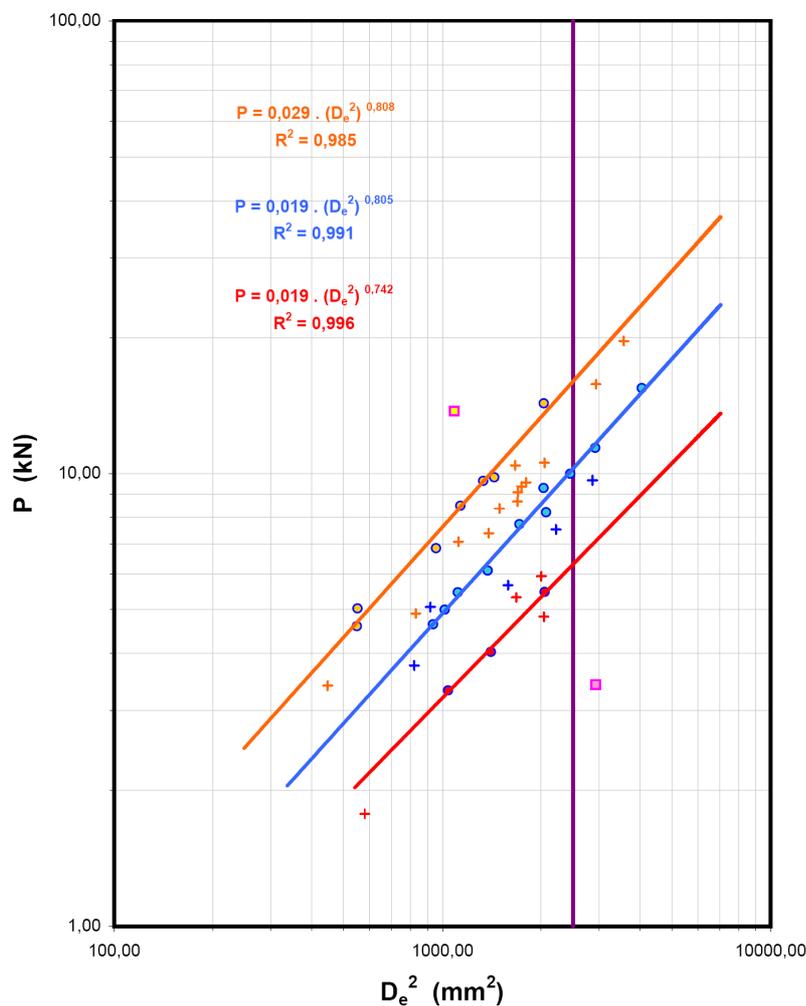


FIGURA – 148: AJUSTE $P - D_e^2$ PARA LOS SUB-GRUPOS DE RESISTENCIA $2,08 < I_s < 3,0$; $3,0 < I_s < 4,5$; $4,5 < I_s < 6,7$; (IGNORANDO LOS PEOR ALINEADOS) (TODOS LOS ENSAYOS CON PROBETAS DE DIMENSIONES NORMATIVAS DE LA CV – 13).

³⁷ En los subintervalos $1,00 < I_s < 1,44$ y $10,0 < I_s < 14,4$, hay solo una determinación en cada uno, que se han representado en la Figura nº 126 mediante cuadrados.



Tabla – 100: Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual, con probetas de dimensiones normativas, por subgrupos de resistencia (CV – 13).

Ensayos de la CV - 13 por subgrupos de resistencia (Todas las tandas de ensayo)			Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)						
			Mediante el factor de corrección por tamaño, F				Estimando P_{50} (kN)		
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de resistencia			Según grupos de resistencia	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$
L02 - A2	54,18	3,42	1,0368	1,21	-	-	-	-	-
L01 - B3	24,09	1,77	0,7199	2,20					
L05 - A3	45,14	4,83	0,9550	2,26					
L05 - B3	37,49	4,04	0,8784	2,52					
L03 - A3	45,27	5,47	0,9563	2,55	2,55	2,56	2,56	6,29	2,52
L03 - B2 - 2	32,26	3,32	0,8211	2,62					
L07 - B1	44,76	5,93	0,9514	2,82					
L03 - B1 - 1	41,00	5,32	0,9145	2,90					
L03 - B1 - 2	39,81	5,66	0,9025	3,22					
C11 - C - L2	47,14	7,53	0,9738	3,30					
L05 - B2	53,56	9,66	1,0315	3,47					
L10 - B3	28,66	3,77	0,7785	3,57					
C11 - C - L1	45,50	8,21	0,9585	3,80					
L03 - B2 - 1	37,09	6,10	0,8743	3,88					
L01 - B5 - 1	30,61	4,64	0,8019	3,97					
L10 - B2	31,89	5,00	0,8167	4,02	3,90	3,95	3,98	10,24	4,10
L01 - A6	54,06	11,40	1,0358	4,04					
L10 - B1	49,54	9,99	0,9959	4,05					
C15 - C - L1	33,41	5,46	0,8341	4,08					
C10 - C - L2	41,46	7,73	0,9191	4,13					
C20 - C - L1	63,68	15,44	1,1150	4,25					
L08 - A3	45,10	9,29	0,9546	4,36					
C06 - C - L1	30,31	5,07	0,7984	4,41					
C15 - C - L2	28,83	4,91	0,7806	4,61					
C12 - C - L1	37,23	7,38	0,8757	4,67					
L08 - B1	41,14	8,67	0,9160	4,69					
C10 - C - L3	41,19	9,09	0,9165	4,91					
C09 - C - L2	42,43	9,56	0,9287	4,93					
L07 - A2	45,25	10,57	0,9561	4,93					
L01 - B1	41,73	9,37	0,9218	4,96					
L09 - B1 - 2	38,63	8,37	0,8904	4,99					
C09 - C - L1	21,15	3,40	0,6790	5,15					
L06 - B2	33,48	7,06	0,8348	5,26					
L04 - A7	54,21	15,76	1,0370	5,56	5,49	5,43	5,51	15,96	6,38
L04 - B1	40,83	10,42	0,9128	5,70					
L01 - B5 - 2	30,93	6,84	0,8057	5,76					
C06 - A	59,76	19,62	1,0836	5,95					
L01 - B4	23,43	4,60	0,7110	5,95					
C12 - A	37,96	9,81	0,8834	6,02					
L06 - B1	33,69	8,49	0,8372	6,26					
L09 - B1 - 1	36,51	9,63	0,8681	6,27					
L10 - B4	23,49	5,03	0,7118	6,49					
L04 - A5	45,14	14,29	0,9550	6,70					
L04 - B4	33,01	13,72	0,8296	10,45	-	-	-	-	-
Valor medio	con todos los valores			4,50	3,98	3,98	4,02	-	4,33
	sin valores extremos			4,45	3,90	3,95	3,98	-	4,10
	con selección de valores			4,43	-	-	-	-	-

Puede observarse, en la Tabla nº 100, como el valor medio de todas las determinaciones varía ligeramente utilizando el factor F normativo³⁸ o determinando el P_{50} (de 4,45 MPa en el primer caso y 4,33 MPa en el segundo, un descenso del 2,7 %). Pero en cada uno de los subgrupos las variaciones que se producen no siguen la misma tendencia y son muy diferentes entre sí: de 2,56 a 2,52 MPa en el subgrupo de menor resistencia (descenso del 1,5 %), de 3,95 a 4,10 MPa en el subgrupo intermedio (incremento del 4 %) y de 5,43 a 6,38 MPa en el de mayor resistencia (incremento del 17,5 %).

Lo anterior puede indicar que el grupo de mayor resistencia se está tomando con un rango muy amplio, y que la división en grupos de resistencia basados en la Figura nº 136 tal vez no es muy acertado. En ese sentido, puede observarse, en la Figura nº 148, que podría realizarse una mayor subdivisión (que se realizará más adelante): en el subgrupo medio se han eliminado puntos que prácticamente forman otra alineación y en el subgrupo de mayor resistencia se han eliminado muchos puntos con varias alineaciones.

En la Tabla nº 101 se muestra, al igual que se hizo para los grupos, los valores del exponente B y de α^* obtenidos para los subgrupos con los distintos valores del índice de resistencia a la Carga Puntual. Con los valores de dicha Tabla se han realizado los ajustes a_0 , ... a_5 , expuestos anteriormente. Esos ajustes se presentan en las Figuras nº 149 a 156.

En esta ocasión, al disponer ya de tres puntos, se han tanteado también otros ajustes no lineales, encontrándose, entre ellos, como más adecuado el ajuste logarítmico.

Los ajustes logarítmicos, presentan unos coeficientes de determinación algo mejores que los lineales, pero, al tratarse de ajustes de solo tres puntos esto no es significativo, pues a no ser que esos tres puntos estén muy alineados siempre habrá un ajuste no lineal con mejor coeficiente de determinación³⁹.

³⁸ Sin considerar los valores extremos.

³⁹ Por ejemplo, con tres puntos (no alineados) un ajuste parabólico es siempre perfecto ($R^2 = 1$).

Tabla – 101: Variación de los exponentes B y α , considerando 9 subgrupos de resistencia (CV – 13).

Subgrupos (MPa)	Rangos de valores	Marca de clase	Valores obtenidos (MPa)		$I_{s(50),F}$	Valores utilizados de $I_{s(50),F}$ (Mpa) para el mejor ajuste P - D ²			Con todas las determinaciones		Con el mejor ajuste encontrado	Observaciones	
			Rangos de valores	Marca de clase		Rango	Marca	Media	B ₀	α_0^*			B
1,00	1,44	1,20	1,21	-	1,21	1,21	-	-	-	-	-	[1]	
1,44	2,08	1,73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]	
2,08	3,00	2,50	2,20	2,90	2,55	2,56	2,52	2,62	2,57	2,56	0,742	0,517	
3,00	4,50	3,67	3,22	4,41	3,90	3,95	3,80	4,36	4,08	4,06	0,805	0,391	
4,50	6,70	5,49	4,61	6,70	5,49	5,43	5,76	6,70	6,23	6,21	0,808	0,383	
6,70	10,00	8,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]
10,00	14,40	12,00	10,45	-	10,45	10,45	-	-	-	-	-	-	[1]
14,40	20,80	17,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]
20,80	30,00	24,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]

[1] - Al existir solo una determinación en este intervalo, no puede procederse al ajuste P - D²
 [2] - En estos subintervalos no se dispone de ninguna determinación

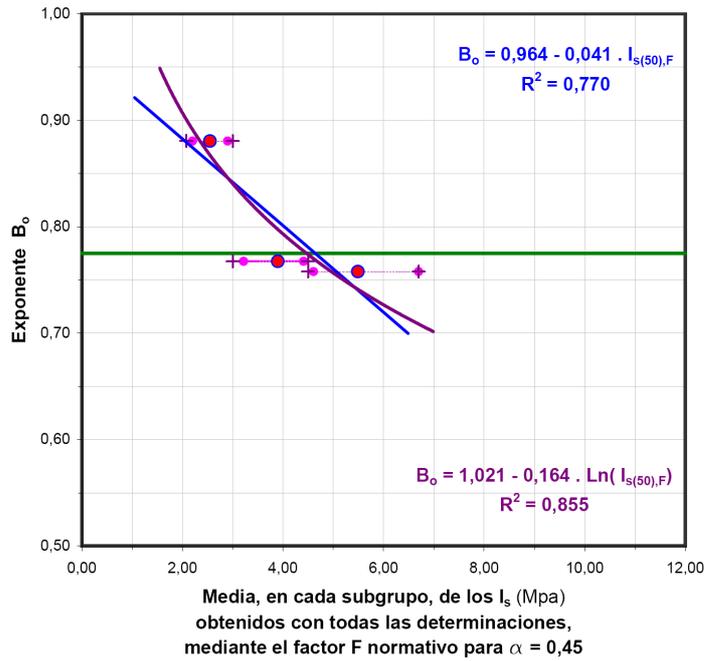


FIGURA – 149: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.

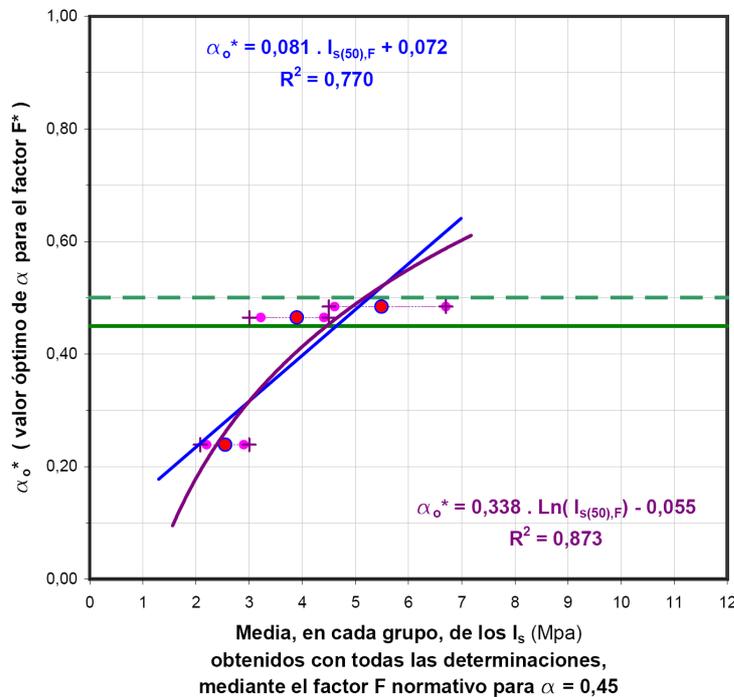
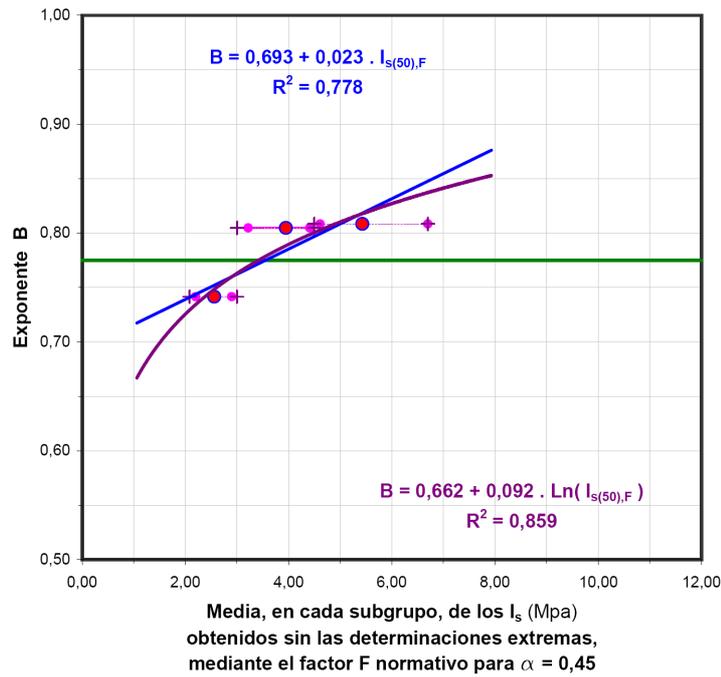
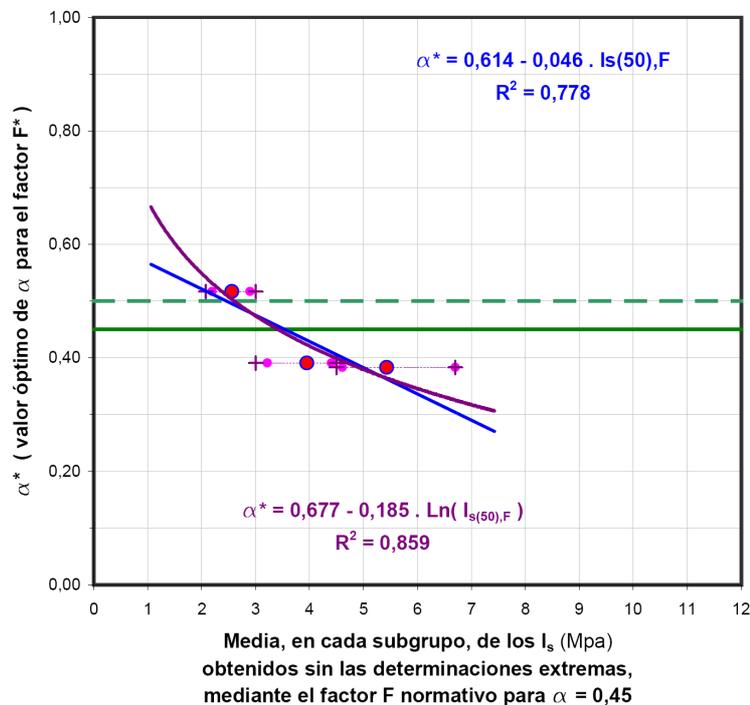


FIGURA – 150: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.



**FIGURA – 151: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$,
 FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$,
 POR SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.**



**FIGURA – 152: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$,
 FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$,
 POR SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.**

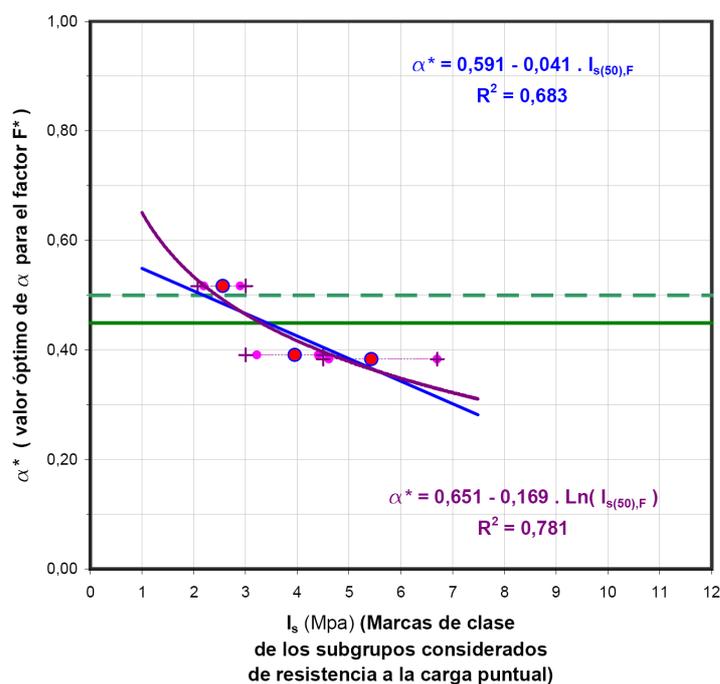


FIGURA – 153: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.

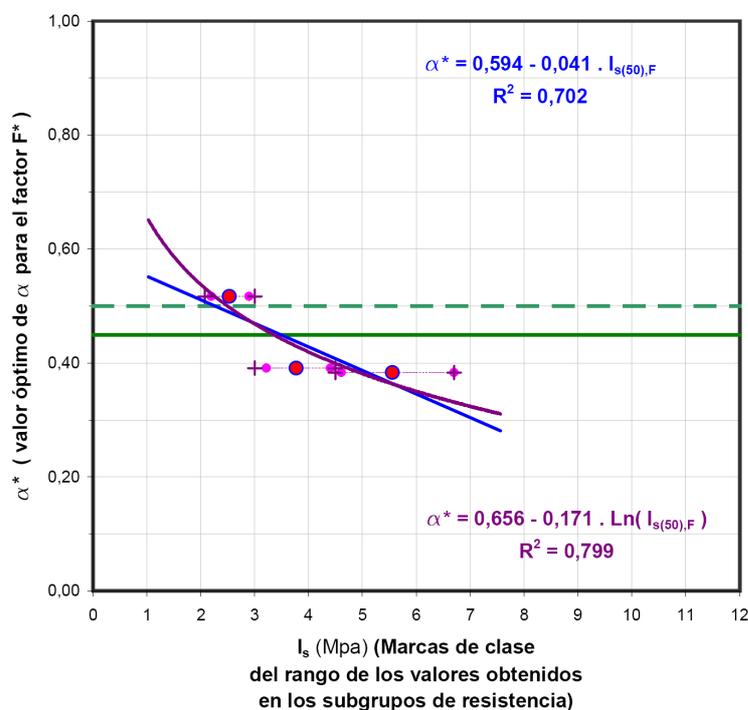


FIGURA – 154: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES OBTENIDOS PARA CADA SUBGRUPO DE RESISTENCIA.

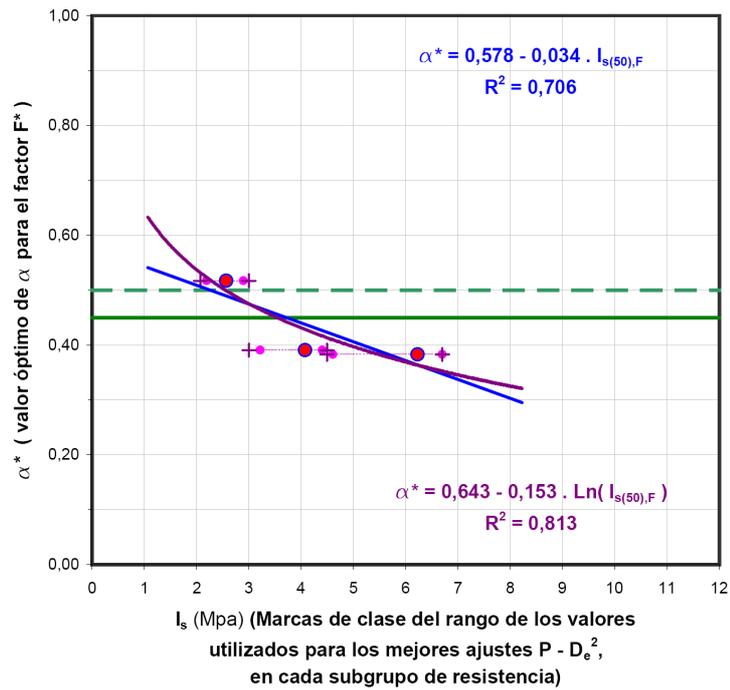


FIGURA – 155: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHS AJUSTES, EN LOS SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.

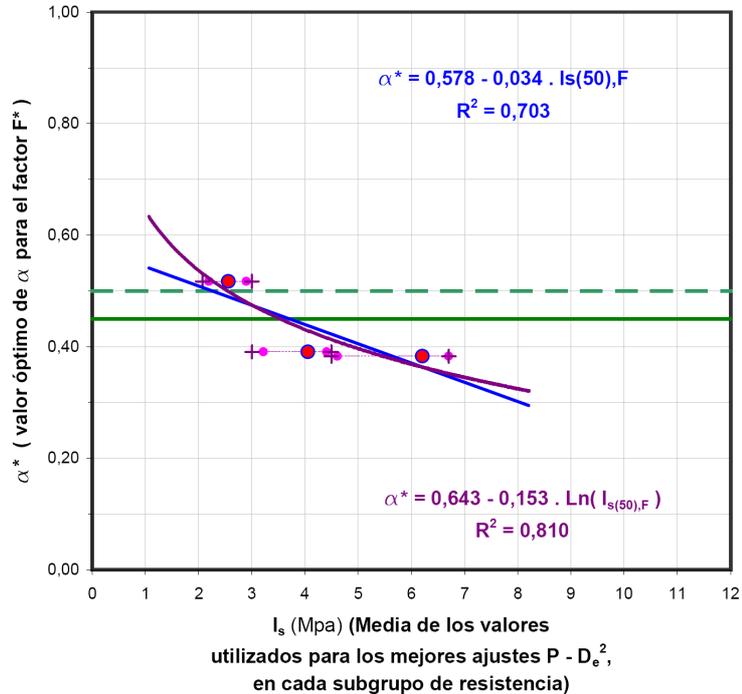


FIGURA – 156: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHS AJUSTES, EN LOS SUBGRUPOS DE RESISTENCIA.

Las relaciones obtenidas, para la división en subgrupos de resistencia, son las siguientes:

- considerando todas las determinaciones:

$$\begin{aligned}
 \text{Ajustes a0 : } \mathbf{B}_o &= 0,964 - 0,041 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,770) \\
 \alpha_o^* &= 0,081 \cdot I_{s(50),F} + 0,072 & (R^2 = 0,770) \\
 \text{ajustes logarítmicos :} & & (117) \\
 \mathbf{B}_o &= 1,021 - 0,164 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,855) \\
 \alpha_o^* &= 0,338 \cdot \ln(I_{s(50),F}) - 0,055 & (R^2 = 0,873)
 \end{aligned}$$

- considerando las determinaciones sin extremos y/o las de los mejores ajustes P – D_e²:

Con la media, sin extremos, de los valores de cada subgrupo :

$$\begin{aligned}
 \text{Ajustes a1 : } \mathbf{B} &= 0,693 + 0,023 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,778) \\
 \alpha^* &= 0,614 - 0,046 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,778) \\
 \mathbf{B} &= 0,662 + 0,092 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,859) \\
 \alpha^* &= 0,677 - 0,185 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,859)
 \end{aligned}$$

Con marcas y/o medias de clase :

$$\begin{aligned}
 \text{Ajuste a2 : } \alpha^* &= 0,591 - 0,041 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,683) \\
 \alpha^* &= 0,651 - 0,169 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,781) \\
 \text{Ajuste a3 : } \alpha^* &= 0,594 - 0,041 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,702) \\
 \alpha^* &= 0,656 - 0,171 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,799) \\
 \text{Ajuste a4 : } \alpha^* &= 0,578 - 0,034 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,706) \\
 \alpha^* &= 0,643 - 0,153 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,813) \\
 \text{Ajuste a5 : } \alpha^* &= 0,578 - 0,034 \cdot I_{s(50),F} & (R^2 = 0,703) \\
 \alpha^* &= 0,643 - 0,153 \cdot \ln(I_{s(50),F}) & (R^2 = 0,810)
 \end{aligned}
 \tag{118}$$

De los ajustes anteriores se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- ✓ Se confirma que considerar todas las determinaciones invierte la pendiente de la recta de ajuste.
- ✓ El mejor ajuste corresponde a considerar en cada subgrupo la media sin extremos de los valores obtenidos (ajuste a1).
- ✓ La relación más adecuada entre α^* e $I_{s(50),F}$ es del tipo previsto con el estudio de los grupos (ver Ecuación nº 126), aunque se han obtenido mejores coeficientes de determinación con el ajuste logarítmico, pero en ambos casos la tendencia es la misma:

$$\alpha^* = + C_1 - C_2 \cdot I_{s(50),F} \quad (119)$$

$$\alpha^* = + C_1 - C_2 \cdot \ln(I_{s(50),F})$$

es decir, se parte de un valor fijo y positivo C_1 (de cuyo valor se hablará a continuación) que se modifica ligeramente con el valor de $I_{s(50),F}$ (o de su logaritmo) mediante un coeficiente negativo C_2 de bajo módulo.

- ✓ Los coeficientes C_1 y C_2 tienen una evolución, con la bondad de los ajustes $\alpha^* - I_{s(50),F}$, de la forma que se indica en la Tabla nº 102.

Tabla – 102: Evolución de los coeficientes C_1 y C_2 con la bondad de los ajustes $\alpha^* - I_{s(50),F}$, considerando subgrupos de resistencia.

<i>C₁ para el ajuste lineal con los 3 grupos generales de resistencia</i>	Ajuste	Ajustes con los subgrupos					
		Lineal			Logarítmico		
		R ²	C ₁	C ₂	R ²	C ₁	C ₂
0,551	a2	0,6833	0,5905	-0,0413	0,7813	0,6510	-0,1690
0,606	a3	0,7022	0,5937	-0,0414	0,7987	0,6562	-0,1707
0,601	a5	0,7031	0,5775	-0,0344	0,8104	0,6430	-0,1532
0,603	a4	0,7057	0,5777	-0,0343	0,8128	0,6435	-0,1531
0,599	a1	0,7777	0,6141	-0,0462	0,8594	0,6768	-0,1847

La evolución de C_1 parece ser creciente, hacia un valor superior a 0,6, cuando mejora el ajuste $\alpha^* - I_{s(50),F}$; mientras que la evolución del coeficiente C_2 no parece tan clara, aunque si presenta un ligero crecimiento (en módulo).

En las Figuras nº 157 y 158 se han representado estas evoluciones.

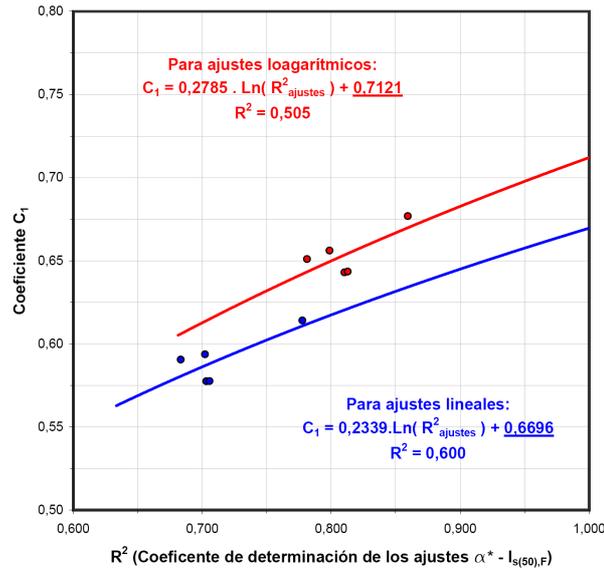


FIGURA – 157: EVOLUCIÓN DEL COEFICIENTE C_1 CON LA BONDAD DE LOS AJUSTES $\alpha - I_{s(50),F}$ (AJUSTES LINEAL Y LOGARÍTMICO PARA SUBGRUPOS DE RESISTENCIA)

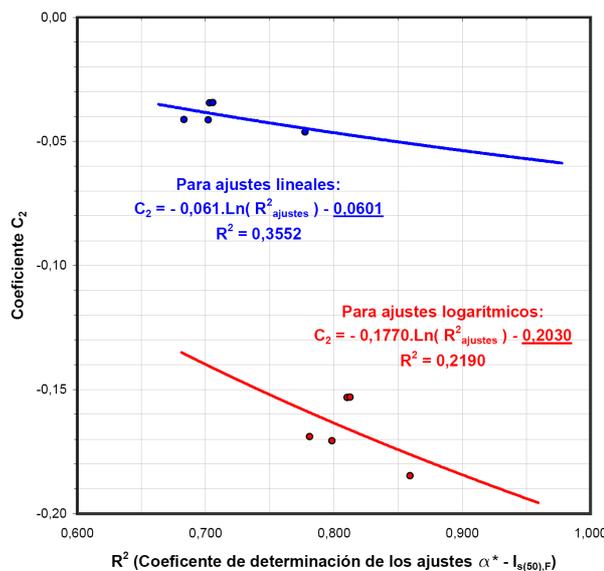


FIGURA – 158: EVOLUCIÓN DEL COEFICIENTE C_2 CON LA BONDAD DE LOS AJUSTES $\alpha - I_{s(50),F}$ (AJUSTES LINEAL Y LOGARÍTMICO PARA SUBGRUPOS DE RESISTENCIA)



- ✓ Finalmente, el valor de $\alpha^* = \alpha = 0,45$ se obtiene para $I_{s(50),F} = 4,64$ y $4,46$ MPa (ajuste lineal y logarítmico respectivamente) con la relación (ecuación nº 102) y entre $3,41 - 3,72$ MPa y $3,28 - 3,54$ MPa con las relaciones (ecuación nº 103).

Esto supone seguir en la zona baja de la resistencia muy alta, al igual que en el caso anterior, pero más cerca de la zona alta de la resistencia alta.

Es decir, todo parece indicar que el valor de $\alpha = 0,45$ con el que se obtiene el coeficiente F normativo, es adecuado para rangos de resistencia a la Carga Puntual en torno a $3 \sim 4$ MPa, rango de valores, como se dijo, que puede darse en todo tipo de rocas.

6.4.3. Análisis por intervalos de resistencia de 1 MPa

Para continuar con el análisis, dividiendo la resistencia en más rangos de modo que se disponga de más puntos para los ajustes $\alpha^* - I_{s(50),F}$, no parece conveniente dividir los subgrupos de la escala logarítmica tradicional (ver Figura nº 136), sino que, como se dijo inicialmente, se van a considerar intervalos de clase de 1 MPa en un rango de 0 a 12 MPa de modo que excluyendo los dos valores “anómalos” de 1,21 y 10,45 MPa, se dispondrá de 5 niveles de resistencia con los siguientes límites de intervalos: 2,0 – 3,0 – 4,0 – 5,0 – 6,0 – 7,0.

Al igual de cómo se hizo en los análisis anteriores, en la Figura nº 159 se muestran las tendencias de los 5 niveles sin ignorar ningún punto.

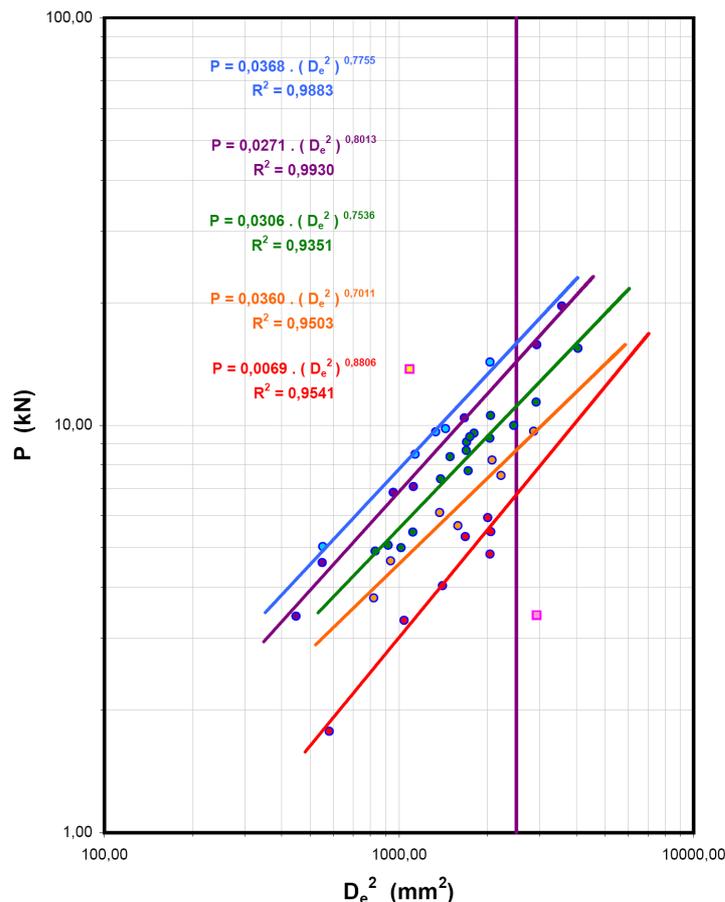


FIGURA – 159: AJUSTE $P - D_E^2$ PARA NIVELES DE RESISTENCIA DE 1 MPa, DE 2,0 A 7,0 MPa (SIN IGNORAR NINGÚN VALOR)

De nuevo los ajustes para cada uno de los 5 niveles considerados, tienen un buen coeficiente de determinación R^2 (0,95; 0,95; 0,94; 0,99 y 0,99 de menor a mayor resistencia respectivamente).

Con esos valores de R^2 se podría realizar el análisis para los cinco niveles con los ajustes de la Figura nº 159, pero, para mantener la misma línea de análisis se va a proceder de nuevo al ajuste en los intervalos, ignorando los puntos menos alineados hasta alcanzar valores de R^2 próximos a 0,98 ~ 0,99, para lo cual solo será necesario modificar los tres primeros intervalos.

Los ajustes realizados, ignorando puntos no alineados se muestran en la Figura nº 160, y en la Tabla nº 103 se presentan los resultados obtenidos con dichos ajustes.

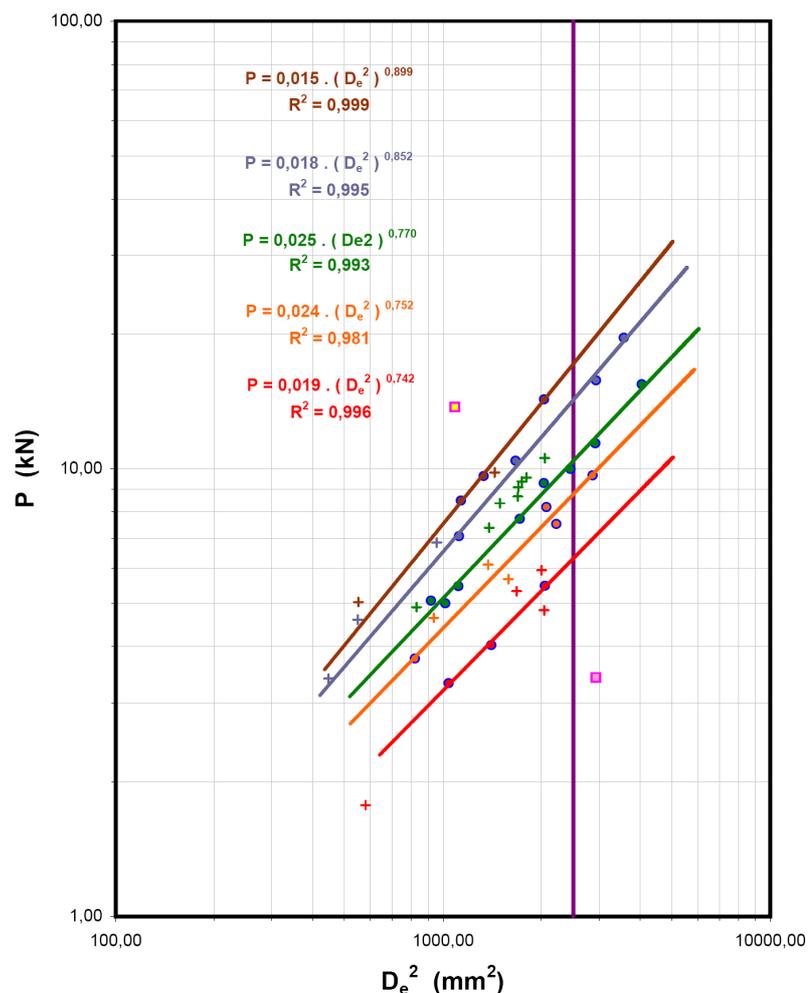


FIGURA – 160 AJUSTE $P - D_e^2$ PARA NIVELES DE RESISTENCIA DE 1 MPA, DE 2,0 A 7,0 MPA (IGNORANDO LOS VALORES PEOR ALINEADOS)

En dicha Tabla puede observarse que el valor de todas las determinaciones utilizando el factor F normativo (4,45 MPa) sufre un incremento del 2 % cuando se obtiene con las determinaciones de P_{50} .

En cada uno de los intervalos las variaciones son: de 2,56 MPa a 2,52 MPa (descenso del 1,5 %), de 3,61 MPa a 3,51 MPa (descenso del 2,8 %), de 4,50 MPa a 4,16 MPa (descenso del 7,5 %), de 5,67 MPa a 5,69 MPa (incremento del 0,4 %) y de 6,34 MPa a 6,85 MPa (incremento del 8 %).

Comparando estas cifras con las de los análisis anteriores, parece ser que el rango de resistencias es más adecuado, pero, observando la Figura nº 159, puede comprobarse que el tercer intervalo no solo tiene más determinaciones que los anteriores, sino que con las determinaciones no consideradas se podía establecer una buena alineación y además, están todas esas determinaciones en la mitad superior del intervalo.

Todo lo anterior indica que se podría establecer un mayor número de intervalos (y así disponer de más puntos para el ajuste de α^* frente a $I_{s(50),F}$)⁴⁰; pero ahora vamos a analizar dichos ajustes para los valores obtenidos con los intervalos de 1 MPa, que se muestran en la Tabla nº 104 y en las Figuras nº 161 a 168.

⁴⁰ El siguiente paso sería considerar subintervalos de 0,5 MPa. Para el rango de 0 a 12 MPa esto supondría un total de 20 subintervalos, en los que dispondríamos de valores en 10 de ellos (desde los subintervalos de 2,0 a 2,5 MPa al de 6,5 a 7,0 MPa) con la siguiente distribución del número de datos de cada uno de ellos:

Subintervalos	2 – 2,5	2,5 – 3	3 – 3,5	3,5 – 4	4 – 4,5	4,5 – 5	5 – 5,5	5,5 – 6	6 – 6,5	6,5 – 7
Nº de datos	2	5	3	4	8	8	2	5	4	1

Con esa distribución de datos se hace muy difícil realizar un análisis que mejore los anteriores; es necesario por tanto disponer de un mayor número de determinaciones para continuar dicho análisis.



Tabla – 103: Conjunto de todos los ensayos de resistencia a Carga Puntual, con probetas de dimensiones normativas, por intervalos de resistencia de 1 MPa.

Ensayos de la CV - 13 intervalos de resistencia de 1 MPa (Todas las tandas de ensayo)			Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, I_{s50} (Mpa)						
			Mediante el factor de corrección por tamaño, F				Estimando P_{50} (kN)		
Ref. de la probeta	Datos del ensayo		Para cada probeta individualmente		Medias de $I_{s(50)}$ según grupos de resistencia			Según grupos de resistencia	
	D_e (mm)	P (kN)	F	$I_{s(50)}$	Con todos	Sin extrem.	Con selec.	P_{50}	$I_{s(50)}$
L02 - A2	54,18	3,42	1,0368	1,21	-	-	-	-	-
L01 - B3	24,09	1,77	0,7199	2,20					
L05 - A3	45,14	4,83	0,9550	2,26					
L05 - B3	37,49	4,04	0,8784	2,52					
L03 - A3	45,27	5,47	0,9563	2,55	2,55	2,56	2,56	6,29	2,52
L03 - B2 - 2	32,26	3,32	0,8211	2,62					
L07 - B1	44,76	5,93	0,9514	2,82					
L03 - B1 - 1	41,00	5,32	0,9145	2,90					
L03 - B1 - 2	39,81	5,66	0,9025	3,22					
C11 - C - L2	47,14	7,53	0,9738	3,30					
L05 - B2	53,56	9,66	1,0315	3,47					
L10 - B3	28,66	3,77	0,7785	3,57	3,60	3,61	3,68	8,76	3,51
C11 - C - L1	45,50	8,21	0,9585	3,80					
L03 - B2 - 1	37,09	6,10	0,8743	3,88					
L01 - B5 - 1	30,61	4,64	0,8019	3,97					
L10 - B2	31,89	5,00	0,8167	4,02					
L01 - A6	54,06	11,40	1,0358	4,04					
L10 - B1	49,54	9,99	0,9959	4,05					
C15 - C - L1	33,41	5,46	0,8341	4,08					
C10 - C - L2	41,46	7,73	0,9191	4,13					
C20 - C - L1	63,68	15,44	1,1150	4,25					
L08 - A3	45,10	9,29	0,9546	4,36					
C06 - C - L1	30,31	5,07	0,7984	4,41	4,50	4,50	4,59	10,40	4,16
C15 - C - L2	28,83	4,91	0,7806	4,61					
C12 - C - L1	37,23	7,38	0,8757	4,67					
L08 - B1	41,14	8,67	0,9160	4,69					
C10 - C - L3	41,19	9,09	0,9165	4,91					
C09 - C - L2	42,43	9,56	0,9287	4,93					
L07 - A2	45,25	10,57	0,9561	4,93					
L01 - B1	41,73	9,37	0,9218	4,96					
L09 - B1 - 2	38,63	8,37	0,8904	4,99					
C09 - C - L1	21,15	3,40	0,6790	5,15					
L06 - B2	33,48	7,06	0,8348	5,26					
L04 - A7	54,21	15,76	1,0370	5,56					
L04 - B1	40,83	10,42	0,9128	5,70	5,62	5,67	5,67	14,22	5,69
L01 - B5 - 2	30,93	6,84	0,8057	5,76					
C06 - A	59,76	19,62	1,0836	5,95					
L01 - B4	23,43	4,60	0,7110	5,95					
C12 - A	37,96	9,81	0,8834	6,02					
L06 - B1	33,69	8,49	0,8372	6,26					
L09 - B1 - 1	36,51	9,63	0,8681	6,27	6,35	6,34	6,34	17,12	6,85
L10 - B4	23,49	5,03	0,7118	6,49					
L04 - A5	45,14	14,29	0,9550	6,70					
L04 - B4	33,01	13,72	0,8296	10,45	-	-	-	-	-
Valor medio	con todos los valores			4,50	4,52	4,54	4,57	-	4,54
	sin valores extremos			4,45	4,57	4,60	4,65	-	4,45
	con selección de valores			4,43	-	-	-	-	-

**Tabla – 104: Variación de los exponentes B y α ,
Considerando intervalos de resistencia de 1 MPa (CV – 13).**

Intervalos (MPa)	Valores obtenidos (MPa)		$I_{s(50),F}$	Valores utilizados de $I_{s(50),F}$ (Mpa)			Con todas las determinaciones		Con el mejor ajuste encontrado		Observaciones
	Rangos de valores	Marca de clase		Rango	Marca	Media	B_0	α_0^*	B	α^*	
1,00	2,00	1,50	1,21	-	-	-	-	-	-	-	[1]
2,00	3,00	2,50	2,55	2,90	2,57	2,56	0,881	0,239	0,742	0,517	
3,00	4,00	3,50	3,60	3,97	3,55	3,54	0,701	0,598	0,752	0,495	
4,00	5,00	4,50	4,50	4,99	4,22	4,17	0,754	0,493	0,770	0,459	
5,00	6,00	5,50	5,62	5,95	5,61	5,62	0,801	0,397	0,852	0,296	
6,00	7,00	6,50	6,35	6,70	6,48	6,41	0,775	0,449	0,899	0,203	
8,00	9,00	8,50	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]
8,00	10,00	9,00	-	-	-	-	-	-	-	-	[2]
10,00	11,00	10,50	10,45	10,45	-	-	-	-	-	-	[1]

[1] - Al existir solo una determinación en este intervalo, no puede procederse al ajuste $P - D_e^2$

[2] - En estos subintervalos no se dispone de ninguna determinación

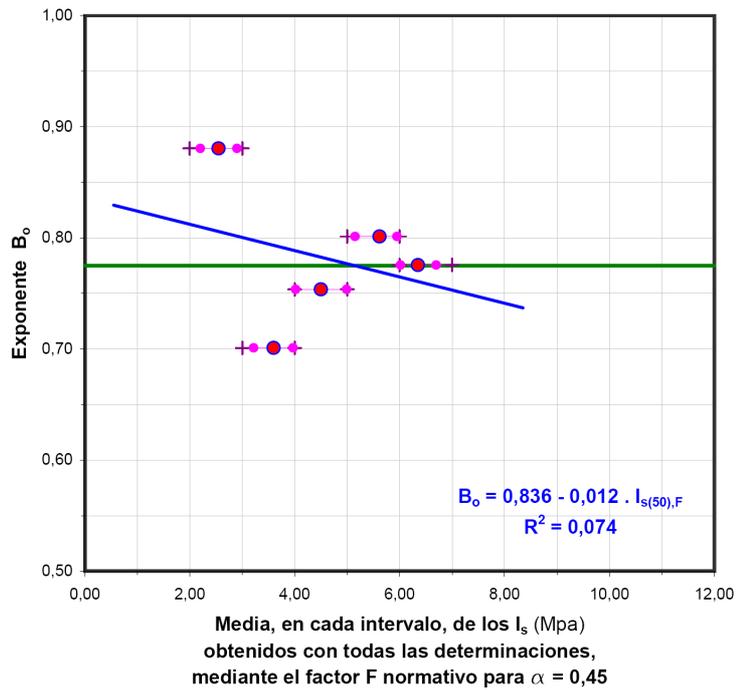


FIGURA – 161: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

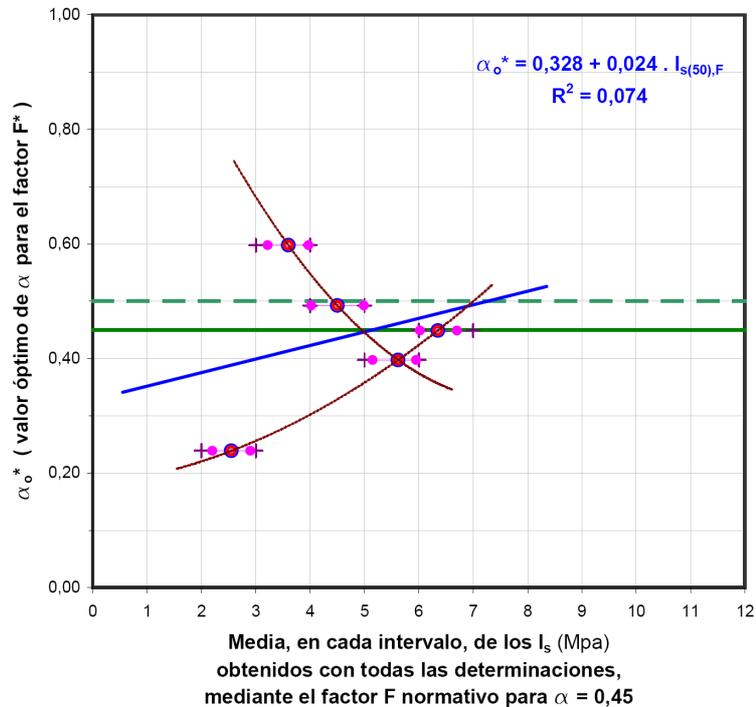


FIGURA – 162: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS AJUSTES $P - D_e^2$ CON TODAS LAS DETERMINACIONES, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS DE TODAS LAS DETERMINACIONES DE $I_{s(50),F}$, POR INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

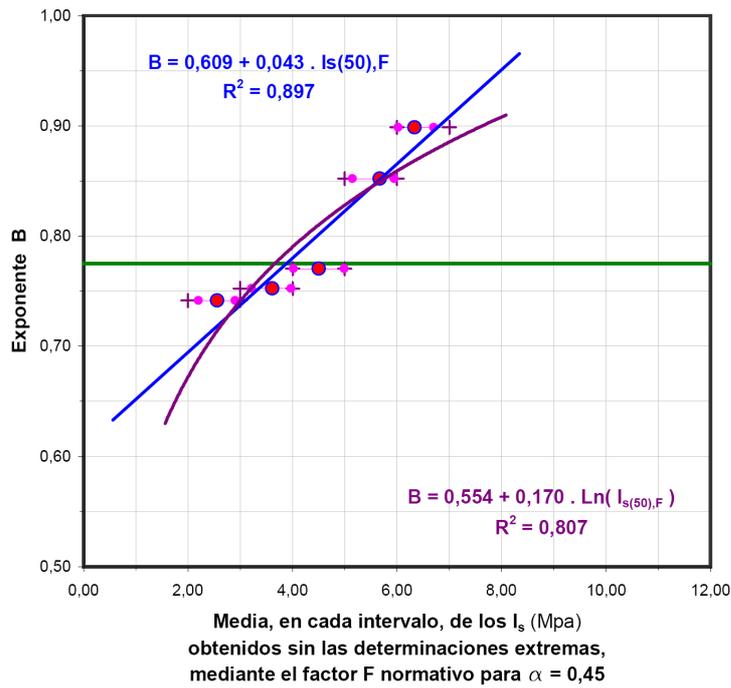


FIGURA – 163: VARIACIÓN DEL EXPONENTE B DE LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$, POR INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

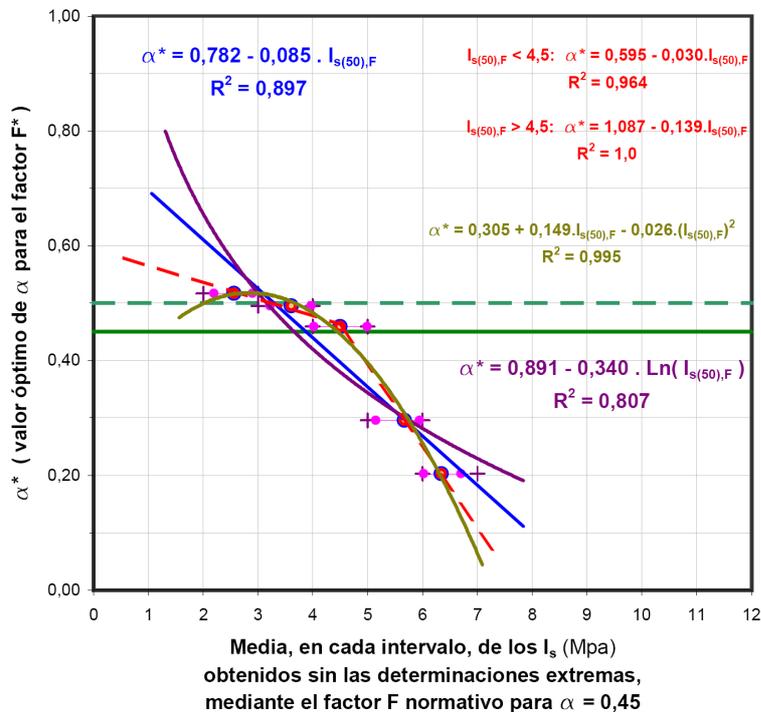


FIGURA – 164: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS, SIN EXTREMOS, DE $I_{s(50),F}$, POR INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

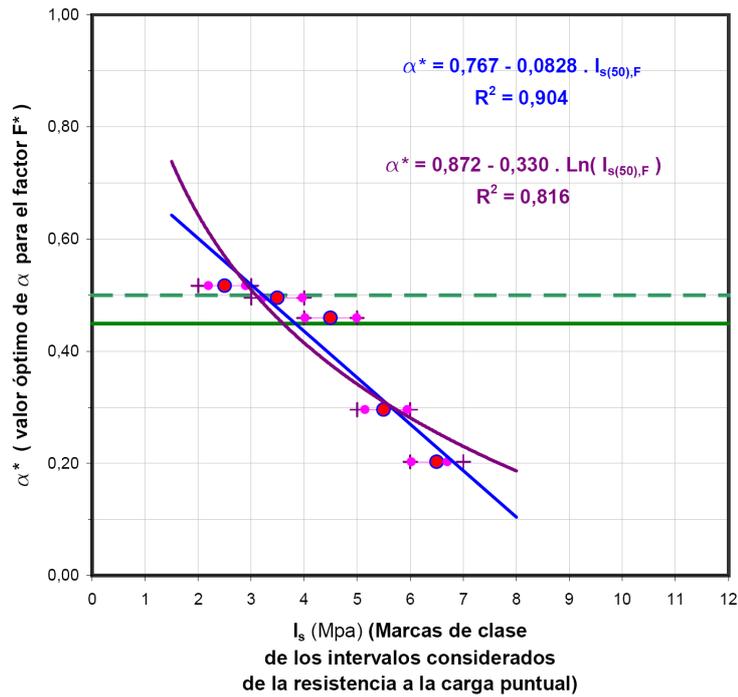


FIGURA – 165: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

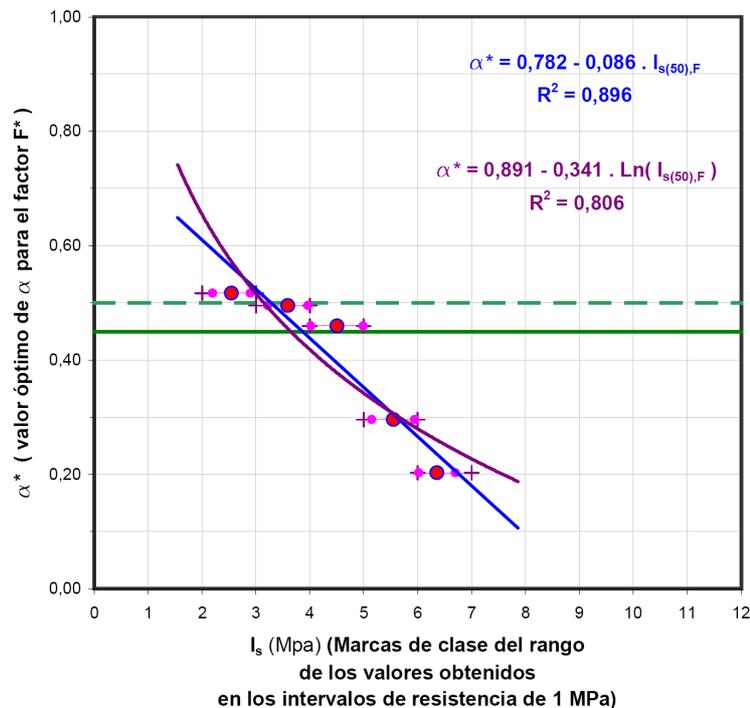


FIGURA – 166: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES OBTENIDOS PARA CADA INTERVALO DE RESISTENCIA DE 1 MPA.

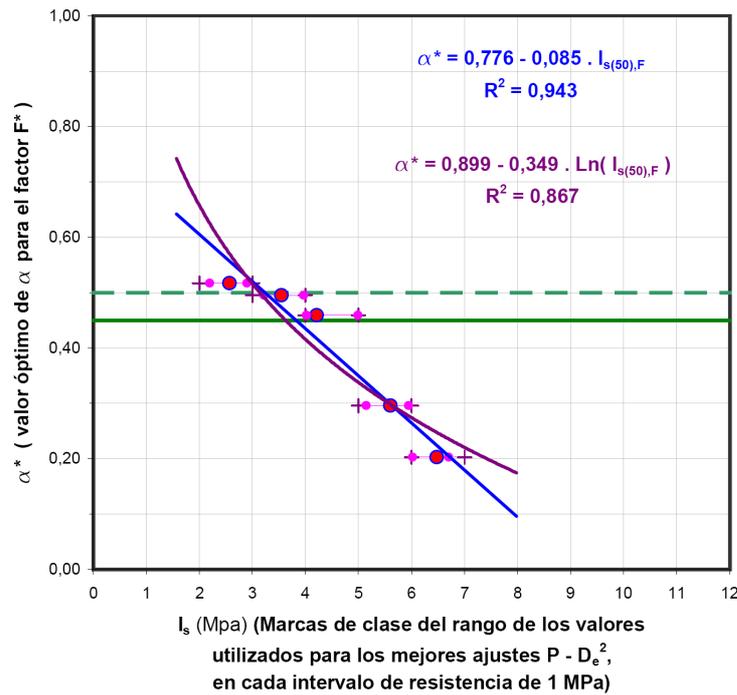


FIGURA – 167: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LAS MARCAS DE CLASE $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHA AJUSTES, EN LOS INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPa.

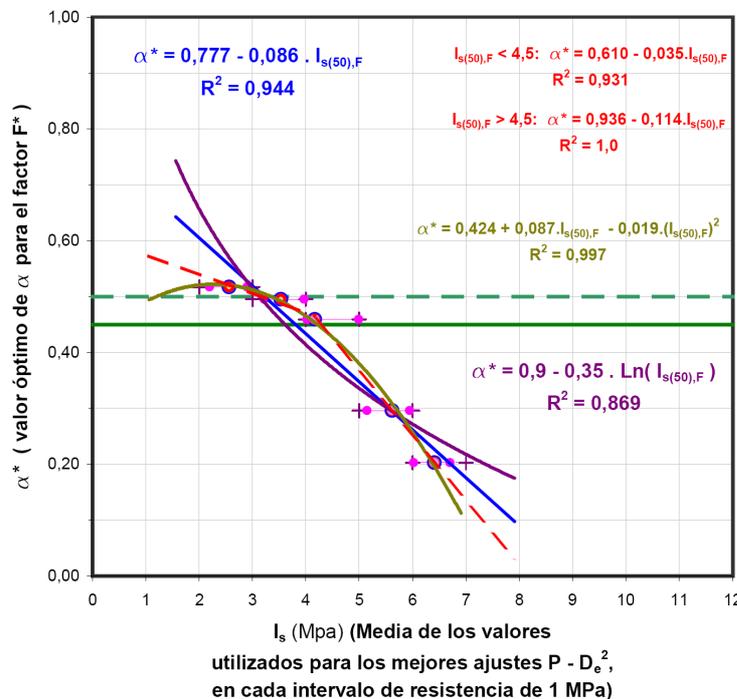


FIGURA – 168: VARIACIÓN DEL α CORRESPONDIENTE A LOS MEJORES AJUSTES $P - D_e^2$, FRENTE A LOS VALORES MEDIOS $I_{s(50),F}$, DE LOS RANGOS DE VALORES UTILIZADOS PARA DICHA AJUSTES, EN LOS INTERVALOS DE RESISTENCIA DE 1 MPa.

Antes de pasar a exponer y estudiar las relaciones obtenidas para la división en intervalos de 1 MPa, conviene indicar algunas cuestiones que se ponen de manifiesto a la vista de los gráficos y ajustes anteriores:

- ✓ Hasta ahora, al considerar todas las determinaciones, la pendiente de la recta de ajuste se invertía (ver Figuras nº 139, 140 y 149, 150) respecto al comportamiento esperable. Con el estudio por intervalos de 1 MPa, la pendiente no se invierte (ver Figura nº 161), pero presenta una correlación bajísima ($R^2 = 0,074$).

Sin embargo se pueden observar dos comportamientos diferentes del grupo de 5 intervalos considerados⁴¹ (que se ha graficado en la Figura nº 164, uniendo con curvas los intervalos con el mismo comportamiento): por una parte los intervalos 1º, 4º y 5º, que siguen la tendencia de invertir la pendiente, y por otra el 2º, 3º y 4º, con los que se obtiene la pendiente de la recta $\alpha^* = f(I_{s(50),F})$ que cabe esperar.

El hecho de que cada alineación de esos dos grupos sea muy buena no es representativo, pues no es posible que se den dos leyes de comportamiento diferentes a la vez.

En el caso de la alineación del intervalo 1º, 4º y 5º, sigue la misma tendencia que en los casos de los agrupamientos estudiados anteriormente.

En el caso de la alineación de los intervalos 2º 3º y 4º, las determinaciones de $I_{s(50),F}$ dentro de esos intervalos están en el rango más probable de la distribución de la resistencia a la Carga Puntual de la roca que se está estudiando, y por tanto la consideración de todas las determinaciones “enturbia” menos el resultado final y por eso tienen la tendencia esperada.

⁴¹ De los 9 intervalos de 1 MPa que hay en el rango de 1,0 a 12,0 MPa, consideramos los 5 intervalos en los que se dispone de datos suficientes, y los denominaremos por orden, siendo el 1º el más bajo (de 2,0 a 3,0 MPa) y el 5º el más alto (de 6,0 a 7,0 MPa).

✓ En cuanto al resto de los ajustes, en los que no se consideran los valores extremos para las relaciones $P - D_e^2$, se puede observar que:

- El mejor ajuste ya no corresponde, al de la media sin extremos de los valores obtenidos (ajuste a1) sino al de los valores medios de los rangos de $I_{s(50),F}$ utilizados para los ajustes $P - D_e^2$ (ajuste a5).

Bien es verdad que están todos, para el ajuste lineal, más o menos dentro del mismo rango⁴², con R^2 comprendido entre 0,897 y 0,944.

- La relación lineal entre α^* e $I_{s(50),F}$, que se había supuesto desde el principio como la más idónea (entre otras cosas porque en el primer análisis solo se disponía de 2 puntos), sigue siendo la principal opción a estudiar y, en este caso, presenta mejores coeficientes de determinación que el ajuste logarítmico (de 0,897 ~ 0,944 frente a 0,806 ~ 0,869).

Pero ahora, con 5 puntos a ajustar, se presentan otras opciones; así, el ajuste parabólico tiene coeficientes de determinación $R^2 \approx 1$. Pero, más interesante aún que dicho ajuste parabólico es el ajuste bilineal (prácticamente “paralelo” al parabólico) que tiene también coeficientes de determinación $R^2 \approx 1$ y en el que el cambio de alineación se produce para 4,5 MPa, nivel de resistencia correspondiente, según dicho ajuste, al valor normativo de $\alpha = 0,45$, de modo que para valores inferiores a 4,5 MPa se tiene el primer tramo lineal, con una pendiente muy suave, y para valores superiores el segundo tramo lineal con pendiente pronunciada.

Como se ha dicho este ajuste parece muy interesante, y volveremos a retomarlo más adelante, por el momento, continuaremos el análisis de los ajustes lineales y logarítmicos, con los que se han obtenido las relaciones que se indican a continuación.

⁴² Hay que tener en cuenta que los distintos valores de $I_{s(50),F}$ utilizados en cada caso, para ser relacionados con α^* , difieren muy poco.

Las relaciones obtenidas, para la división en intervalos de 1 MPa de resistencia, son las siguientes:

- considerando todas las determinaciones:

$$\text{Ajustes } a0 : \quad B_o = 0,836 - 0,012 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,074)$$

$$\alpha_o^* = 0,024 \cdot I_{s(50),F} + 0,328 \quad (R^2 = 0,074)$$

ajustes logarítmicos : (120)

$$B_o = 0,889 - 0,068 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,138)$$

$$\alpha_o^* = 0,238 \cdot \ln(I_{s(50),F}) - 0,135 \quad (R^2 = 0,138)$$

- considerando las determinaciones de los mejores ajustes $P - D_e^2$:

Con la media, sin extremos, de los valores obtenidos

en las determinaciones de cada subgrupo :

$$\text{Ajustes } a1 : \quad B = 0,609 + 0,043 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,897)$$

$$\alpha^* = 0,782 - 0,085 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,897)$$

$$B = 0,554 + 0,170 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,807)$$

$$\alpha^* = 0,891 - 0,340 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,807)$$

Con marcas y/o medias de clase :

$$\text{Ajuste } a2 : \quad \alpha^* = 0,767 - 0,083 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,904)$$

$$\alpha^* = 0,872 - 0,330 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,816)$$

$$\text{Ajuste } a3 : \quad \alpha^* = 0,782 - 0,086 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,896)$$

$$\alpha^* = 0,891 - 0,341 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,806)$$

$$\text{Ajuste } a4 : \quad \alpha^* = 0,776 - 0,085 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,943)$$

$$\alpha^* = 0,899 - 0,349 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,867) \quad (121)$$

$$\text{Ajuste } a5 : \quad \alpha^* = 0,777 - 0,086 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,944)$$

$$\alpha^* = 0,900 - 0,350 \cdot \ln(I_{s(50),F}) \quad (R^2 = 0,869)$$

Ahora la evolución con la bondad de los ajustes $\alpha^* - I_{s(50),F}$, de los coeficientes C_1 y C_2 , centrándonos solo en los ajustes lineales es la que se presenta en la Tabla nº 105.

Tabla – 105: Evolución de los coeficientes C_1 y C_2 con la bondad de los ajustes $\alpha^* - I_{s(50),F}$ considerando intervalos de 1 MPa de resistencia.

C_1 para el ajuste lineal con los 3 grupos generales de resistencia	Ajuste	Ajustes lineales					
		por subgrupos			por intervalos		
		R^2	C_1	C_2	R^2	C_1	C_2
0,606	a3	0,7022	0,5937	-0,0414	0,8958	0,7821	-0,0860
0,599	a1	0,7777	0,6141	-0,0462	0,8966	0,7818	-0,0855
0,551	a2	0,6833	0,5905	-0,0413	0,9036	0,7665	-0,0828
0,603	a4	0,7057	0,5777	-0,0343	0,9429	0,7761	-0,0852
0,601	a5	0,7031	0,5775	-0,0344	0,9439	0,7774	-0,0860

En las Figuras nº 169 y 170 se han representado los datos de la Tabla nº 105. Para el caso de la división en intervalos de 1 MPa se observa en dichas Figuras como las parejas de valores $(C_1; R^2)$ y $(C_2; R^2)$ no presentan ninguna tendencia⁴³, sino que se agrupan en una zona muy estrecha, tanto de los intervalos de R^2 (entre 0,8958 y 0,9439) como de los intervalos de C_i (C_1 entre 0,7665 y 0,7821 y C_2 entre -0,0828 y -0,0860).

Las variaciones son por tanto mínimas y teniendo en cuenta los valores de C_1 y C_2 obtenidos para cada ajuste (ver Tabla nº 108), los valores medios para todos los ajustes ($C_1 = 0,7768$ y $C_2 = -0,0851$), los valores obtenidos para los ajustes más apropiados (ajustes a1 y a2) y la media de estos dos últimos ($C_1 = 0,7796$ y $C_2 = -0,0857$), se puede establecer⁴⁴ como relación lineal más adecuada⁴⁴:

$$\alpha = 0,78 - 0,086 \cdot I_{s(50),F} \quad (122)$$

⁴³ Cualquier ajuste que se platee da coeficientes de determinación casi nulos.

⁴⁴ Los valores finales adoptados para C_1 y C_2 se redondean a un número de decimales de modo que la ecuación final sea manejable con comodidad en la práctica.

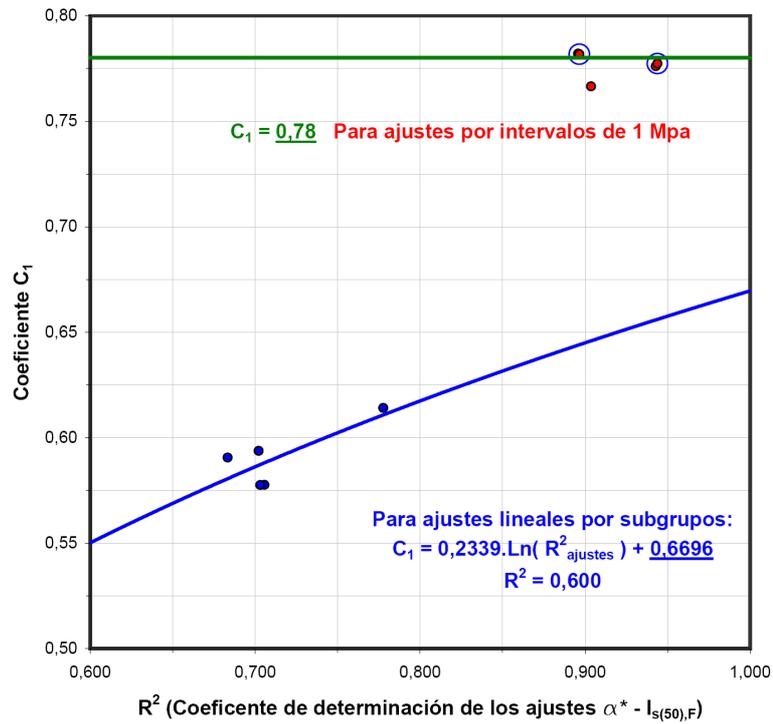


FIGURA – 169: EVOLUCIÓN DEL COEFICIENTE C_1 CON LA BONDAD DE LOS AJUSTES $\alpha - I_{s(50),F}$ (AJUSTES LINEALES PARA SUBGRUPOS E INTERVALOS DE RESISTENCIA)

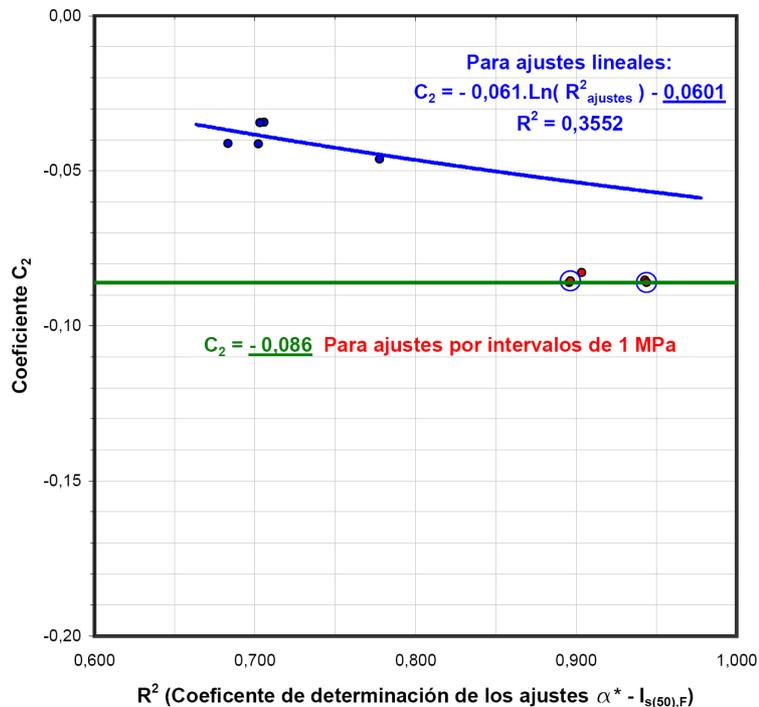


FIGURA – 170: EVOLUCIÓN DEL COEFICIENTE C_2 CON LA BONDAD DE LOS AJUSTES $\alpha - I_{s(50),F}$ (AJUSTES LINEALES PARA SUBGRUPOS E INTERVALOS DE RESISTENCIA)

Como se indicó anteriormente, se ha encontrado en este caso una ley bilineal que, para los ajustes más adecuados ($a1$ y $a5$), tienen las expresiones:

Ajustes a1:

$$I_{s(50),F} < 4,5 \rightarrow \alpha^* = 0,595 - 0,030 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,964)$$

$$I_{s(50),F} > 4,5 \rightarrow \alpha^* = 1,087 - 0,139 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 1,000)$$

(123)

Ajustes a5:

$$I_{s(50),F} < 4,5 \rightarrow \alpha^* = 0,610 - 0,035 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 0,931)$$

$$I_{s(50),F} > 4,5 \rightarrow \alpha^* = 0,936 - 0,114 \cdot I_{s(50),F} \quad (R^2 = 1,000)$$

Aunque estas leyes bilineales requieren un estudio más profundo, con más datos que proporcionen más puntos ($\alpha^*; I_{s(50),F}$)⁴⁵, podemos, por el momento, adoptar como ley bilineal representativa una simplificación de la correspondiente al los ajustes a1:

$$I_{s(50),F} < 4,45 \rightarrow \alpha^* = 0,60 - 0,03 \cdot I_{s(50),F}$$

$$I_{s(50),F} > 4,45 \rightarrow \alpha^* = 1,09 - 0,14 \cdot I_{s(50),F}$$

(124)

La intersección de estas dos líneas se produce para $I_{s(50),F} = 4,45$ MPa, al que le corresponde un α^* de 0,466, muy próximo al valor normativo.

Aunque posiblemente esa intersección deba producirse para un valor inferior de $I_{s(50),F}$, pues en los ajustes lineales, para intervalos de 1 MPa, el valor $\alpha^* = \alpha = 0,45$ se da para un índice de resistencia a la Carga Puntual entre 3,8 y 3,9 MPa (excepto cuando se consideran todos los puntos, en los ajustes a0, que se sitúa en 5,15 MPa).

⁴⁵ Ya se indicó, en la primera nota a pie de página de este apartado, que con los datos disponibles no se puede continuar el análisis subdividiendo los intervalos, por falta de datos suficientes en algunas de esas subdivisiones.

6.5. Resumen y contraste de resultados del estudio de la CV-13

En la Tabla nº 106 se presentan, sucintamente, los resultados más relevantes del estudio de los valores de α realizado por tandas de ensayos.

Tabla – 106: Valores más probables del exponente α obtenidos con el análisis por tandas de ensayos con las muestras de la CV – 13.

1ª Tanda	$\alpha \approx 0,670$
3ª Tanda	$\alpha \approx 0,556$ ($\alpha \rightarrow \geq 0,600$)
4ª Tanda	Valores muy dispersos y dispares (posible tendencia a $\alpha \approx 0,450$)
5ª Tanda	Valores muy dispersos y dispares (posible tendencia a $\alpha \approx 0,920$)

Para el conjunto de ensayos de las probetas provenientes de las muestras Ln^o (4ª y 5ª tandas), se han realizado unas comparativas de los valores de la resistencia a la Carga Puntual obtenidos con la determinación de P_{50} , con el valor de α normativo (0,45) y dos de los valores más probables de α (0,55 y 0,60).

Los valores de la resistencia a la Carga Puntual, en cada caso, se han obtenido tanto para los grupos de ensayos con probetas correspondientes a la misma muestra, como para el conjunto de todas las determinaciones, y en ambos casos se han calculado con todos los valores y con la eliminación de los valores extremos tal y como indica la normativa.

Las mismas comparativas se han realizado con las expresiones más significativas de los ajustes, lineal y bilineal, de α^* en función de $I_{s(50),F}$.

En la Tabla nº 107 se presentan las expresiones de los ajustes lineales de α^* en función del nivel de resistencia, para las distintas divisiones de dicho nivel realizadas, y en la Tabla nº 108 los ajustes bilineales obtenidos para la división del nivel de resistencia en intervalos de 1 MPa.

Tabla – 107: Expresiones de los ajustes lineales de α^* en función del nivel de resistencia obtenidos con el análisis por niveles de resistencia (Ensayos de la CV – 13).

Nivel de resistencia	Ajustes a1	Ajustes a5
Por grupos	$\alpha^* = 0,599 - 0,033 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 1$, no significativo)	$\alpha^* = 0,601 - 0,033 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 1$, no significativo)
Por subgrupos	$\alpha^* = 0,614 - 0,046 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 0,778$)	$\alpha^* = 0,578 - 0,034 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 0,703$)
Por intervalos de 1 MPa	$\alpha^* = 0,782 - 0,085 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 0,897$)	$\alpha^* = 0,777 - 0,086 \cdot I_{s(50),F}$ ($R^2 = 0,944$)
Expresión adoptada como más significativa: $\alpha^* = 0,78 - 0,086 \cdot I_{s(50),F}$		

Tabla – 108: Expresiones de los ajustes bilineales de α^* en función del nivel de resistencia obtenidos con el análisis por intervalos de resistencia de 1 MPa (Ensayos de la CV – 13).

Ajuste a1	$I_{s(50),F} < \sim 4,5$ MPa $I_{s(50),F} > \sim 4,5$ MPa	$\alpha^* = 0,595 - 0,030 \cdot I_{s(50),F}$ $\alpha^* = 1,087 - 0,139 \cdot I_{s(50),F}$	$R^2 = 0,964$ $R^2 \approx 1,000$
Ajuste a5	$I_{s(50),F} < \sim 4,5$ MPa $I_{s(50),F} > \sim 4,5$ MPa	$\alpha^* = 0,610 - 0,035 \cdot I_{s(50),F}$ $\alpha^* = 0,936 - 0,114 \cdot I_{s(50),F}$	$R^2 = 0,931$ $R^2 \approx 1,000$
Expresión adoptada como más significativa: $I_{s(50),F} < 4,45$ MPa $\alpha^* = 0,60 - 0,03 \cdot I_{s(50),F}$ $I_{s(50),F} > 4,45$ MPa $\alpha^* = 1,09 - 0,14 \cdot I_{s(50),F}$			

También se han realizado las comparativas con los ensayos realizados con las muestras de Xeresa y de Loriguilla.

Tanto para el caso de Xeresa como de Loriguilla, se han utilizado los valores de α y de α^* obtenidos para la CV – 13, pues en los dos casos no se dispone de ensayos suficientes para estudiar dichos valores particularizados.

La idea es contrastar si esos valores de α y α^* son generalizables para otros tipos de calizas (ver tablas nº 129a, 129b y 129c).

No se ha realizado la comparativa con los ensayos de las muestras del Túnel de Cullera, pues, al tratarse de muestras procedentes de sondeos son todas determinaciones individuales.

Para la determinación de la resistencia a la Carga Puntual mediante α^* se adopta finalmente la expresión siguiente:

$$\alpha^* = C_1 - C_2 \cdot \frac{I_{s(50),F}}{I_o} \quad (125)$$

Donde I_o es una resistencia de referencia $I_o = 1$ MPa, que tiene por objeto que la fórmula sea dimensionalmente congruente.

A continuación, en las Tablas nº 109 a 112 se presentan los resultados de las comparativas realizadas.

Tabla – 109: Comparativa de los valores de la resistencia a la Carga Puntual obtenidos con la determinación de P_{50} , con el valor de α normativo y con los valores más probables de α , para el conjunto de muestras Ln⁰ (4ª y 5ª tandas de ensayos con muestras de la CV-13),

RdC de la prueba	D _a (mm)	P (kN)	I ₅₀ (MPa)	P ₅₀ (kN)	Compu	Según los métodos normativos $I_{50} = P_{50} / A_f$ (fórmula más adecuada) $I_{50} = P_{50} / A_f$, $\alpha = 1$, $P_{50} = P_{50}$, $\alpha = 0,45$						Método propuesto Con el factor de corrección por tamaño P^* : $I_{50} = P^* / A_f$, $\alpha = 0,45$						Método propuesto Con el factor de corrección por tamaño P^* : $I_{50} = P^* / A_f$, $\alpha = 0,45$					
						Valores medios por muestras		Sin extremos		Con todos		Sin extremos		Con todos		Sin extremos		Con todos		Sin extremos		Con todos	
						Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}	Valor	Δ_{50}
L01-B3	24,09	1,77	3,05	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L01-B5-1	30,81	4,64	4,95	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L01-B6	54,06	11,40	3,00	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L01-B1	41,73	9,37	5,38	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L01-B5-2	30,83	5,64	7,14	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L01-B4	23,43	4,00	6,38	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L02-A2	54,18	3,42	11,17	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L03-A3	46,27	8,47	2,67	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L03-B2-2	32,26	3,32	3,19	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L03-B1-1	41,00	5,32	3,17	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L03-B1-2	30,81	5,65	3,57	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L03-B2-1	37,09	6,10	4,44	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L04-A7	54,21	15,76	5,38	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L04-B1	40,83	10,42	6,25	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L04-A5	45,14	14,29	7,01	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L04-B4	33,01	13,72	12,59	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L05-A3	45,14	4,83	2,37	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L05-B3	37,49	4,04	2,87	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L05-B2	53,56	9,66	3,37	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L06-B2	33,48	7,06	6,30	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L06-B1	33,69	6,40	7,48	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L07-B1	44,76	5,93	2,68	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L07-A2	46,25	10,57	5,16	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L08-A3	45,10	9,29	4,57	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L08-B1	41,14	8,07	5,12	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L09-B1-2	38,63	8,37	5,81	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L09-B1-1	36,51	9,53	7,22	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L10-B3	28,66	3,77	4,58	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L10-B2	31,89	5,00	4,02	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L10-B1	48,54	9,96	4,07	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				
L10-B4	23,49	5,93	6,12	10,85	4,38	0,892	2,04	0,703	2,76	0,753	3,76	0,842	1,97	0,740	3,69	0,842	1,97	0,740	3,69				

Tabla – 110: Comparativas de los valores de la resistencia a la Carga Puntual obtenidos con la determinación de P_{50} , con el valor de α normativo y con los más probables de α , para los ensayos realizados con muestras de Xeresa y Loriguilla.

Ref. de la probeta	Datos del ensayo			Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)												
	D_e (mm)	P (kN)	I_s (Mpa)	Según los métodos normativos						Método propuesto						
				Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s = P / D_e^2$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.45$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55 - 0.60$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55 - 0.60$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55 - 0.60$			
				$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	
X - 08 A	50,77	5,85	2,27	2,29	1,0069	3,67	0,35	3,67	1,0084	2,29	0,8939	3,13	1,0092	2,29	0,8848	3,10
X - 07 A	40,77	5,83	3,51	3,20	0,9123			0,9419	0,8939	3,13			0,8848	3,10		
X - 09 A	44,84	6,86	3,41	3,25	0,9522			0,8578	0,9419	3,21			0,9368	3,20		
X - 02 n	37,83	5,60	3,91	3,45	0,8821			0,9218	0,8578	3,36			0,8459	3,31		
X - 01 n	43,12	7,21	3,88	3,63	0,9355			0,8913	0,9218	3,58			0,9150	3,55		
X - 03 n	40,56	7,85	4,77	4,34	0,9102			0,9310	0,8913	4,25			0,8821	4,21		
X - 04 n	43,91	8,97	4,65	4,39	0,9432			0,9512	0,9310	4,33			0,9250	4,30		
X - 05 n	46,00	10,64	5,03	4,84	0,9631			0,9512	0,9512	4,80			0,9512	4,78		

Ref. de la probeta	Datos del ensayo			Cálculo del Índice de Resistencia a Carga Puntual, $I_{s(50)}$ (Mpa)												
	D_e (mm)	P (kN)	I_s (Mpa)	Según los métodos normativos						Método propuesto						
				Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s = P / D_e^2$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.45$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55 - 0.60$			Con el factor de corrección por tamaño F_t : $I_{s(50)F} = F_t \cdot I_s$ siendo $F_t = (D_e / 50)^{\alpha}$; $\alpha = 0.55 - 0.60$			
				$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	$I_{s(50)F}$ (MPa)	F (-)	Con todos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	Sin extremos $\Delta I_{s(50)}$ Valor	
TL - 06 n	41,46	5,53	3,22	2,96	0,9192			0,9022	0,9192	2,96			0,8938	2,87		
TL - 05 n	49,05	8,49	3,53	3,50	0,9814			0,9895	0,9814	3,50			0,9886	3,49		
TL - 13	39,54	6,85	4,38	3,94	0,8968			0,8789	0,8968	3,85			0,8687	3,81		
TL - 14	44,92	8,41	4,17	3,97	0,9529			0,9428	0,9529	3,97			0,9377	3,91		
TL - 12	40,16	7,65	4,74	4,30	0,9061			0,8865	0,9061	4,30			0,8768	4,16		
TL - 03 n	46,46	10,15	4,70	4,55	0,9674			0,9604	0,9674	4,55			0,9568	4,50		
TL - 04 n	37,68	6,20	5,78	5,09	0,8805			0,8559	0,8805	4,94			0,8439	4,87		
TL - 02 n	52,78	14,10	5,06	5,19	1,0246			1,0302	1,0246	5,21			1,0330	5,23		
TL - 01 n	39,38	13,10	8,45	7,59	0,8981			0,8769	0,8981	7,41			0,8665	7,32		

Tabla – 111: Comparativa de los valores de la resistencia a la Carga Puntual obtenidos con la determinación de P_{50} , con el valor de α normativo y con los valores de α^* obtenidos con los ajustes lineal y bilineal adoptados como más significativos, para el conjunto de todas las muestras Ln^0 (4ª y 5ª tandas de ensayos con muestras de la CV-13)

Ref. de la probeta	Según los métodos normativos										Método propuesto														
	Estimando la carga de rotura P_R (Método más adecuado)					Con el factor de corrección por tamaño F : $I_{s(50)} = F \cdot I_s = F \cdot (D_c/D_0)^2$; $\alpha = 0,45$					Con el factor de corrección por tamaño F^* : $I_{s(50)} = F^* \cdot I_{s(50)}$; siendo $F^* = (D_c/D_0)^{2,1}$					Con el factor de corrección por tamaño F^{**} : $I_{s(50)} = F^{**} \cdot I_{s(50)}$; siendo $F^{**} = (D_c/D_0)^{2,1}$									
	P_R	$I_{s(50)}$	I_s	P_R	$I_{s(50)}$	I_s	F	Calculo individual	Con todos	Sin extremos	Centros	Valores medios del conjunto	F^*	Calculo individual	Con todos	Sin extremos	Centros	Valores medios del conjunto	F^{**}	Calculo individual	Con todos	Sin extremos	Centros	Valores medios del conjunto	
L01-00	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,769	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864	1,43	0,864
L01-01	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809	3,20	0,809
L01-02	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038	4,18	1,038
L01-03	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821	4,96	0,821
L01-04	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807	5,76	0,807
L01-05	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710	5,95	0,710
L01-06	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008	1,21	1,008
L01-07	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903	2,55	0,903
L01-08	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821	2,62	0,821
L01-09	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945	2,90	0,945
L01-10	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905	3,22	0,905
L01-11	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945	3,38	0,945
L01-12	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037	5,66	1,037
L01-13	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728	5,70	0,728
L01-14	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850	6,70	0,850
L01-15	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806	10,48	0,806
L01-16	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950	2,28	0,950
L01-17	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894	2,62	0,894
L01-18	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015	3,47	1,015
L01-19	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848	5,26	0,848
L01-20	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872	6,26	0,872
L01-21	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954	2,32	0,954
L01-22	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961	4,33	0,961
L01-23	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946	4,36	0,946
L01-24	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950	4,09	0,950
L01-25	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904	4,39	0,904
L01-26	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801	6,27	0,801
L01-27	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795	3,67	0,795
L01-28	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897	4,92	0,897
L01-29	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966	4,95	0,966
L01-30	24,00	1,77	3,05	10,93	4,38	2,70	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718	6,49	0,718

Del análisis de las Tablas anteriores se obtienen los siguientes resultados:

Respecto a la utilización de un valor constante de α :

Para el conjunto de los ensayos de las tandas 4ª y 5ª de la CV – 13, se ha podido determinar el valor de P_{50} en 5 grupos de submuestras: L01, L03, L04, L05 y L10, (aunque consideraremos solo 4 de ellos, pues en el L05 hay solo 3 ensayos).

Tomando como referencia el valor de $I_{s(50)}$ obtenido con P_{50} , las mejores aproximaciones que se obtienen, en cada grupo, se resumen en la Tabla nº 113.

Tabla – 113: Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ para grupos de submuestras de la CV – 13, con distintos valores de α .

Grupo de submuestras	$I_{s(50)}$		1ª mejor aproximación		2ª mejor aproximación	
	con P_{50}	con F	obtenida con:	valor:	obtenida con:	valor:
L01	4,38	4,68	$\alpha = 0,55$ (utilizando todas las determinaciones)	4,30	$\alpha = 0,45$ (utilizando todas las determinaciones)	4,48
L03	2,70	2,91	$\alpha = 0,60$ (sin las determinaciones extremas)	2,81	$\alpha = 0,55$ (sin las determinaciones extremas)	2,84
L04	5,88	6,20	$\alpha = 0,60$ (sin las determinaciones extremas)	6,11	$\alpha = 0,55$ (sin las determinaciones extremas)	6,12
L10	4,10	4,04	$\alpha = 0,45$ (sin las determinaciones extremas)	4,04	$\alpha = 0,60$ (utilizando todas las determinaciones)	4,22
(L05)	2,97	2,76	$\alpha = 0,45$ (no se pueden eliminar extremos)	2,76	$\alpha = 0,55$ (no se pueden eliminar extremos)	2,73

Puede observarse como, en general, se obtienen mejores aproximaciones con valores de $\alpha = 0,60$ y $0,55$, que con el α normativo de $0,45$. Con ese valor, y aplicando el método normativo de eliminación de extremos, solamente en un caso (L10) se obtiene una aproximación mejor.

También se obtienen, casi siempre, mejores aproximaciones eliminando los valores extremos, que utilizándolos todos. El que sea “casi siempre” y no “siempre”, es debido a que con el número de datos de cada subgrupo, por el método que propone la normativa de eliminación de valores extremos no es, estadísticamente, correcta.

En la Tabla nº 114 se indican las mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ considerando todos los ensayos para una litología dada y por eso se incluyen ahora los resultados de Xeresa y Loriguilla.

Tabla – 114: Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$, con distintos valores de α para las distintas litologías ensayadas.

Litologías	$I_{s(50)}$		1ª mejor aproximación		2ª mejor aproximación	
	con P_{50}	con F	obtenida con:	valor:	obtenida con:	valor:
CV - 13	4,24	4,32	$\alpha = 0,55$ (sin las determinaciones extremas)	4,23	$\alpha = 0,60$ (sin las determinaciones extremas)	4,17
Xeresa	3,33	3,67	$\alpha = 0,60$ (sin las determinaciones extremas)	3,57	$\alpha = 0,55$ (sin las determinaciones extremas)	3,60
Loriguilla	4,06	4,37	$\alpha = 0,60$ (sin las determinaciones extremas)	4,25	$\alpha = 0,55$ (sin las determinaciones extremas)	4,29

Como puede observarse en la Tabla nº 114, la determinación del $I_{s(50)}$ con el valor de α normativo (0,45) proporciona siempre la peor aproximación al valor de referencia.

El hecho de que se obtenga ese resultado tanto para la litología con la que se ha realizado el estudio como con las otras dos que han quedado fuera de él, indica que hay muchas posibilidades de que para las litologías calizas el valor del exponente $\alpha = 0,45$ del factor de corrección normativo F no sea adecuado.

En el caso de la CV – 13 el valor más adecuado sería ligerísimamente inferior a 0,55 y para Xeresa y Loriguilla superior a 0,60⁴⁶.

⁴⁶ Con esa tendencia, la aproximación que la norma dice que puede utilizarse de $\alpha = 0,50$, sería más adecuada que el valor nominal de 0,45.

Respecto a la utilización de una relación lineal o bilineal de α^* con $I_{s(50),F}$:

En las Tablas nº 115 y 116 se presentan las mejores aproximaciones, respecto al valor del $I_{s(50)}$ de referencia, considerando el método normativo y la utilización de F^* con los valores de α^* correspondientes a los ajustes lineales y bilineales.

Al igual que antes, se han obtenido dichas aproximaciones para los grupos de submuestras de la CV – 13 (Tabla nº 115) y para las tres litologías consideradas (CV – 13, Xeresa y Loriguilla, en la Tabla nº 116).

Tabla – 115: Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$ para grupos de submuestras de la CV – 13, con los distintos ajustes de α^* .

Grupo de submuestras	$I_{s(50)}$		1ª mejor aproximación		2ª mejor aproximación	
	con P_{50}	con F	obtenida con:	valor:	obtenida con:	valor:
L01	4,38	4,68	$\alpha = 0,45$ (utilizando todas las determinaciones)	4,48	α^* del ajuste lineal (sin las determinaciones extremas)	4,22
L03	2,70	2,91	α^* del ajuste bilineal (utilizando todas las determinaciones)	2,67	α^* del ajuste lineal (utilizando todas las determinaciones)	2,67
L04	5,88	6,20	α^* del ajuste bilineal (sin las determinaciones extremas)	6,15	$\alpha = 0,45$ (sin las determinaciones extremas)	6,20
L10	4,10	4,04	$\alpha = 0,45$ (sin las determinaciones extremas)	4,04	α^* del ajuste bilineal (utilizando todas las determinaciones)	3,91
(L05)	2,97	2,76	$\alpha = 0,45$ (no se pueden eliminar extremos)	2,76	α^* del ajuste bilineal (no se pueden eliminar extremos)	2,63

En la Tabla nº 115 se aprecia que, en general, los valores obtenidos con los ajustes bilineal y lineal (por ese orden) son más próximos al valor de referencia, porque, aunque aparecen las mejores dos primeras aproximaciones con $\alpha = 0,45$, solo una de ellas corresponde totalmente al método normativo (para L10).

Sin embargo, cuando se obtienen las mejores aproximaciones para los valores de α^* por litologías (ver Tabla nº 116), los ajustes lineal y bilineal son óptimos para la CV – 13⁴⁷, pero son muy malos para Xeresa y Loriguilla y proporcionan valores de $I_{s(50)}$ totalmente inadecuados.

⁴⁷ Bueno, esto es lógico, pues dichos ajustes se han obtenido con los resultados de la CV – 13.

Tabla – 116: Mejores aproximaciones al valor de referencia de $I_{s(50)}$, con distintos valores de α^* para las distintas litologías ensayadas.

Litologías	$I_{s(50)}$		1ª mejor aproximación		2ª mejor aproximación	
	con P_{50}	con F	obtenida con:	valor:	obtenida con:	valor:
CV - 13	4,24	4,32	α^* del ajuste lineal (sin las determinaciones extremas)	4,23	α^* del ajuste bilineal (sin las determinaciones extremas)	4,17
Xeresa	3,33	3,67	$\alpha = 0,45$ (sin las determinaciones extremas)	3,67	α^* del ajuste bilineal (sin las determinaciones extremas)	1,78
Loriguilla	4,06	4,37	$\alpha = 0,45$ (sin las determinaciones extremas)	4,37	α^* del ajuste bilineal (sin las determinaciones extremas)	1,87

Se puede concluir por tanto que el valor adecuado de α no depende, al menos exclusivamente, del nivel de resistencia de la roca, o, si lo hace, es distinto para cada litología.

6.6. Verificación de la relación de L/D en el ensayo de PLT

La realización del ensayo de Carga Puntual, se encuentra estandarizado por normas españolas, americanas y europeas, en ellas se describe en su totalidad la forma de realización del ensayo y son muy claras en las dimensiones que deben tener las probetas, pero la obtención del índice de Carga Puntual, es independiente de la longitud del centro de la carga, siempre que la distancia L, sea lo suficientemente grande (Figura nº 171).

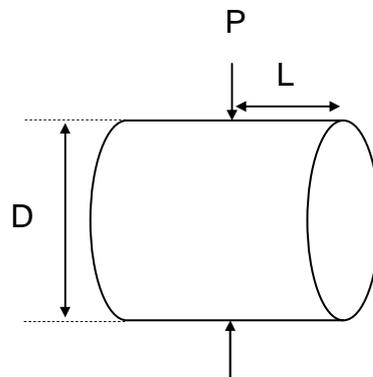


FIGURA – 171: DIMENSIÓN DEL ENSAYO DE PLT CRITICA

Para obtener un valor óptimo de la relación de L/D, es necesario realizar varios ensayos, debido a que una misma roca puede tener diferentes valores de I_s , con respecto a la relación de tamaño (L/D). Esta relación, se analizó con cuatro puntos de la Comunidad Valenciana, que son los siguientes: la cantera de Bellús, la cantera de Onteniente, el desprendimiento del Puebla de Arenoso y la ampliación del A – 7 de Puerto de Albaida.

A continuación, en los apartados 6.6.1, 6.6.2, 6.6.3 y 6.6.4, se realiza un análisis individual de la influencia del tamaño en los cuatro puntos de la Comunidad Valenciana:

6.6.1. Análisis de la relación L/D en la cantera de Bellús

Este estudio se divide en tres referencias de rocas, las cuales son: B00, B01 y B02, recogidas en la cantera de Sierra Gorda (Bellús). En cada ensayo se controló su contenido de humedad; se separaron las probetas en tres grupos, unas se mantuvieron en la cámara húmeda para que tuvieran un contenido de humedad alto, otras se secaron en horno y por último, otras que se mantuvieron con la humedad del laboratorio.

Se realizaron un total de 40 ensayos de PLT con carga diametral (un ensayo nulo), los resultados de los ensayos se presentan en la Tabla nº 117.

Tabla – 117: Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de la cantera de Bellús.

Ref.	L (mm)	D (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	W (%)	L/D	I_s (MPa)
B00-A01	14,3	28,9	4,18	833,33	0,0205	0,50	5,0
B00-A02	22,2	45,1	7,55	2033,78	0,0216	0,49	3,7
B00-A03	23,3	48,9	5,83	2395,86	0,0394	0,48	2,4
B00-A04	25,9	54,3	9,28	2948,76	0,0350	0,48	3,1
B00-A05	30,1	64,0	9,11	4097,60	0,0257	0,47	2,2
B00-A06	35,9	74,0	18,53	5482,66	0,0490	0,49	3,4
B00-A07	46,4	94,4	23,74	8902,87	0,0302	0,49	2,7
B00-A09	27,5	48,8	11,03	2379,24	0,6091	0,56	4,6
B00-A10	29,2	48,7	9,73	2375,83	0,5394	0,60	4,1
B00-A11	17,4	29,0	4,26	838,10	0,0168	0,60	5,1
B00-A11a	40,0	49,2	11,70	2418,18	0,7193	0,81	4,8
B00-A12	26,7	45,3	9,36	2050,28	0,0223	0,59	4,6
B00-A12a	44,9	49,1	11,39	2412,77	0,8500	0,91	4,7
B00-A13	29,1	48,9	12,52	2388,77	0,0243	0,60	5,2
B00-A14	31,5	54,3	9,23	2951,48	0,0210	0,58	3,1
B00-A15	36,5	63,9	9,50	4088,00	0,0521	0,57	2,3
B00-A16	43,0	74,0	-	5481,18	0,0010	0,58	-
B00-A17	56,5	94,4	32,37	8902,39	0,0005	0,60	3,6
B00-A21	20,8	28,7	4,63	825,70	0,0287	0,72	5,6
B00-A22	29,6	45,1	8,74	2036,49	0,0240	0,66	4,3
B00-A23	33,3	48,9	6,82	2391,21	0,0213	0,68	2,9
B00-A24	36,1	54,3	11,89	2951,21	0,0184	0,66	4,0
B00-A25	42,7	64,0	16,75	4100,48	0,0195	0,67	4,1
B00-A26	52,5	74,0	17,85	5474,89	0,0009	0,71	3,3
B01-A01	14,6	48,8	5,73	2378,76	3,6744	0,30	2,4
B01-A02	19,1	48,8	5,55	2378,27	3,9427	0,39	2,3
B01-A03	23,7	48,8	6,95	2384,61	4,2394	0,48	2,9
B01-A04	28,3	48,8	7,20	2382,42	3,0854	0,58	3,0
B01-A05	33,9	48,8	6,94	2383,64	3,3590	0,70	2,9
B01-A07	24,4	48,9	5,09	2389,01	0,0044	0,50	2,1*
B01-A08	24,6	48,8	6,74	2381,93	2,6995	0,50	2,8
B01-A11	42,1	48,7	8,18	2375,83	1,3068	0,86	3,4
B02-A01	13,8	48,9	5,09	2391,70	1,3731	0,28	2,1
B02-A02	18,8	48,8	6,98	2383,64	1,0736	0,38	2,9
B02-A03	23,6	48,8	9,16	2384,61	1,0682	0,48	3,8
B02-A04	24,0	48,9	8,79	2389,50	1,0313	0,49	3,7
B02-A05	28,6	48,7	8,79	2370,47	1,3611	0,59	3,7
B02-A07	25,9	48,8	5,01	2380,22	0,0039	0,53	2,1*
B02-A08	25,3	48,9	9,79	2394,39	1,0969	0,52	4,1
B02-A10	32,3	49,0	10,35	2405,66	1,0464	0,66	4,3

- Ensayo no válido

* Ensayo con el contenido de humedad muy distinto al resto

Con los valores de la Tabla anterior, se analizan individualmente el comportamiento del I_s con respecto a la relación L/D , se puede comprobar que en todos los casos, la relación L/D mayor a 0,5 es válida, y para el caso particular de las calizas de la cantera de Bellús tiene un buen comportamiento. La Figura nº 172, muestra el comportamiento del I_s con respecto a L/D , con los valores menores a 0,5, se observa un comportamiento lineal con una pendiente pronunciada, lo que demuestra que estos valores de L/D no son óptimos para el ensayo de PLT, en cambio, con valores mayores a 0,5, se observa una tendencia lineal con una pendiente horizontal de valor aproximado de 4,2 MPa (I_s), cabe recordar que en este análisis no se eliminaron ningún valor⁴⁸.

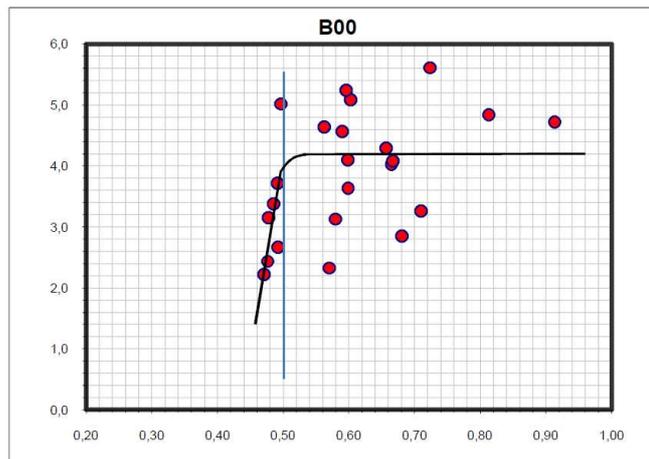


FIGURA – 172: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D , MUESTRA B00. (TODOS LOS VALORES)

Es conveniente analizar el comportamiento que tendría la Figura nº 172 sin los 4 valores mas altos y los 4 valores mas bajos (según normas). Los valores que tienen una relación L/D mayor de 0,5, son los valores que nos interesa conocer el comportamiento, y así podríamos observar una tendencia mas clara sobre la horizontalidad del I_s .

⁴⁸ Según las normas del ensayo de PLT, es conveniente eliminar los 2 valores más altos y los 2 más bajos, con una población de 10 muestras.

En la Figura nº 173, se observa que eliminando los valores más altos y los valores más bajos, cabe destacar que hay una tendencia mas clara sobre la horizontalidad en los valores de I_s .

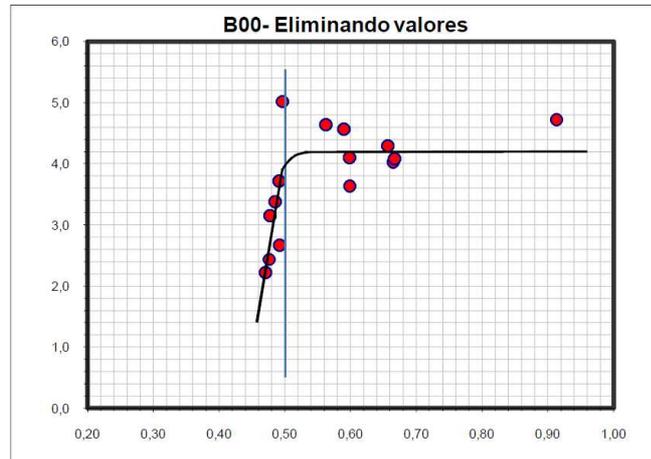


FIGURA – 173: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D, MUESTRA B00. (ELIMINANDO LOS VALORES MAS ALTOS Y LOS VALORES MAS BAJOS)

En el análisis del comportamiento del I_s , con respecto a L/D con muestras de referencia B01, como se esperaba, se observa una tendencia lineal horizontal en los valores L/D mayores de 0,5, en los valores menores a 0,5 se observa una tendencia lineal con una pendiente vertical muy suavizada. En la zona horizontal de la pendiente tiende a un valor aproximado del índice de Carga Puntual de 3,1 MPa.

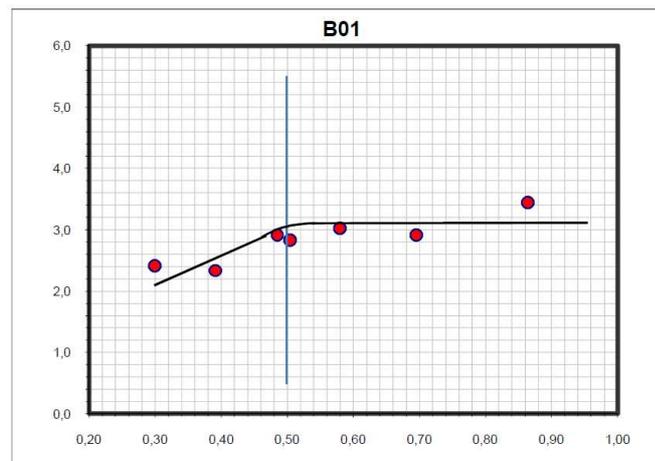


FIGURA – 174: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D, MUESTRA B01. (TODOS LOS VALORES)

Con las rocas de la cantera de Bellús, con referencia B02, se observa una tendencia en la primera franja (valores de L/D menores a 0,5) con una pendiente suavizada y en el segundo tramo (valores de L/D mayores a 0,5) hay una tendencia a ser horizontal con un valor de I_s de 4,0 MPa.

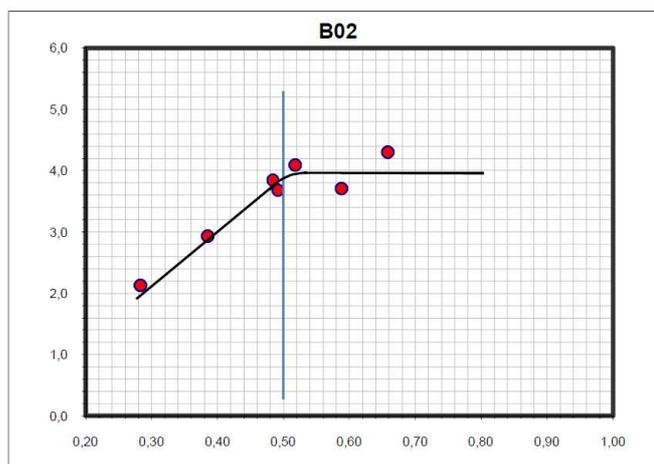


FIGURA – 175: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D, MUESTRA B02. (TODOS LOS VALORES)

6.6.2. Análisis de la relación L/D del desprendimiento en un macizo en Puebla de Arenoso

Con las probetas de Puebla de Arenoso (referencia PA01), se realizaron un total de 9 ensayos PLT con carga diametral; los resultados se presentan en la Tabla nº 118.

Tabla – 118: Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de Puebla de Arenoso.

Ref.	L (mm)	D (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	W (%)	L/D	I_s (MPa)
PA01-A01	14,0	48,9	5,81	2386,57	1,8187	0,29	2,4
PA01-A02	18,8	48,9	12,53	2388,77	0,4188	0,38	5,2
PA01-A03	23,6	48,9	14,85	2389,50	0,4197	0,48	6,2
PA01-A04	28,5	48,9	15,56	2387,79	0,4735	0,58	6,5
PA01-A05	33,8	48,9	14,42	2389,01	0,8155	0,69	6,0
PA01-A09	39,7	48,9	7,86	2387,30	1,6289	0,81	3,3 *
PA01-A10	48,7	48,9	13,11	2390,97	0,3524	1,00	5,5
PA01-A11	37,5	48,8	15,29	2377,05	0,4483	0,77	6,4
PA01-A12	47,0	48,9	12,56	2390,48	0,5035	0,96	5,3

Con los valores tomados de la Tabla nº 118, se realizó la gráfica de I_s contra la relación de L/D , obteniendo en la primera parte ($L/D < 0,5$) un línea con una pendiente alta, con tres valores no normativos bastante alineados, en la segunda parte ($L/D > 0,5$) se encuentran 5 puntos alineados, tendiendo a una línea horizontal con una valor de I_s de 5,9 MPa, pero un punto no alineado (señalado con círculo en la Figura nº 176) debido a que este tiene un valor de humedad muy elevado, diferente a los otros, lo cual influye en el valor obtenido de I_s (marcado en la Tabla nº 118 con un *).

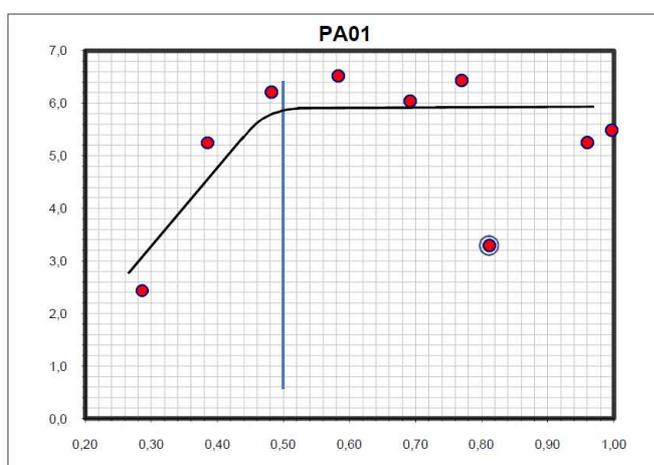


FIGURA – 176: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D , MUESTRA PA01. (TODOS LOS VALORES)

6.6.3. Análisis de la relación L/D de la A-7 en puerto de Albaida

Se realizaron 10 ensayos de PLT con carga diametral, con muestras de la ampliación de la A-7 en puerto de Albaida (referencia PAL01), en la Tabla nº 119, se observan los resultados obtenidos.

Tabla – 119: Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de puerto de Albaida.

Ref.	L (mm)	D (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	W (%)	L/D	I_s (MPa)
PAL01-A1	13,9	48,9	4,44	2387,54	0,9951	0,28	1,9
PAL01-A2	19,3	48,9	3,62	2387,06	1,1066	0,40	1,5
PAL01-A3	23,9	48,9	8,13	2386,32	0,7984	0,49	3,4
PAL01-A4	28,4	48,9	6,41	2389,25	0,9450	0,58	2,7
PAL01-A5	33,5	48,8	6,05	2376,56	0,8851	0,69	2,5
PAL01-A9	28,6	48,9	5,92	2390,97	0,7745	0,58	2,5
PAL01-A10	33,2	48,8	10,15	2386,08	0,7757	0,68	4,3
PAL01-A12	47,0	49,0	4,35	2397,57	0,8433	0,96	1,8

En el análisis del comportamiento del I_s con respecto a L/D con muestras PAL01, se observa una tendencia de la pendiente horizontal en los en los valores L/D mayores de 0,5, con un valor de I_s de 2,8 MPa. En los valores menores a 0,5 se observa una tendencia lineal con una pendiente suavizada, con 3 puntos no alineados.

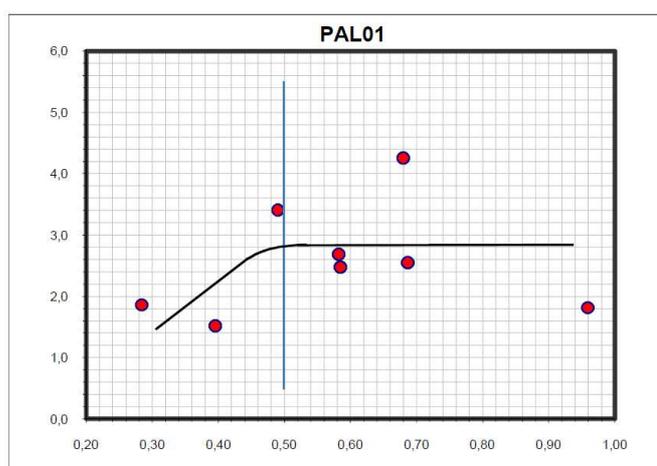


FIGURA – 177: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D, MUESTRA PAL01. (TODOS LOS VALORES)

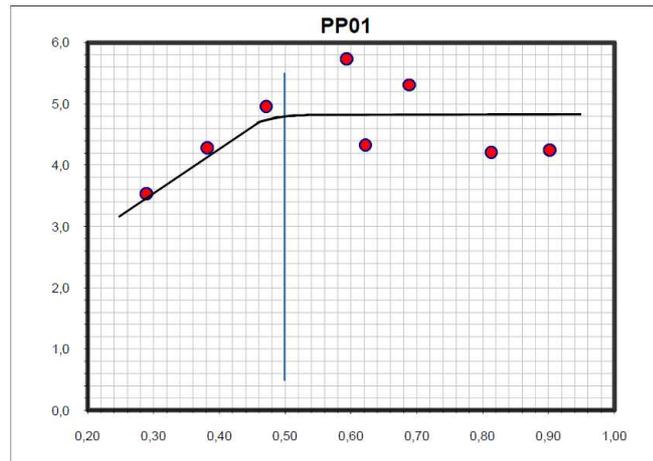
6.6.4. Análisis de la relación L/D de la cantera de Guerola (Onteniente)

Con las probetas de la cantera de Guerola (referencia PP01) se realizaron un total de 8 ensayos PLT con carga diametral, los resultados se presentan en la Tabla nº 120.

Tabla – 120: Cálculo del I_s y de la relación de L/D con muestras de la cantera de Onteniente.

Ref.	L (mm)	D (mm)	P (kN)	D_e^2 (mm ²)	W (%)	L/D	I_s (MPa)
PP01-A1	14,1	48,9	8,45	2389,74	1,8884	0,29	3,5
PP01-A2	18,7	48,9	10,24	2390,23	2,1519	0,38	4,3
PP01-A3	23,0	48,9	11,84	2388,77	2,1753	0,47	5,0
PP01-A4	29,0	48,9	13,72	2392,92	2,1634	0,59	5,7
PP01-A5	33,7	48,9	12,69	2390,97	2,3055	0,69	5,3
PP01-A10	30,5	49,1	10,42	2406,39	2,2050	0,62	4,3
PP01-A11	39,8	49,0	10,11	2401,98	2,4623	0,81	4,2
PP01-A12	44,2	49,1	10,22	2406,39	2,3749	0,90	4,2

Con los valores obtenidos en la Tabla nº 120, se realizó la gráfica de I_s contra la relación de L/D , obteniendo en la primera parte ($L/D < 0,5$) una línea con una pendiente suavizada, con tres valores no normativos bastante alineados; en la segunda parte ($L/D > 0,5$) se encuentran 5 puntos alineados, tendiendo a una línea con pendiente horizontal, con un valor de I_s de 4,8 MPa.



**FIGURA – 178: VARIACIÓN DEL I_s CON RESPECTO A LA RELACION DEL L/D , MUESTRA PP01.
 (TODOS LOS VALORES)**

6.7. Correlación entre el PLT y la RCS

Debido a la facilidad del ensayo de PLT y a las dificultades del ensayo de RCS ya expuestos en el numeral 4.7, la realización de una regresión entre la σ_c y el $I_{s(50)}$, siempre se ha venido buscando en la ingeniería geotécnica (Romana, M., 1999). En este apartado, se realizarán varias correlaciones entre la RCS y el PLT. Antes de obtener un valor de β , es fundamental conocer si se pueden relacionar todos los valores de los ensayos obtenidos en los 8 puntos de la Comunidad Valenciana, ya sea agruparlos por litologías (ver anexo 1) o porque estadísticamente hay una relación de las medias por grupos de litologías. A continuación, se realiza el análisis estadístico en el programa Stargraphics V.5.1, que describe el comportamiento individual para los valores de $I_{s(50)}$ y de σ_c .

6.7.1. Comparación de las muestras por la variable de $I_{s(50)}$

Con los valores obtenidos de índice de Carga Puntual para el diámetro de 50 mm ($I_{s(50)}$), se realizó un análisis estadístico mediante el estudio de las medias, para conocer si los índices se pueden relacionar entre sí. Los 8 puntos de la Comunidad Valenciana, son los siguientes⁴⁹:

1. Excavaciones de taludes de la carretera CV-13.
2. Sondeos del proyecto del túnel de Cullera.
3. Talud de acceso al embalse de Loriguilla.
4. Taludes de la N-332, tramo Gandía – Xeresa.
5. Cantera de Sierra Gorda, Bellús.
6. Desprendimiento del macizo, Puebla de Arenoso.
7. Construcción de un pedraplén en la A – 7, Pueblo Albaida.
8. Cantera de Guerola, Onteniente.

⁴⁹ Este orden por números de las localizaciones de las probetas, será el que se utilice de ahora en adelante en el texto.

Gráfico de Cajas y Bigotes

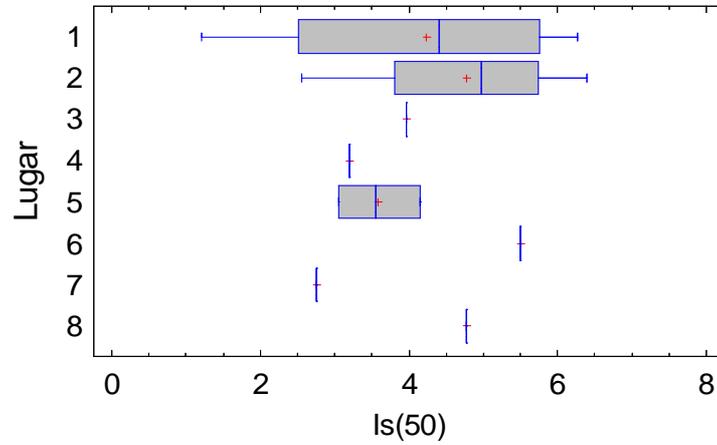


FIGURA – 179: GRÁFICO DE CAJAS Y BIGOTES $I_{s(50)}$ (TODOS LOS ENSAYOS).

Medias y 95,0 Porcentajes Intervalos LSD

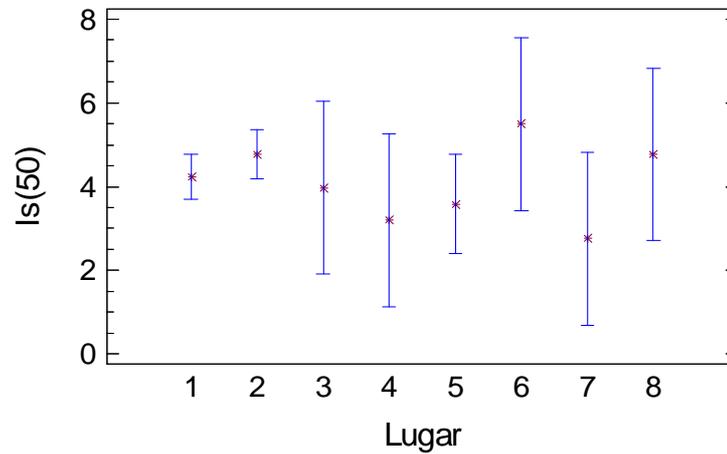


FIGURA – 180: DIAGRAMA DE MEDIAS Y 95% DE INTERVALOS LSD DEL $I_{s(50)}$ (TODOS LOS ENSAYOS).

Representación por Código de Nivel

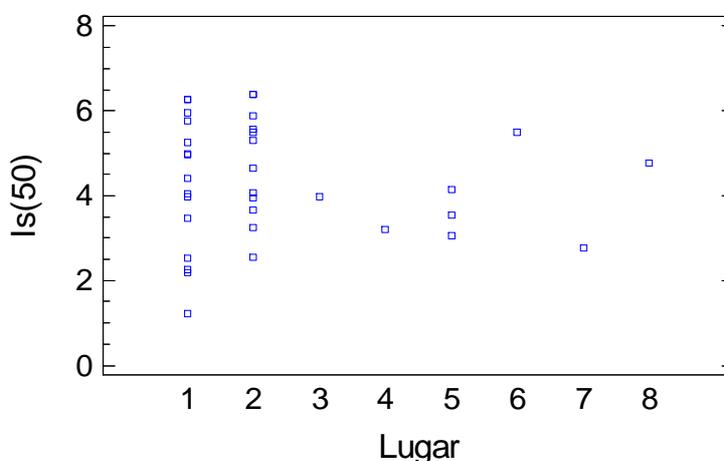


FIGURA – 181: DIAGRAMA DE REPRESENTACION POR CODIGO DE NIVEL DEL $I_{s(50)}$ (TODOS LOS ENSAYOS).

Este procedimiento, compara los valores obtenidos de los 8 puntos de la C.V., donde se realizan varios test estadísticos para comparar las muestras. El F-test en la Tabla de Anova (ver Tabla nº 121) comprueba si existe alguna diferencia significativa entre las medias.

Tabla – 121: Tabla Anova, análisis de la Varianza del $I_{s(50)}$.

Análisis de la varianza					
Fuente	Sumas de Cuadrados	Gl	Cuadrado medio	Coficiente – F	P – Valor
Entre grupos	9,55454	7	1,36493	0,67	0,6925
Intra grupos	54,7059	27	2,02615		
Total (corr.)	64,2605	34			

La Tabla Anova del $I_{s(50)}$ descompone la varianza de los datos en dos componentes: un componente entre grupos y un componente dentro de cada grupo. El F – ratio, que en este caso es igual a 0,67, es el cociente de la estimación entre grupos y la estimación dentro de los grupos. Puesto que el P – valor del test F es superior a 0,05, no hay diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los 8 puntos de la C.V. con un valor de confianza de 95%.

En el análisis de contraste múltiple de rango para el $I_{s(50)}$ se observa que no hay diferencias estadísticamente significativas entre ningún par de medias a un nivel

de confianza al 95%. Se identifican también que todos los grupos son homogéneos.

6.7.2. Comparación de las muestras por la variable de σ_c

Con los valores obtenidos σ_c se realizó un análisis estadístico mediante el estudio de las medias, para conocer si los índices se pueden relacionar entre los 8 puntos de la Comunidad Valenciana.

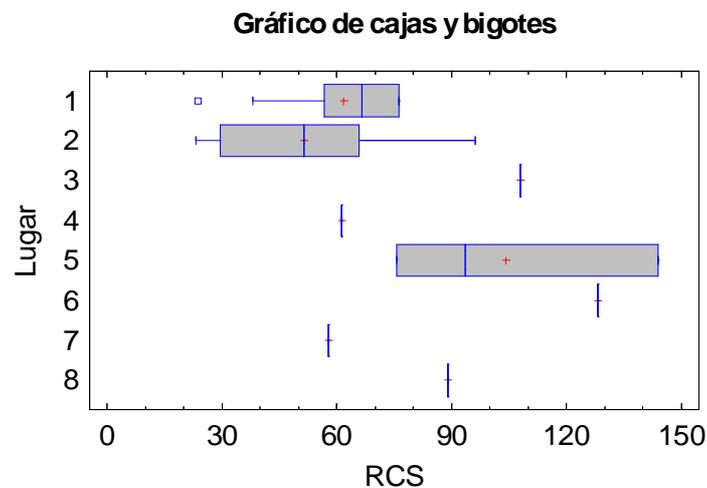


FIGURA – 182: GRÁFICO DE CAJAS Y BIGOTES PARA LA RCS (TODOS LOS ENSAYOS).

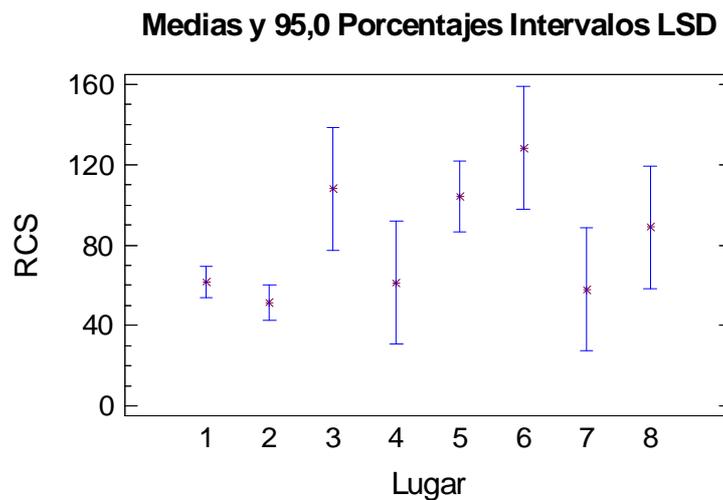


FIGURA – 183: DIAGRAMA DE MEDIAS Y 95% DE INTERVALOS LSD DE LA RCS (TODOS LOS ENSAYOS).

Representación por Código de Nivel

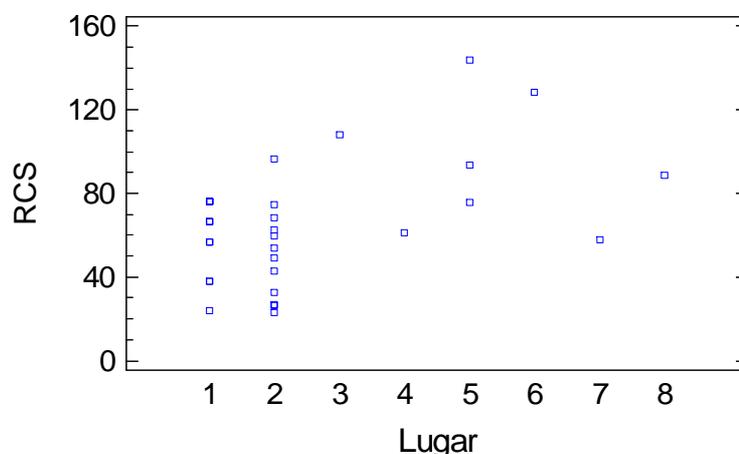


FIGURA – 184: DIAGRAMA DE REPRESENTACION POR CODIGO DE NIVEL DE LA RCS) (TODOS LOS ENSAYOS).

En las Figuras anteriores se comparan los 8 puntos de la C.V. donde se realizan varios test estadísticos para comparar las muestras. El F-test en la Tabla de Anova (ver Tabla nº 122) comprueba si existe alguna diferencia significativa entre las medias.

Tabla – 122: Tabla Anova, análisis de la Varianza del σ_c .

Análisis de la varianza					
Fuente	Sumas de Cuadrados	Gl	Cuadrado medio	Coefficiente – F	P – Valor
Entre grupos	13465,5	7	1923,7	4,33	0,0025
Intra grupos	11981,9	27	443,7		
Total (corr.)	25447,8	34			

En la Tabla nº 122, se descompone la varianza de la σ_c en los datos en dos componentes: un componente entre componentes y un componente dentro de cada grupo. El F – ratio, que en este caso es igual a 4,33, es el cociente de la estimación entre grupos y la estimación dentro de los grupos. Puesto que el P – valor del test F es inferior a 0,05, hay diferencia estadísticamente significativa entre las medias de los 8 puntos de la C.V. en un nivel de confianza del 95%.

El análisis de contraste múltiple de rango para RCS, se observa en la Tabla nº 123.

Tabla – 123: Tabla contraste múltiple de rango para σ_c .

Método: 95 porcentaje LSD			
Lugar	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
1	15	61,84	X
2	12	51,42	X
3	1	108,0	XX
4	1	61,2	XX
5	3	104,3	XX
6	1	128,3	X
7	1	57,9	XX
8	1	88,9	XXX

La anterior Tabla⁵⁰ aplica un procedimiento de comparación múltiple para determinar las medias que son significativamente diferentes unas de otras. También se puede observar que se identifican tres grupos homogéneos, según la alineación del signo X en la columna, quiere decir que entre grupos homogéneos no existen diferencias significativas de Fisher (LSD).

6.7.3. Correlación general del PLT y la RCS

Contrario a lo que expone el apartado 6.7.2., en el análisis estadístico, todos los grupos no son homogéneos, pero es interesante presentar un valor general de β , aunque siempre es recomendable obtener un β adecuado para cada litología específica.

La correlación general se puede observar en la Figura nº 185 de los 8 puntos de la Comunidad Valenciana, sin ser separadas por litologías.

⁵⁰ Ver pagina nº 350 para la referencia de los 8 puntos de la Comunidad Valenciana.

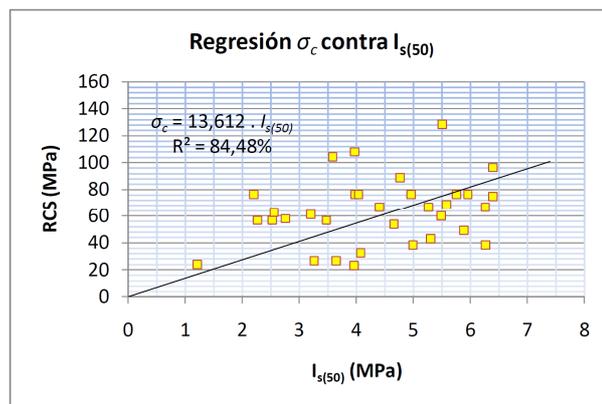


FIGURA – 185: REGRESIÓN DEL RCS CONTRA EL PLT (TODOS LOS VALORES).

El estadístico R – cuadrado indica que el modelo explica un 84,48% de la variabilidad en RCS, con un β de 13,612.

6.7.4. Otras correlaciones de la RCS y el PLT

Se realizaron varias correlaciones según la Tabla nº 123, para tres tipos de grupos homogéneos (3 litologías comunes). La primera correlación se realizó para los siguientes grupos homogéneos.

Tabla – 124 Correlación para el subgrupo 1.

Serie	Grupos homogéneos
■	1 y 2
▲	4, 7 y 8
◆	3, 5 y 6

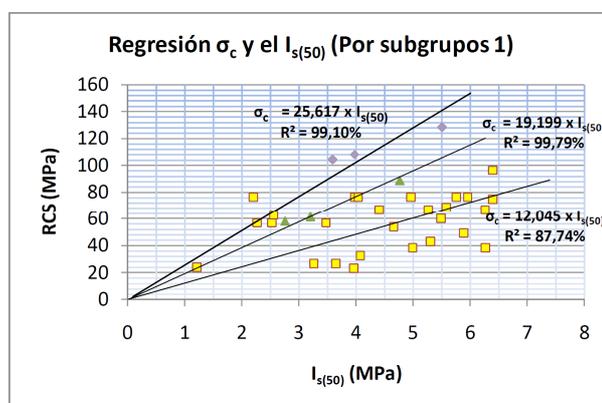


FIGURA – 186: REGRESIÓN DEL RCS CONTRA EL PLT (PARA EL SUBGRUPO 1).

La segunda correlación se realizó para los siguientes grupos homogéneos.

Tabla – 125: Correlación para el subgrupo 2.

Serie	Grupos homogéneos
■	1 y 2
▲	3, 4 y 7
◆	5, 6 y 8

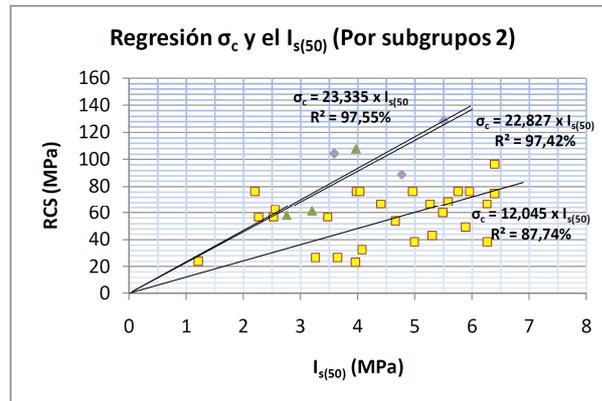


FIGURA – 187: REGRESIÓN DEL RCS CONTRA EL PLT (PARA EL SUBGRUPO 2).

La tercera correlación se realizó para los siguientes grupos homogéneos.

Tabla – 126: Correlación para el subgrupo 3.

Serie	Grupos homogéneos
■	1, 2 y 7
▲	4 y 8
◆	3, 5 y 6

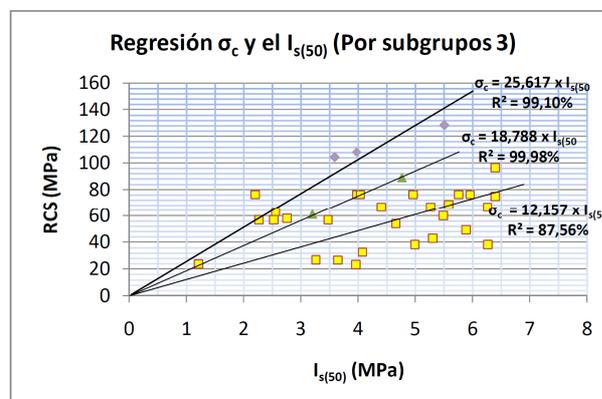


FIGURA – 188: REGRESIÓN DEL RCS CONTRA EL PLT (PARA EL SUBGRUPO 3).

La cuarta correlación se realizó para los siguientes grupos homogéneos.

Tabla – 127: Correlación para el subgrupo 4.

Serie	Grupos homogéneos
■	1 y 2
▲	3, 5 y 7
◆	4, 6 y 8

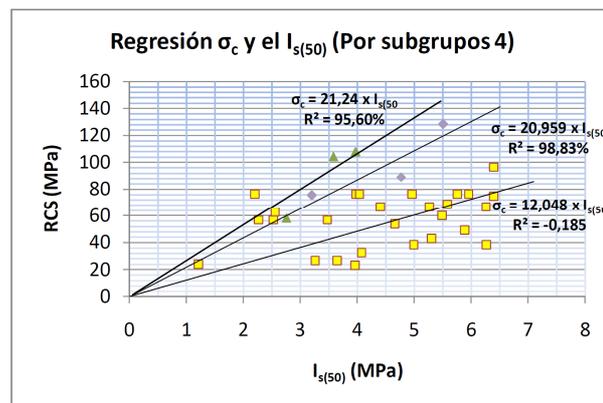


FIGURA – 189: REGRESIÓN DEL RCS CONTRA EL PLT (PARA EL SUBGRUPO 4).

6.8. Resumen y contraste de resultados de la correlación entre el PLT y la RCS y comparativa de α con α^*

En la Tabla nº 128 se presentan, brevemente, los resultados más importantes obtenidos en la obtención del factor de β , para todos los ensayos.

Tabla – 128: Resumen de las correlaciones.

β	R^2 (%)	Lugares de la C.V.
13,612	84,48	8 puntos de la C.V.
12,045	87,74	CV-13 y Cullera
12,157	87,56	CV-13, Cullera y Puerto Albaida
19,199	99,79	N-332, Puerto Albaida y Onteniente
22,827	97,42	Loriguilla, N-332 y Puerto Albaida
18,788	99,98	N-332 y Onteniente
20,959	98,83	Loriguilla, Bellús y Puerto Albaida
25,617	99,10	Loriguilla, Bellús y Puebla de Arenoso
23,335	97,55	Bellús, Pueblo de Arenoso y Onteniente
21,240	95,60	N-332, Puebla de Arenoso y Onteniente

Para todo el conjunto de ensayos y separados por subgrupos (estadísticamente), los que tienen un mejor coeficiente de correlación y en general tienen un mejor comportamiento son el subgrupo 1 (resaltado en gris).

A continuación se realiza un análisis de todos los valores obtenidos de PLT en los 8 puntos de la Comunidad Valenciana, observándose que hay una buena relación entre los índice de Carga Puntual obtenidos por la norma ($I_{s(50)}$ normativo) y los obtenidos por la regresión bilineal obtenida en esta investigación ($I_{s(50)}^*$ investigación). En las tablas nº 129a, 129b y 129c, se puede observar en las columnas 7 y 8, los valores de la RCS aplicando la correlación respectiva; en la columna 7 se aplico el β general para toda la Comunidad Valenciana y en la columna 8 se aplico el β respectivo para cada litología específica.

En la tabla nº 129 a, b y c, se presentan los resultados de las comparativas realizadas.

Tabla – 129a: Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para las muestras de la CV – 13.

LUGAR	P (KN)	De ² (mm ²)	I _s (MPa)	I _{s(50)} (MPa) Normativo	I _{s(50)} (MPa) Investigación	σ _c (MPa) Correlación general	σ _c (MPa) Correlación por litología	Promedio de σ _c (MPa) por litología
CV - 13	19,62	3571,44	5,49	5,95	5,75	78,3	69,3	53,75
	9,81	1440,67	6,81	6,02	6,36	86,6	76,6	
	5,07	918,88	5,52	4,41	4,37	59,4	52,6	
	3,40	447,41	7,59	5,15	5,53	75,2	66,6	
	9,56	1799,95	5,31	4,93	4,97	67,7	59,9	
	9,09	1696,94	5,36	4,91	4,95	67,4	59,7	
	7,73	1718,66	4,50	4,13	4,11	56,0	49,6	
	8,21	2070,68	3,97	3,80	3,79	51,6	45,6	
	7,53	2222,02	3,39	3,30	3,29	44,8	39,6	
	7,38	1385,92	5,33	4,67	4,68	63,8	56,4	
	5,46	1116,10	4,89	4,08	4,04	55,0	48,6	
	4,91	831,31	5,90	4,61	4,62	62,9	55,7	
	15,44	4054,76	3,81	4,25	4,27	58,1	51,4	
	9,37	1741,09	5,38	4,96	5,01	68,2	60,3	
	1,77	580,23	3,05	2,20	2,07	28,1	24,9	
	4,60	548,86	8,38	5,95	6,90	93,9	83,1	
	4,64	937,17	4,95	3,97	3,91	53,3	47,1	
	6,84	956,86	7,14	5,76	6,23	84,8	75,1	
	5,32	1680,60	3,17	2,90	2,86	38,9	34,5	
	5,66	1584,92	3,57	3,22	3,19	43,4	38,4	
	0,87	1848,17	0,47	0,44	0,43	5,9	5,2	
	6,10	1376,02	4,44	3,88	3,84	52,3	46,2	
	3,32	1040,95	3,19	2,62	2,54	34,5	30,6	
	10,42	1666,76	6,25	5,70	5,89	80,2	70,9	
	13,72	1089,64	12,59	10,45	10,80	147,0	130,1	
	9,66	2869,17	3,37	3,47	3,48	47,4	42,0	
	4,04	1405,37	2,87	2,52	2,47	33,6	29,7	
	8,49	1135,10	7,48	6,26	6,87	93,6	82,8	
	7,06	1120,73	6,30	5,26	5,47	74,5	65,9	
	5,80	940,54	6,17	4,95	5,08	69,1	61,2	
	3,65	2592,12	1,41	1,42	1,42	19,4	17,1	
	5,93	2003,28	2,96	2,82	2,80	38,1	33,7	
	8,67	1692,74	5,12	4,69	4,71	64,1	56,7	
	9,63	1333,32	7,22	6,27	6,75	91,9	81,4	
	8,37	1492,66	5,61	4,99	5,07	69,0	61,0	
	9,99	2454,30	4,07	4,05	4,05	55,2	48,8	
	5,00	1016,71	4,92	4,02	3,96	54,0	47,8	
	3,77	821,60	4,58	3,57	3,49	47,4	42,0	
	5,03	551,73	9,12	6,49	7,96	108,3	95,8	
	11,40	2922,48	3,90	4,04	4,05	55,1	48,8	
3,42	2935,47	1,17	1,21	1,22	16,6	14,7		
5,47	2049,37	2,67	2,55	2,54	34,5	30,5		
14,29	2037,62	7,01	6,70	6,91	94,0	83,2		
15,76	2938,72	5,36	5,56	5,50	74,9	66,2		
4,83	2037,62	2,37	2,26	2,24	30,5	27,0		
10,57	2047,56	5,16	4,93	4,96	67,5	59,7		
9,29	2034,01	4,57	4,36	4,35	59,2	52,4		



Tabla – 129b: Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para las muestras del túnel de Cullera.

LUGAR	P (KN)	De ² (mm ²)	I _s (MPa)	I _{s(50)} (MPa) Normativo	I _{s(50)} (MPa) Investigación	σ _c (MPa) Correlacion general	σ _c (MPa) Correlación por litología	Promedio de σ _c (MPa) por litología
	12,75	5533,50	2,30	2,76	2,83	38,5	34,1	
	15,70	6724,00	2,33	2,92	3,01	40,9	36,2	
	10,79	4593,85	2,35	2,69	2,75	37,4	33,1	
	7,85	3297,69	2,38	2,53	2,56	34,8	30,8	
	16,68	6724,00	2,48	3,10	3,19	43,4	38,4	
	12,75	5083,69	2,51	2,94	3,01	40,9	36,2	
	12,75	4900,00	2,60	3,03	3,09	42,0	37,2	
	14,72	5623,01	2,62	3,14	3,21	43,7	38,7	
	5,89	2246,76	2,62	2,56	2,55	34,7	30,7	
	5,89	2246,76	2,62	2,56	2,55	34,7	30,7	
	13,73	5083,69	2,70	3,17	3,23	44,0	38,9	
	18,64	6724,00	2,77	3,46	3,54	48,2	42,7	
	20,60	7430,44	2,77	3,54	3,63	49,4	43,7	
	20,60	7430,44	2,77	3,54	3,63	49,4	43,7	
	13,73	4900,00	2,80	3,26	3,32	45,2	40,0	
	13,73	4900,00	2,80	3,26	3,32	45,2	40,0	
	13,73	4900,00	2,80	3,26	3,32	45,2	40,0	
	17,66	6146,18	2,87	3,52	3,59	48,8	43,2	
	19,62	6724,00	2,92	3,65	3,72	50,6	44,8	
	12,75	4278,08	2,98	3,36	3,41	46,4	41,1	
	14,72	4900,00	3,00	3,49	3,55	48,3	42,7	
	18,64	6158,53	3,03	3,71	3,77	51,4	45,4	
	17,66	5793,24	3,05	3,68	3,74	51,0	45,1	
	15,70	4900,00	3,20	3,73	3,78	51,4	45,5	
	15,70	4900,00	3,20	3,73	3,78	51,4	45,5	
	21,58	6724,00	3,21	4,01	4,07	55,4	49,0	
	21,58	6724,00	3,21	4,01	4,07	55,4	49,0	
	22,56	6914,45	3,26	4,10	4,16	56,6	50,1	
	22,56	6724,00	3,36	4,19	4,24	57,8	51,1	
	16,68	4900,00	3,40	3,96	4,00	54,5	48,2	
	17,66	5083,69	3,47	4,07	4,12	56,0	49,6	
	20,60	5846,72	3,52	4,27	4,31	58,6	51,9	
	17,66	4900,00	3,60	4,19	4,23	57,5	50,9	
	18,64	5083,69	3,67	4,30	4,33	59,0	52,2	
	14,72	3981,61	3,70	4,10	4,13	56,2	49,7	
	27,47	7430,44	3,70	4,72	4,67	63,6	56,2	
	25,51	6724,00	3,79	4,74	4,68	63,8	56,4	
	25,51	6724,00	3,79	4,74	4,68	63,8	56,4	
	25,51	6724,00	3,79	4,74	4,68	63,8	56,4	
	19,62	5083,69	3,86	4,53	4,54	61,8	54,7	
	8,83	2275,29	3,88	3,80	3,79	51,6	45,7	
	19,62	4900,00	4,00	4,66	4,64	63,2	55,9	
	30,41	7517,21	4,05	5,18	4,94	67,3	59,6	
	28,45	6724,00	4,23	5,29	5,03	68,5	60,6	
	21,58	5083,69	4,25	4,98	4,88	66,4	58,8	
	21,58	5083,69	4,25	4,98	4,88	66,4	58,8	
	9,81	2249,56	4,36	4,26	4,25	57,9	51,2	
	21,58	4900,00	4,40	5,12	4,99	68,0	60,1	
	22,56	5083,69	4,44	5,21	5,05	68,7	60,8	
	22,56	4900,00	4,60	5,36	5,16	70,3	62,2	
	22,56	4900,00	4,60	5,36	5,16	70,3	62,2	
	22,56	4900,00	4,60	5,36	5,16	70,3	62,2	
	22,56	4900,00	4,60	5,36	5,16	70,3	62,2	
	17,66	3812,84	4,63	5,09	5,01	68,3	60,4	
	19,62	4147,36	4,73	5,30	5,17	70,3	62,2	
	23,54	4914,01	4,79	5,58	5,32	72,4	64,1	
	23,54	4900,00	4,80	5,59	5,33	72,5	64,2	
	23,54	4900,00	4,80	5,59	5,33	72,5	64,2	
	19,62	3994,41	4,91	5,46	5,30	72,2	63,9	
	19,62	3981,61	4,93	5,47	5,31	72,3	64,0	
	24,53	4900,00	5,01	5,82	5,49	74,7	66,1	
	24,53	4900,00	5,01	5,82	5,49	74,7	66,1	
Cullera								50,09

Tabla – 129c: Comparativas de los valores de la $I_{s(50)}$ obtenidos con el valor de α normativo y con los valores α^* , para las muestras de la N-332, Loriguilla, Bellús, Onteniente, Puebla de Arenoso y puerto de Albaida.

LUGAR	P (KN)	De ² (mm ²)	I _s (MPa)	I _{s(50)} (MPa) Normativo	I _{s(50)} (MPa) Investigación	σ _c (MPa) Correlación general	σ _c (MPa) Correlación por litología	Promedio de σ _c (MPa) por litología
N-332	7,21	1856,35	3,89	3,63	3,61	49,2	69,4	70,23
	5,60	1429,82	3,91	3,45	3,41	46,4	65,4	
	7,85	1646,08	4,77	4,34	4,32	58,8	83,0	
	8,97	1928,75	4,65	4,38	4,37	59,5	84,0	
	10,64	2110,91	5,04	4,85	4,87	66,3	93,5	
	5,83	1663,34	3,50	3,20	3,16	43,0	60,7	
	5,85	2578,77	2,27	2,28	2,29	31,1	43,9	
	6,86	2011,45	3,41	3,25	3,23	44,0	62,0	
Loriguilla	13,10	1550,77	8,45	7,59	8,39	114,3	215,0	119,02
	14,10	2785,33	5,06	5,19	5,16	70,3	132,3	
	10,15	2153,02	4,71	4,56	4,56	62,0	116,8	
	8,20	1419,77	5,78	5,09	5,19	70,6	132,9	
	8,49	2405,99	3,53	3,50	3,49	47,6	89,5	
	5,53	1719,22	3,22	2,96	2,92	39,8	74,8	
	7,56	1613,16	4,69	4,25	4,23	57,5	108,3	
	6,85	1563,53	4,38	3,94	3,91	53,2	100,2	
8,41	2017,81	4,17	3,97	3,96	53,9	101,4		
Bellús	11,03	2379,24	4,6	4,59	4,59	62,4	117,5	98,5
	9,73	2375,83	4,1	4,05	4,05	55,1	103,7	
	4,26	838,10	5,1	3,98	3,91	53,2	100,2	
	11,70	2418,18	4,8	4,80	4,81	65,4	123,1	
	9,36	2050,28	4,6	4,37	4,36	59,3	111,7	
	11,39	2412,77	4,7	4,68	4,69	63,8	120,0	
	12,52	2388,77	5,2	5,19	5,20	70,8	133,2	
	9,23	2951,48	3,1	3,25	3,26	44,4	83,6	
	9,50	4088,00	2,3	2,60	2,64	36,0	67,7	
	32,37	8902,39	3,6	4,84	4,73	64,3	121,1	
	4,63	825,70	5,6	4,37	4,33	58,9	110,8	
	8,74	2036,49	4,3	4,10	4,09	55,6	104,7	
	6,82	2391,21	2,9	2,82	2,82	38,4	72,3	
	11,89	2951,21	4,0	4,18	4,19	57,1	107,4	
	16,75	4100,48	4,1	4,56	4,57	62,1	117,0	
	17,85	5474,89	3,3	3,89	3,94	53,6	100,9	
	7,20	2382,42	3,0	2,99	2,99	40,6	76,5	
6,94	2383,64	2,9	2,88	2,88	39,2	73,7		
6,74	2381,93	2,8	2,80	2,80	38,1	71,6		
8,18	2375,83	3,4	3,40	3,40	46,3	87,1		
8,79	2370,47	3,7	3,67	3,66	49,8	93,8		
5,01	2380,22	2,1	2,08	2,08	28,3	53,2		
9,79	2394,39	4,1	4,05	4,05	55,1	103,7		
10,35	2405,66	4,3	4,27	4,26	58,1	109,3		
Cantera Onteniente	13,72	2392,92	5,7	5,68	5,70	77,6	109,4	90,8
	12,69	2390,97	5,3	5,26	5,27	71,7	101,1	
	10,42	2406,39	4,3	4,29	4,29	58,4	82,4	
	10,11	2401,98	4,2	4,17	4,17	56,8	80,1	
	10,22	2406,39	4,2	4,21	4,21	57,3	80,8	
Puebla de Arenoso	15,56	2387,79	6,5	6,45	6,49	88,3	166,2	140,0
	14,42	2389,01	6,0	5,98	6,00	81,7	153,8	
	7,86	2387,30	3,3	3,26	3,26	44,3	83,4	
	13,11	2390,97	5,5	5,43	5,44	74,1	139,5	
	15,29	2377,05	6,4	6,36	6,40	87,1	163,9	
	12,56	2390,48	5,3	5,20	5,21	71,0	133,6	
Puerto Albaida	6,41	2389,25	2,7	2,66	2,65	36,1	50,9	52,3
	6,05	2376,56	2,5	2,52	2,51	34,2	48,2	
	5,92	2390,97	2,5	2,45	2,45	33,3	47,0	
	10,15	2386,08	4,3	4,21	4,21	57,3	80,8	
	4,35	2397,57	1,8	1,80	1,79	24,4	34,4	



Contenido

Resumen y conclusiones

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente trabajo se puede sintetizar en tres bloques, un primer bloque se refiere a las conclusiones sobre el ensayo a Carga Puntual de las cuatro primeras campañas de ensayos, donde se contaba con el mayor número de testigos y sobre los cuales se obtuvo los resultados más significativos. El segundo bloque se refiere a los resultados obtenidos en los cuatro puntos adicionales de la Comunidad Valenciana, que se escogieron para ampliar el trabajo a escala regional y contrastar los resultados obtenidos en el bloque anterior. Finalmente, el último bloque recoge de forma general las conclusiones obtenidas de esta investigación.

1. Sobre las cuatro primeras campañas de ensayos, con litologías calizas de la Comunidad Valenciana, que a continuación se resumen, se expresa seguidamente las conclusiones más relevantes.
 - ✓ Calizas del Cretácico Superior, cenomanienses, de colores claros y aspecto marmóreo, procedentes de las excavaciones para los desmontes del talud nº 8 de las obras de la carretera CV – 13 de Torreblanca, al Aeropuerto de Castellón.
 - ✓ Calizas microesparíticas, calizas micríticas margosas, dolomías esparíticas y otras, de varios pisos del Cretácico Superior, procedentes de los sondeos del estudio geotécnico para el proyecto de un túnel urbano en la Montaña del Oro en Cullera.
 - ✓ Calizas micríticas de color beige, del Cretácico Superior, santonienses, procedentes de las excavaciones para los desmontes de las obras del desdoblamiento de la N – 322, en el tramo Gandía – Xeresa.

- ✓ Calizas arcillosas del Jurásico (Malm), tomadas en un talud de la carretera de acceso a la presa del Embalse de Loriguilla.

En estas campañas se han realizado 485 ensayos, de campo y laboratorio, de los cuales:

- ✓ 298 son ensayos de resistencia a la Carga Puntual,
- ✓ 38 de Resistencia a la Compresión Simple
- ✓ y el resto son determinaciones de otros parámetros caracterizadores de la matriz rocosa.

Con los ensayos realizados se perseguía un triple objetivo:

- ✓ Disponer de suficientes datos para el estudio de la obtención del índice de resistencia a la Carga Puntual y así buscar la mejor correlación con la Resistencia a Compresión Simple.
- ✓ Ajustar el factor de corrección por tamaño para las calizas de la Comunidad Valenciana.
- ✓ Iniciar una base de datos para futuras investigaciones sobre la Resistencia a Compresión Simple de las calizas de la Comunidad Valenciana.

A partir del análisis de los resultados obtenidos (Capítulo nº 6), en los ensayos de resistencia a la Carga Puntual realizados con las muestras, se presentan a continuación, como resumen, las ideas más relevantes, exponiéndose las conclusiones correspondientes.

- Cuando se utiliza en el ensayo de Carga Puntual el factor de corrección por tamaño F , según la norma, el diámetro equivalente (D_e) de la sección de rotura de probeta, tiene la expresión:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^\alpha \quad \text{siendo } \alpha = 0,45$$

Dicho factor permite determinar, para un solo ensayo con una carga de rotura P , el índice de resistencia a la Carga Puntual $I_{s(50)}$ a partir de la resistencia a la Carga Puntual no corregida I_s :

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad \rightarrow \quad I_{s(50)} = F \cdot I_s$$

Así en el presente trabajo, se ha podido comprobar que el **índice de resistencia a la Carga Puntual** $I_{s(50)}$ obtenido a partir de varios ensayos, con el cálculo de la carga de rotura P_{50} mediante el ajuste de una recta, en doble escala logarítmica, de los valores $P - D_e^2$ de los ensayos, proporciona valores acordes con la mejor determinación de $I_{s(50)}$.

- Igualmente, el valor de la carga de rotura P_{50} , correspondiente a la carga aplicada a una probeta de 50 mm de diámetro equivalente, obtenida con el ajuste mediante una recta de los valores $P - D_e^2$, con varias determinaciones y ajustada en doble escala logarítmica, la ecuación resultante sería:

$$P = A \cdot (D_e^2)^B$$

Suponiendo un ensayo individual que fuese totalmente correcto, el factor F de corrección por tamaño debería ser:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^\alpha \quad \text{siendo} \quad \alpha = 2 \cdot (1 - B)$$

Así, con probetas procedentes de una misma muestra, se han estudiado los valores de α , que se obtienen para los valores de B determinados en los distintos grupos de ensayos realizados, hallándose las variaciones de α .

- Se puede concluir que con los valores de B obtenidos, **se ha encontrado que los valores adecuados de α son distintos a 0,45** y en general superiores, obteniéndose buenos resultados, para las litologías ensayadas, en el intervalo 0,55 – 0,60.
- También, se ha investigado si el valor adecuado de α para una litología concreta es fijo o variable. El estudio de la evolución del parámetro α (que se ha denominado α^* para diferenciarlo del normativo) obtenido al realizar los mejores ajustes posibles $P - D_e^2$, para diversos intervalos de resistencia a la Carga Puntual determinada con F (que se ha denominado $I_{s(50),F}$), indica que **parece existir una relación del tipo:**

$$\alpha^* = C_1 - C_2 \cdot \frac{I_{s(50),F}}{I_0}$$

Donde C_1 y C_2 son coeficientes adimensionales e I_0 es una resistencia de referencia igual a 1 MPa, con objeto de que la fórmula sea dimensionalmente congruente.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados en la CV – 13, se ha encontrado que el coeficiente C_1 podría tomar un valor > 0,60 y C_2 tendría un valor absoluto bajo, obteniéndose como relación más significativa la siguiente:

$$\alpha^* = 0,78 - 0,086 \cdot \frac{I_{s(50),F}}{I_0}$$

- Del mismo modo, se ha realizado, un ajuste parabólico entre α^* e $I_{s(50),F}$, encontrándose un altísimo coeficiente de determinación, que se puede asimilar a una relación bilineal del tipo:

$$\alpha^* = 0,60 - 0,03 \cdot \frac{I_{s(50),F}}{I_o} \quad \text{si } I_{s(50),F} \leq 4,45 \text{ MPa}$$

$$\alpha^* = \left| 1,09 - 0,14 \cdot \frac{I_{s(50),F}}{I_o} \right| \quad \text{si } I_{s(50),F} > 4,45 \text{ MPa}$$

Con esta relación, la intersección de los dos tramos lineales se produce para una resistencia a la Carga Puntual de 4,45 MPa, a la que le corresponde un α^* de 0,466, muy próximo al normativo.

Con los datos obtenidos todo parece indicar que **el factor normativo de corrección por tamaño F es adecuado para un rango de resistencias a la Carga Puntual entre 3,5 y 5,0 MPa**. Ese rango de resistencias puede darse, para prácticamente cualquier tipo de roca y esa puede ser la razón, no explicada en la literatura, del valor normativo de α de 0,45.

Por otro lado, la relación bilineal (o la parabólica original) parece muy interesante en su desarrollo, considerándose que para profundizar en su adecuación, sería necesario profundizar en un estudio con un número mayor de determinaciones.

- Para contrastar la bondad del ajuste determinado para α^* , se han aplicado los valores y expresiones propuestos de α y α^* , tanto a los ensayos realizados con muestras de la CV – 13 (obteniéndose, lógicamente, buenos resultados, pues α y α^* han derivado de dichos ensayos) como a los ensayos realizados con las muestras de Xeraco y Loriguilla, hallándose que: **los valores de α de 0,55 y 0,60 son más adecuados que el normativo de 0,45 tanto para Xeraco como para Loriguilla**. También las expresiones de α^* en función de $I_{s(50),F}$, tanto en su correlación lineal como bilineal, dan resultados pésimos con Xeraco y Loriguilla, y son solo adecuadas para la litología que fueron deducidas, es decir, **el valor de α^***

no depende exclusivamente del nivel de resistencia a la Carga Puntual.

- Además, con la ejecución de los ensayos y elaboración de los resultados de los mismos, se ha observado también que **el procedimiento normativo para obtener el valor de $I_{S(50)}$ como media de los $I_{S(50),F}$** , eliminando los valores extremos a “palo seco” (2 por arriba y 2 por abajo por cada 10 determinaciones) **no es el más adecuado, a no ser que se estén manejando un número muy alto de determinaciones.**

Es válido para una primera estimación, pero lo correcto sería aplicar algún método estadístico más refinado, en el que se tenga en cuenta la varianza y desviación de los datos.

Se puede argumentar que esos métodos estadísticos son más engorrosos para algo que, a fin de cuentas, es una estimación, pero las “estimaciones”, en la cultura actual de la Ingeniería Civil, terminan siendo datos concluyentes para la realización de cálculos y para el diseño geotécnico.

- **El procedimiento normativo para determinar P_{50} mediante el ajuste de los valores $P - D_e^2$, en doble escala logarítmica, no está perfectamente definido (como correspondería a una norma de ensayo)** y presenta algunas dificultades; en concreto:

- La normativa indica que “... *los puntos que se desvían sustancialmente de la recta se ignoran (aunque no deben ser suprimidos) ...*” pero no da ningún criterio (por ejemplo, un valor mínimo el coeficiente de determinación) para fijar en que consiste la “desviación sustancial”.
- Cuando se tiene un número alto de determinaciones se produce una nube de puntos, con una alineación “en franja”, que podría dar distintas alineaciones rectas, con distintos valores de P_{50} , todas ellas con un alto coeficiente de determinación.

En consecuencia, a partir de este trabajo de investigación, se propone realizar siempre una eliminación de los puntos mediante un análisis estadístico y estudiando el comportamiento real de la regresión.

2. Sobre las cuatro últimas campañas de ensayos, también con litologías calizas de la Comunidad Valenciana y que a continuación se resumen, se formulan las conclusiones.

- ✓ Calizas mezcladas con areniscas amarillentas y rojizas, más o menos cementadas por carbonato cálcico, y calizas arenosas, originarios de las voladuras para la cantera de Sierra Gorda en Bellús.
- ✓ Calizas finamente cristalinas o microcristalina, ligeramente arcillosa, de color beige muy claro y dispuesto en gruesos bancos regulares, naturales de la cantera de Guerola, ubicada en Onteniente.
- ✓ Calizas de color gris-amarillento en gruesos bancos o en plaquetas, separadas por pequeños niveles margosos, tomadas del desprendimiento de un macizo rocoso en los alrededores de Puebla de Arenoso.
- ✓ Calizas micríticas arcillosas, finamente estratificadas con interbancos margosos amarillentos y episodios de calizas nodulares, procedentes de las obras de un pedraplén en la A-7, en la vía que conduce de Albaida a Cocentaina-Muro.

En las cuatro últimas campañas se realizaron 224 ensayos, de campo y laboratorio, de los cuales:

- ✓ 90 son ensayos de resistencia a la Carga Puntual,
- ✓ 7 de Resistencia a la Compresión Simple
- ✓ y el resto son determinaciones de otros parámetros caracterizadores de la matriz rocosa.

Igualmente se buscaba con los ensayos realizados, los objetivos de la primera campaña y además complementar y constatar los resultados que ya se habían obtenido.

De la verificación de la relación de L/D obtenidos en los ensayos de resistencia a la Carga Puntual realizados con las muestras de Bellús, Onteniente, Puebla de Arenoso y puerto de Albaida, donde la relación entre el diámetro (D) y la distancia desde el punto de aplicación de la carga, al borde libre más próximo (L) indicado en la normativa vigente es:

$$\frac{D}{L} > 0,5$$

Se **ha verificado que las rocas ensayadas cumplen esta relación**, como se puede ver en las gráficas obtenidas en el apartado 6.6. También, se observa mucha inestabilidad en la región de 0,48 hasta 0,59 para las litologías estudiadas.

Basándose en el análisis y los resultados obtenidos, se recomienda una relación más alta, en la medida de lo posible, en las rocas calizas de la Comunidad Valenciana, para evitar algunos errores de valores de I_s y obtener así, valores más confiables. La relación recomendable de tamaño es:

$$\frac{D}{L} \geq 0,6$$

3. Es sabido que los métodos indirectos para estimar los parámetros de esfuerzos en la matriz rocosa son muchos y variables, pero si se sigue las normas y se realizan todos los procedimientos, los valores pueden ser coherentes y acercarse a la realidad.

Si analizamos globalmente los resultados obtenidos en el presente trabajo, en todas las regresiones realizadas por subgrupos, se observa una relación lineal entre la resistencia a compresión uniaxial (σ_c) y el índice de carga puntal

$I_{s(50)}$), que depende, entre otros índices, del factor de corrección por forma. La relación más adecuada se expresa como:

$$\sigma_c = \beta \times I_{s(50)}$$

Revisados los estudios realizados hasta la fecha, se ha comprobado, que no existe un valor único del coeficiente β para todas las rocas (inicialmente, Boch y Franklin proponen $\beta = 24$). La investigación realizada pone de manifiesto, que para un mismo tipo de rocas (calizas) se obtienen valores de β entre 12 y 26, sin embargo, cuando el coeficiente de correlación β es de una litología concreta (rocas calizas de la Comunidad Valenciana) se consigue un coeficiente de correlación mayor al 87%. Esto sugiere que existe un β adecuado para una litología específica, pero cuando se pretende utilizar con amplitud la correlación de σ_c y el $I_{s(50)}$ es conveniente realizar un “calibrado” previo, con algunos ensayos de RCS que permitan establecer el β más adecuado.

Si es necesario utilizar un valor único para las rocas de una misma litología, en este caso calizas de la Comunidad Valenciana, a la vista de los resultados obtenidos, sobre una gran cantidad de muestras ensayadas y contrastadas, se propone el valor “medio” de $\beta = 13,5$, que parece ser el más apropiado a escala regional.



Contenido

Futuras líneas de investigación

8. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Se considera que las futuras líneas de investigación pasan necesariamente por ampliar la base de datos con un mayor número de ensayos de Carga Puntual y de Resistencia a Compresión Simple.

Con más ensayos se pueden plantear las siguientes líneas de investigación como continuación del presente trabajo:

- Profundizar en la búsqueda de los valores de α más adecuados, que puedan proporcionar con mayores garantías para las litologías calizas, un factor F de corrección por tamaño, mas ajustado que el normativo.
- Estudiar la dependencia del factor F con respecto a otros parámetros como la porosidad, densidad, grado de alteración, etc., obteniendo una expresión adecuada de α^* .
- Sobre los estudios anteriores, considerar las superficies reales de rotura correspondiente a D_e y compararlas con las superficies teóricas de la Norma.
- Con respecto a las probetas que no cumplen con las dimensiones de la Norma, estudiar el grado de error en el que se incurre cuando se realizan ensayos de resistencia a la Carga Puntual. La realización de ensayos no normativos se da muy comúnmente cuando se disponen de muestras procedentes de sondeos con escasa recuperación por dificultades o deficiencias de ejecución de dichos sondeos.

- Estudio del establecimiento de un protocolo perfectamente definido para la obtención del valor (o los valores, para el caso de “franja” de puntos) de P_{50} con el ajuste de los puntos $P - D_e^2$, ya sea mediante el análisis de la varianza o mejora de la eliminación por tanteo propuesta por la Norma.

También se propone nuevas líneas de investigación relacionadas con el valor ya determinado del índice de resistencia a la Carga Puntual, en los siguientes apartados:

- Estudio de la correlación del $I_{s(50)}$ con diversos parámetros caracterizadores elementales de la matriz rocosa, entre los que cabe destacar:
 - relaciones másicas y de masa – volumen
 - índices de alterabilidad
 - velocidad de propagación de ondas
- Estudio de la correlación del $I_{s(50)}$ con los parámetros tensión y deformación más importantes:
 - Resistencia a la compresión simple
 - Resistencia a tracción
 - Módulo de deformación y coeficiente de Poisson
- Finalmente, y no por ello menos importante, se propone profundizar en la simulación de los ensayos de Resistencia a Compresión Simple y de Carga Puntual a través del Ansys, en el cual se debe plantear, la metodología de la simulación de estos ensayos y la forma de calibrarlos. El siguiente paso a seguir, sería la modelización del ensayo de PLT a través del método de elementos finitos para obtener los estados tensionales en la probeta y poder anticipar, la forma de la rotura y el valor de $I_{s(50)}$ sin la necesidad de realizar el ensayo.



Este tipo de estudios de modelización, se encuentran fácilmente en la literatura referida al ensayo de tracción brasileña, pero no así para la resistencia a la Carga Puntual, y menos para los casos de probetas en bloque o irregular.

En muchas de las líneas de investigación propuestas, es posible su realización con la extensa información de esta investigación, pudiéndose realizarse sin la necesidad de nuevos ensayos con rocas calizas de la Comunidad Valenciana.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akram, M. y Bakar, M.Z.A. (2007).** *Correlation between uniaxial compressive strength and point load index for salt-range Rocks.* University of Engineering & technology, Lahore, Pakistán.
- ASTM International (2009).** *D 5731-05 Standard test method for determination of the point load index of Rock.* West Conshohocken. U.S.A.
- ASTM International (2009).** *D 7012-04 Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures.* West Conshohocken. U.S.A.
- ASTM International (2009).** *D 7070-04 Standard test method for creep rock core under constant stress and temperature.* West Conshohocken. U.S.A.
- ASTM International (2009).** *D2845-05 Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock.* West Conshohocken. U.S.A.
- Bergh-Christensen, J. y Selmer-Olsen, R. (1970).** *On the Resistance to Blasting in Tunnelling.* Second congress of the ISRM. Belgrade, Vol.3, Paper 5-7.
- Brace, W. F. (1964).** *Brittle fracture of rocks, state of stress in the Earth's Crust.* Editorial W. R. Judd. Elsevier, New York, 1964.



- Broch, E. y Franklin, J.A. (1972).** *The point load strength test.* International Journal Rock Mechanics, Mining and Science. 9, pp. 669-697.
- Brook, N. (1985).** *The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing.* Int. J. rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. 22, pp. 61-70.
- Brook, N. (1993).** *The Measurement and Estimation of basic Rock Strength*". Ed. Pergamon. Pp. 47-53.
- Chau, K. T. y Wong, R.H.C. (1996).** *Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks.* Int. J. rock Mecha. Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 33, No. 2, pp.183-188.
- Chau, K.T. y Wong, R.H.C. (1996).** *Uniaxial Compressive Strength and Point Load Strength of Rock.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 33, No. 2, pp. 183-188.
- Çobanoğlu, I., Çelik, S.B. (2008).** *Estimation of uniaxial compressive strength from point load strength, Schmidt hardness and P-wave velocity.* Bull Eng. Geol. Environ. DOI 10.1007/s10064-008-0158x.
- Colback, P. S. y Wil, B. L. (1965).** *The influence of Moisture content on the Compressive Strength of Rock.* Proceedings of the Symposium on Rock Mechanics, Toronto. 65-83.
- Costin, S.L. (1986).** *Damage mechanics in the post-failure regime.* Mech. Mater. Vol. 4, 149-160.
- Diernat., F. y Duffaut, P. (1966).** *Essais sur Echantillons des Formes Irrégulière.* Proceedings of the first congress of Int. Society for Rock Mechanics, Lisboa. 405-409.



- Dougall, M. (1904).** *Analytical theory of the equilibrium of an isotropic elastic plate.* Trans. R. Soc. Edin. 41, 129-228.
- Evans, I. y Pomeroy, C. D. (1966).** *Strength, fracture and workability of Coal.* Pergamon Press, Oxford.
- Franklin, J.A., Broch, E. (1972).** *The point load test.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 9, pp. 669-697.
- Galván, M., Serón, J.B. y Preciado, J.I. (2010).** *Correlación entre la Resistencia a Compresión Simple y el Índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$ en calizas de la Comunidad Valenciana (España).* XIII Congreso Colombiano de Geotecnia y VII seminario Colombiano de Geotecnia. Septiembre/2010, Manizales, Colombia. ISBN-978-958-98770-2-9.
- Galván, M., Serón, J.B. y Preciado, J.I. (2010).** *Índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$ y propuesta de correlación con la Resistencia a Compresión Simple en Calizas.* Congreso Argentino de Mecánicas de Suelos e Ingeniería Geotécnica 2010 (CAMSIG), Octubre/2010, Mendoza, Argentina.
- Garrido, M.E., Hidalgo, C. y Preciado, J.I. (2010).** *Prácticas de laboratorio geotecnia y cimientos I.* Departamento de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Valencia. Ref.:2010.418. Editorial UPV.
- González, de Vallejo. (2020).** *Ingeniería Geológica.* Ed. Pearson.
- Goodman, R. E. (1989).** *Introduction to rock mechanics.* 2nd ed. New York: Wiley.
- Hiramatsu, Y. y Oka, Y. (1966).** *Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece.* Inter. J. Rock Mech. Min. Sci. 3, 89-99.



- Hobbs, D. W. A. (1963).** *Simple method for assessing the uniaxial compressive strength of rock.* Inter. J. Rock Mech. Min. Sci. 1, 5-15.
- Hoek y Brown. (1980).** *Underground excavations in Rock.* Institution of Mining and Metallurgy. London.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., (2002).** *Hoek-Brown failure criterion 2002 edition.* Proceedings 5th North American Rock Mechanics Society Symposium and 17th Tunneling Association of Canada, Toronto, Canada, 1, 267-273.
- Hoek., E. (1977).** *Rock mechanics laboratory testing in the context of a consulting engineering organization.* Inter. J. Rock Mech. Min. Sci. 14, 93-101.
- Instituto geológico y minero de España IGME (1985).** *Mapa geológico de España.* Servicio de publicaciones Ministerio de Industria y Energía.
- Instituto tecnológico geominero de España – ITGE. (1991).** *Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea.* Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. Secretaria general de la Energía y Recursos Minerales, pp. 160.
- International Society for Rock Mechanics - ISMR (1985).** *Suggested method for determining point load strength.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 22, 51-60.
- Izquierdo, F. (2008).** *Proyecto geotécnico de la carretera de la CV – 13, tramo Torreblanca – Aeropuerto de Castellón.* Asesor geotécnico de las obras.
- Mark, C., Molinda, G.M., Barton, T.M. (2002).** *New developments with the coal mine roof rating.* National Institute for Occupational Safety and Health, 10, 41-48.



- McWilliams, J.R. (1966).** *The role of microstructure in the physical properties of rock, in testing techniques for rock Mechanics.* Am. Soc. Testing Mater. Apec. Tech, 175-189.
- Miller, R. P. (1965).** *Engineering classification and index properties for intact rock.* Ph. D. Thesis, University of Illinois. U.S.A.
- Montoto, M., y Esbert, R.M. (1999).** *Petrofísica de la matriz Rocosa.* Trabajos de Geología, nº 21. Universidad de Oviedo, pp. 239-252.
- Palchik, V., Hatzor, Y.H. (2004).** *The influence of porosity on tensile and compressive strength of porous chalks.* Rock Mech. Rock Engng. 37 (4), 331-341.
- Peng, S. S. (1976).** *Stress analysis of cylindrical rock discs subjected to axial double point load.* Inter. J. Rock Mech. Min. Sci. 13, 97-101.
- Preciado, J. (2008).** *Ensayos de laboratorio, Geotecnia y Cimientos II* [Diapositiva]. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Press, W. H., Flannery, B. P. Teukolsky, S. A. y Vetterling, W. T. (1992).** *Numerical recipes: the art of scientific computing.* 2nd edn, Cambridge Univ. Press, New York.
- Protodyakonov, M. M. y Voblikov, V. S. (1957).** *Determining rocks strength with specimens of irregular shape.* Ugol'32(4).
- Reichmunth, D.R. (1963).** *Correlations of force-displacement data with physical properties of rock for percussive drilling systems.* Proc. Symp. Rock Mechanic 5th (pp. 33). Macmillan, New York.



- Reichmuth, D.R. (1963).** *Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness.* In Proc. 9th US Symp. Rock Mechanics. University of Colorado (pp. 134-159). Colorado. U.S.A.
- Romana, M. (1994).** *Ensayo de compresión puntual de Franklin.* Revista de Ingeniería Civil. Pag.116-120.
- Romana, M. (1999).** *Correlation between uniaxial compressive and Point Load (Franklin test) strength for different rock classes.* In: 9th ISRM Congress (pp.673-676). Vol.1. Paris. France.
- Rusnak, J., Mark, C. (2000).** *Using the point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock.* National Institute for occupational safety and health, 12, 11-21.
- Selmer-Olsen, R. (1970).** *On the drillability of Rocks by Percussive Drilling.* Second congress of the ISRM. Belgrade, Vol.3, Paper 5-8.
- Serón, J.B. (1997).** *Propiedades básicas de las Rocas. Aplicación a las clasificaciones geomecánicas.* I Curso sobre tecnología de métodos modernos de sostenimiento de Túneles (pp. 17). Valencia. España.
- Serón, J.B. (2007).** *Geotecnia y cimientos II. Mecánica de Rocas.* Ensayos de Laboratorio [Apuntes de clase]. Valencia. Universidad Politécnica de Valencia.
- Serón, J.B. (2008).** *Planteamiento de la relación entre el factor de corrección por tamaño y la carga de rotura P_{50} en el ensayo de Carga Puntual.* [Nota técnica no publicada]. Universidad Politécnica de Valencia.
- Serrano, A. (1998).** *Mecánica de las Rocas.* Colegio de ICCP, Madrid.
- Sheorey, P.R. (1997).** *Empirical rock failure criteria.* Balkema.



- Tapponnier, P. y Brace W. F. (1976).** *Development of stress-induced microcracks in Westerly granite.* Inter. J. Rock Mech. Min. Sci. 13, 103-112.
- Tejada y Serón. (2008).** *Proyecto básico de túnel urbano en la montaña del Oro – Cullera.* Consultora Iva-Leying S.A.
- Thuro, K., Plinninger, R.J. (2001).** *Point load test and point load strength index.* ISRM Regional Symposium Eurock 2001. Espoo, Finland, Junio 3-7.
- UNE (1990a).** *22-950-90 Parte 1, ensayos para la determinación de la resistencia: Resistencia a la compresión uniaxial.* AENOR. Madrid, España.
- UNE (1990b).** *22-950-90 Parte 2, ensayos para la determinación de la resistencia: Resistencia a tracción. Determinación indirecta. Ensayo Brasileño.* AENOR. Madrid, España.
- UNE (1990c).** *22-950-90 Parte 3, ensayos para la determinación de la resistencia: Determinación del módulo de elasticidad (Young) y del coeficiente de Poisson.* AENOR. Madrid, España.
- UNE (1990d).** *22-950-92 Parte 4. (1992). Ensayos para la determinación de la Resistencia: Resistencia a la compresión triaxial.* AENOR. Madrid, España.
- UNE (1990e).** *22-950-5 Parte 5. (1996). Ensayos para la determinación de la resistencia: resistencia a Carga Puntual.* AENOR. Madrid, España.
- UNE (1991).** *251-91. (1991). Determinación de la durabilidad al desmoronamiento de rocas blandas.* AENOR. Madrid, España.



UNE (2006). *12504-04, ensayos en Hormigón en estructuras. Parte 4: Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos.* AENOR. Madrid, España.

Vernik, et al (1993). *Upper-crustal strength inferred from stress measurements to 6 Km depth in the KTB borehole.* Ed. Nature, Vol. 365, October.

Wetchasat, K., Thongthiangdee, P. (2003). *Size effect on point load testing of limestone and slaty shale.* Fundamentals of Rock Mechanics. 2, 196.

Wijk, G., Rehbinder, G. y Logdstrom, G. (1978). *The relation between the uniaxial tensile strength and the sample size for bohus granite.* Rock Mech. 10, 201-219.



Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia



Estudio del ensayo a Carga Puntual en materiales calizos de la Comunidad Valenciana.

Propuesta de modificación del factor de corrección por tamaño y correlación del $I_{s(50)}$ con la Resistencia a Compresión Simple.

ANEXOS

Autor: Manolo Adolfo Galván Ceballos
Ingeniero Civil

Valencia, Febrero de 2011

(Página dejada en blanco deliberadamente)



SUMARIO

ANEXO A1: Información complementaria sobre las ubicaciones

de las campañas experimentales	A - 3
A1.1 – Obras de construcción de la CV – 13	A - 4
A1.1.1 – Descripción de las obras	A - 5
A1.1.2 – Geología general y local	A - 6
A1.1.3 – Características del desmonte nº 8	A - 11
A1.2 – Túnel de la Montaña del Oro (Cullera)	A - 14
A1.2.1 – Geología general	A - 14
A1.2.2 – Estratigrafía	A - 19
A1.3 – Desdoblamiento de calzada de la N-332	A - 36
A1.3.1 – Descripción de las obras	A - 36
A1.3.2 – Geología general y local	A - 37
A1.4 – Talud próximo el embalse de Loriguilla	A - 40
A1.4.1 – Geología general y local	A - 40
A1.5 – Cantera de Sierra Gorda (Bellús)	A - 45
A1.5.1 – Geología general y local	A - 45
A1.6 – Cantera de Guerola (Onteniente)	A - 49
A1.6.1 – Geología general y local	A - 49
A1.7 – Desprendimiento del macizo (Puebla de Arenoso)	A - 53
A1.7.1 – Geología general y local	A - 53
A1.8 – Construcción pedraplen en la A-7 (Puerto Albaida)	A - 57
A1.8.1 – Geología general y local	A - 57

ANEXO A2: Métodos de ensayo utilizados y/o consultados para las campañas experimentales realizadas

A2.1 – Fuentes de normativas y/o recomendaciones	A - 61
	A - 62



A2.2 – Normativos	A - 62
A2.2.1 – Norma UNE 22950-1, 1990	A - 62
A2.2.2 – Norma UNE 22950-2, 1990	A - 62
A2.2.3 – Norma UNE 22950-3, 1990	A - 62
A2.2.4 – Norma UNE 22950-5, 1990	A - 62
A2.2.5 – Norma UNE EN-1936, 2007	A - 62
A2.2.6 – Norma UNE EN-13755, 2002	A - 63
A2.2.7 – Norma ISRM Doc.2, 1977	A - 63
A2.2.8 – Norma NTL-252/91	A - 63
A2.2.9 – Norma ASTM D2845-05	A - 63
A2.3 – Recomendaciones	A - 63
A2.4 – No reglados	A - 63
<u>ANEXO A3:</u> Nomograma	A - 65
A3.1 – Realización del nomograma para el ensayo de PLT	A - 66
<u>ANEXO A4:</u> Ensayos realizados	A - 69
A4.1 – Actas de los ensayos realizados (en CD adjunto)	CD



Anexo nº A1

Información complementaria sobre las ubicaciones de las campañas experimentales.

A1.1 – Obras de construcción de la Carretera CV – 13

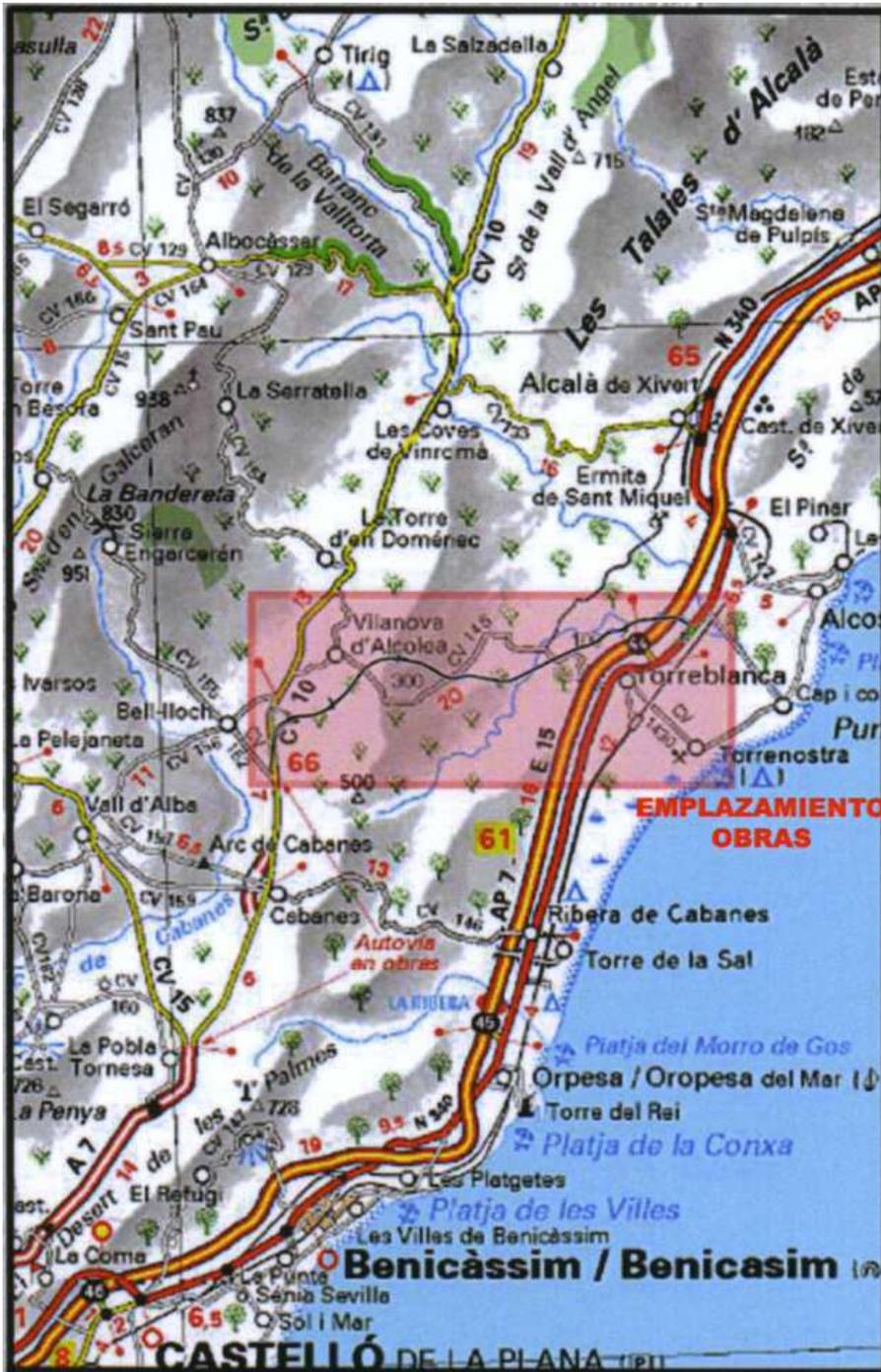


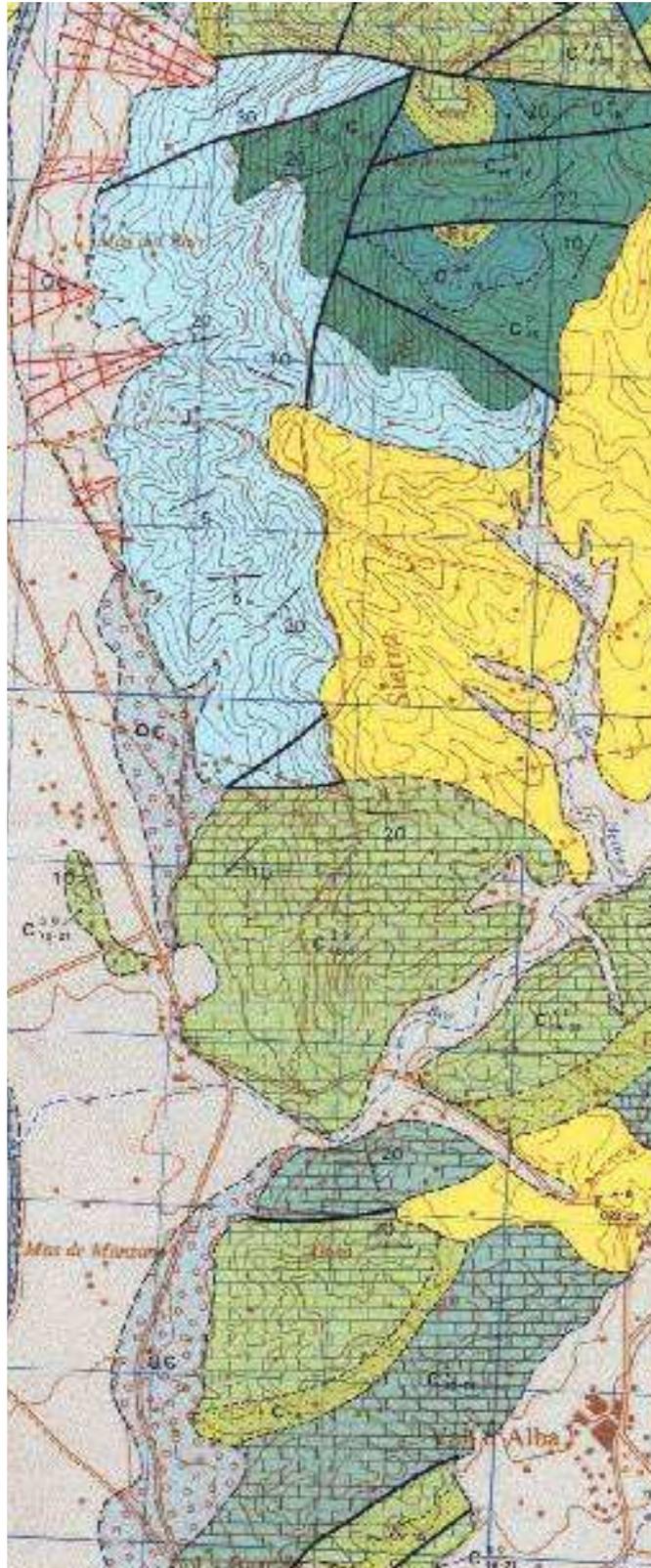
FIGURA – A1.1: SITUACIÓN DE LA CARRETERA CV-13.
(GOOGLE MAPS, 2010).

A1.1.2. Geología general y local

Según el informe de la Universidad Politécnica de Valencia, elaborado por el Departamento de Ingeniería del Terreno (Izquierdo, 2008), la zona de estudio se sitúa en el extremo oriental de la Cordillera Ibérica, en donde afloran básicamente materiales del Cretácico intensamente afectados por una red de fallas verticales de dirección general NE-SO y por un cortejo de fallas menores sintéticas y antitéticas que provocan una serie de bloques hundidos y elevados, y enmascaran los suaves pliegues que se produjeron durante la orogenia alpina. Durante el Terciario, muchas de estas fosas actuaron como cuencas sedimentarias y posteriormente a esta sedimentación terciaria, el sistema de fallas siguió actuando. Finalmente, durante el Cuaternario se depositan sedimentos de origen aluvial-coluvial.

Según el mapa geológico de España, en las hojas nº 593 “Cuevas de Vinromá” (Figura nº A1.3) y nº 594 “Alcalá de Chisvert” (Figura nº A1.4) en el cretácico superior, Albiense Superior-Cenomaniense (C_{16-21}^{3-0}), se inicia con una alternancia de calizas con orbitolinas y de margas. A continuación, una serie calcárea, que nos identifica el albiense superior en tránsito al Cenomaniense y denominado también Vraconiense. Finalmente, calizas Cenomanienses, de colores claros y de aspecto marmóreo (calizas del desmonte nº 8).

En el turoniense-senoniense (C_{22-23}), se trata de unas micritas con intraclastos negros, de hasta 4cm de tamaño. Este nivel en la ibérica se suele situar en el tránsito del Cenomaniense al turoniense, pasó de fáciles marinas a facies marino-lagunar. En el coniaciense-maestrichtiense (C_{23-26}), se inicia con unos 30 m de biomicritas y biopelsparitas en bancos de 0,4 m a 0,8 m de color crema claro. A continuación, una micrita lucustre muy blanca, azoica, del santoniense, en bancos finos. Sigue una secuencia compuestas por: micritas azoicas en bancos de 0,8 m, que hacía su techo toman un aspecto conglomerático, y sobre ellas unas margas azoicas también lacustres, repitiéndose unas cuatro o cinco veces la secuencia, que acaba con una micrita.



**FIGURA – A1.3A: EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA.
HOJA Nº 593 “CUEVAS DE VINROMÁ”. (IGME, 1975).**

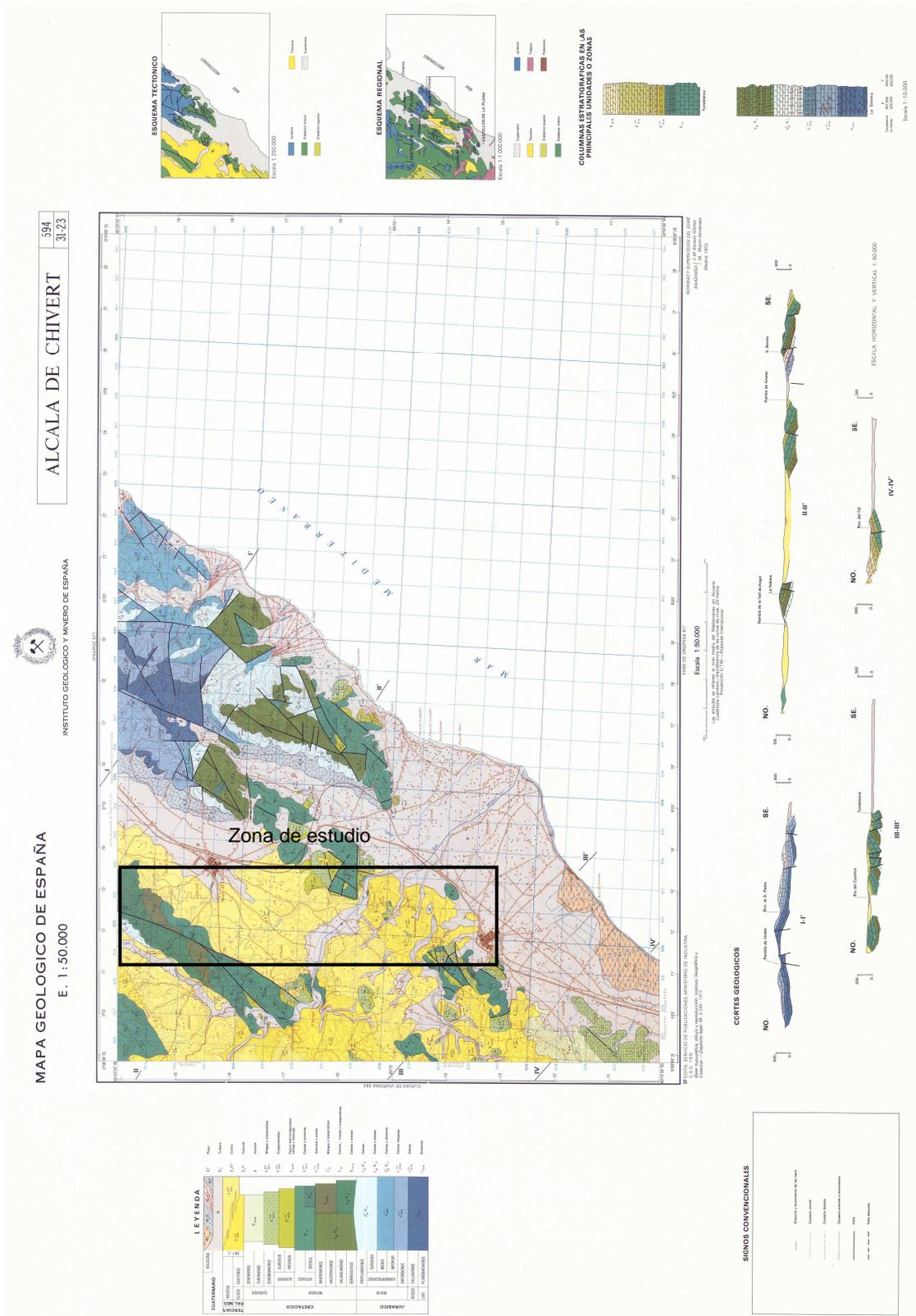


FIGURA – A1.4: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
HOJA Nº 594 “ALCALÁ DE CHISVERT”. (IGME, 1975).



FIGURA – A1.4A: EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. HOJA Nº 594 “ALCALÁ DE CHISVERT”. (IGME, 1975).

A1.1.3. Características del desmonte nº 8

En la ficha (Figuras nº A1.5a, A1.5b y A1.5c) del Informe Geotécnico nº 1 (Izquierdo, 2008), del desmonte nº 8, que es el lugar donde se tomaron las muestras para los ensayos de laboratorio y campo.

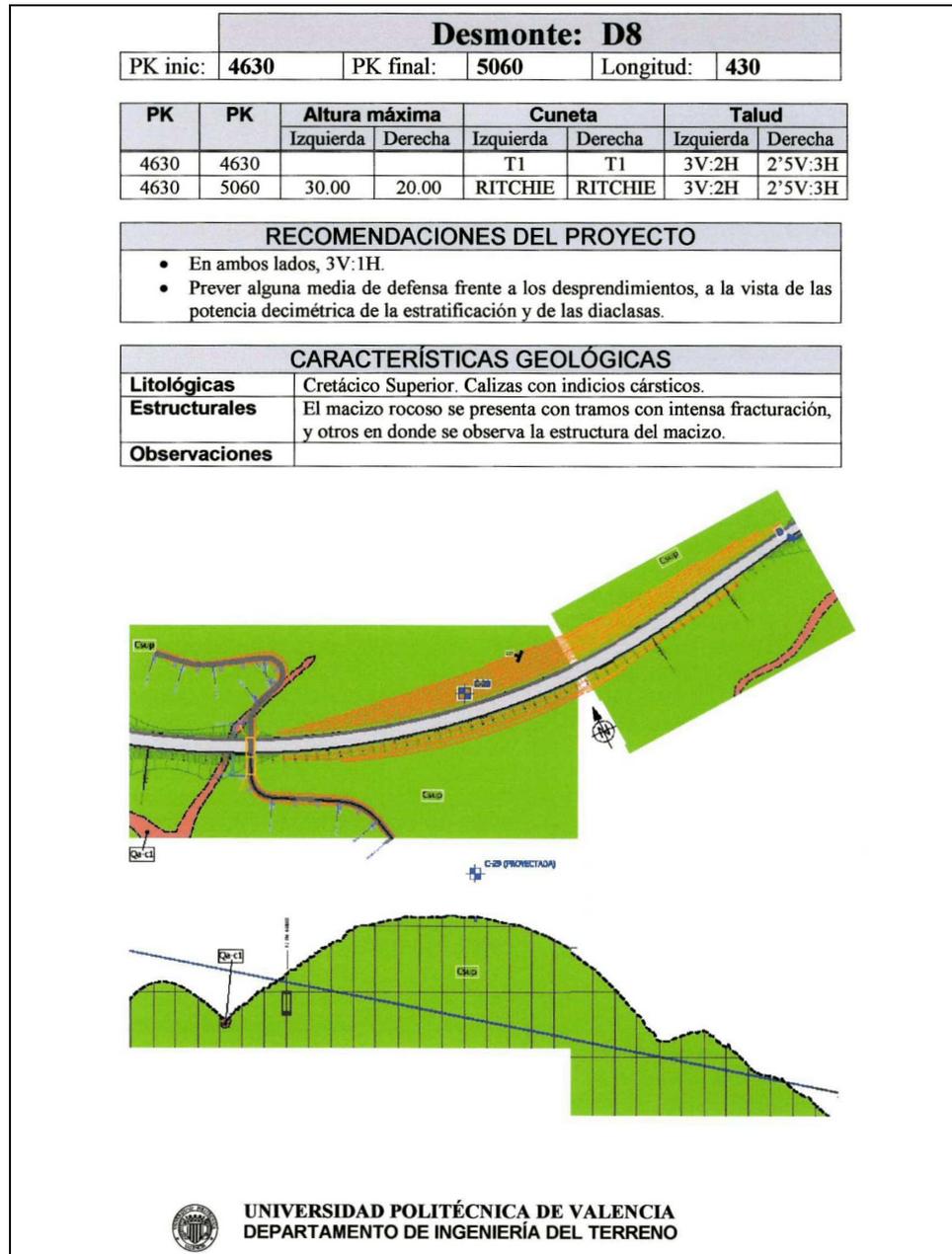


FIGURA – A1.5A: FICHA DEL DESMONTE Nº 8 DE LA CV-13.
(IZQUIERDO, F., 2008).



CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA INICIAL

- En el tramo inicial, se midió una orientación de la estratificación 128/05, con espaciamentos de 0'60-1'20. Presenta una cierta rugosidad y está en ocasiones rellena.
- También en el tramo inicial, se ha detectado una falla de orientación 340/78
- En una voladura se produjo un “hundimiento” que bien podría interpretarse como un colapso de una cavidad cárstica.

PROPUESTA DE ACTUACIONES

Talud izquierdo:

1. En principio, se mantiene el talud de excavación 1H:2V, pero se construirán bermas de 3 metros de anchura cada 7 metros.
2. Tendido de malla metálica en zonas muy fracturadas (40%, aproximadamente).
3. Muro de mampostería en el pie del talud para el control de las caídas de piedras.

Talud derecho:

1. En principio, se mantiene el talud de excavación 1H:2V, pero se construirán bermas de 3 metros de anchura cada 10 metros.
2. Tendido de malla metálica en zonas muy fracturadas (30%, aproximadamente).

Observaciones

1. **EXCAVACIÓN NO FINALIZADA.**
2. **TALUD DE ALTURA MUY IMPORTANTE. NECESARIO SEGUIMIENTO MINUCIOSO PARA LA CONFIRMACIÓN DE ACTUACIONES.**



Vista general .Tramo final (3-07-2008).



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO

**FIGURA – A1.5B: FICHA DEL DESMONTE Nº 8 DE LA CV-13.
(IZQUIERDO, F.,2008).**



Vista general .Tramo inicial (15-07-2008).



Tramo inicial. Falla.



Detalle del espejo de falla.



Tramo inicial. Posible colapso de una cavidad cárstica tras una voladura.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO

*FIGURA – A1.5C: FICHA DEL DESMONTE Nº 8 DE LA CV-13.
(IZQUIERDO, F., 2008).*

A1.2 – Reconocimientos para el Túnel de la Montaña del Oro (Cullera)

A1.2.1. Geología general

La zona de trabajo está situada en las últimas estribaciones orientales de la Rama Sur de la Cordillera Ibérica, compuesta fundamentalmente por materiales jurásicos y cretácicos, con estructuras plegadas que responden a la interferencia de dos fases de compresión: la primera de dirección NO-SE que genera pliegues menores de dirección NE-SW con vergencia hacia el SE de edad intraeocena (Directriz Costero Catalana), y la segunda, que es la más importante de la Cordillera Ibérica y genera estructuras de dirección NW-SE vergentes al NE de edad finioligocena (Directriz Ibérica).

Posteriormente a estas fases de compresión, se producen dos fases de distensión que se manifiestan en una zona tabular situada al Oeste de la zona de trabajo y que es el origen nuestro afloramiento carbonatado: la primera se produce a lo largo del Mioceno medio y superior con una dirección ONO-ESE y genera “grabens” a lo largo de toda la Cordillera Ibérica diferenciando la Cuenca Valenciana; y la segunda con una dirección de estiramiento NE-SW de edad Piloceno medio.

Todo ello genera una serie de bloques que se manifiestan superficialmente en una geomorfología tabular situada más al Oeste y que quedan hundidos por la presencia de grandes fracturas de tipo regional en nuestra zona de trabajo, formando dos familias de fracturas de direcciones aproximadas NNE-SSO y NO-SE, y cubiertos por materiales miocenos marinos depositados durante la subsidencia del mar Mediterráneo. Sobre estos últimos se disponen los materiales cuaternarios. Aislado superficialmente de la Cordillera Ibérica por la llanura litoral, pero formando parte de ella como un horst originado entre grandes fracturas normales, aflora un importante relieve en la llanura cuaternaria, que en la zona se denomina Montaña de Oro.

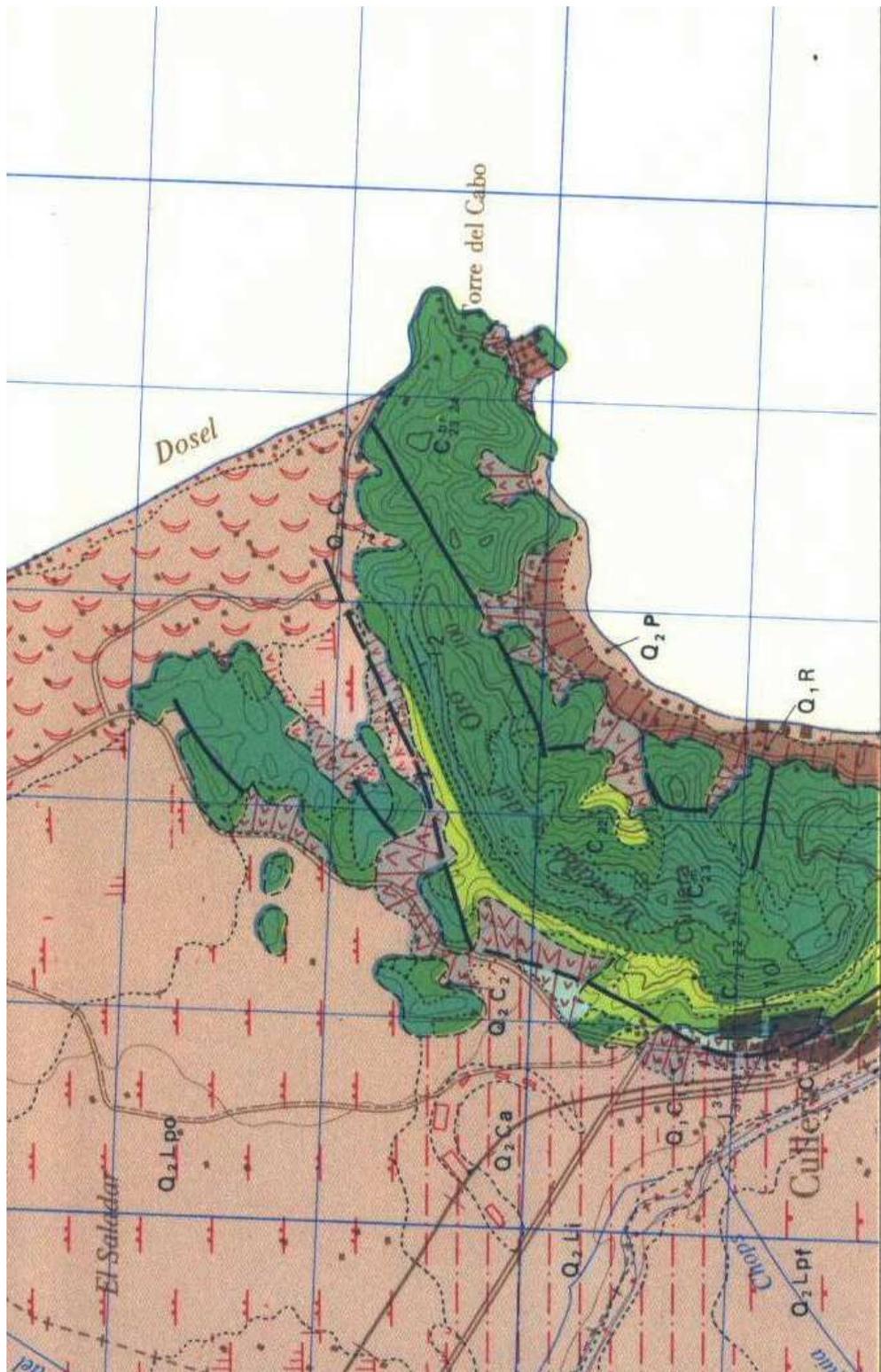
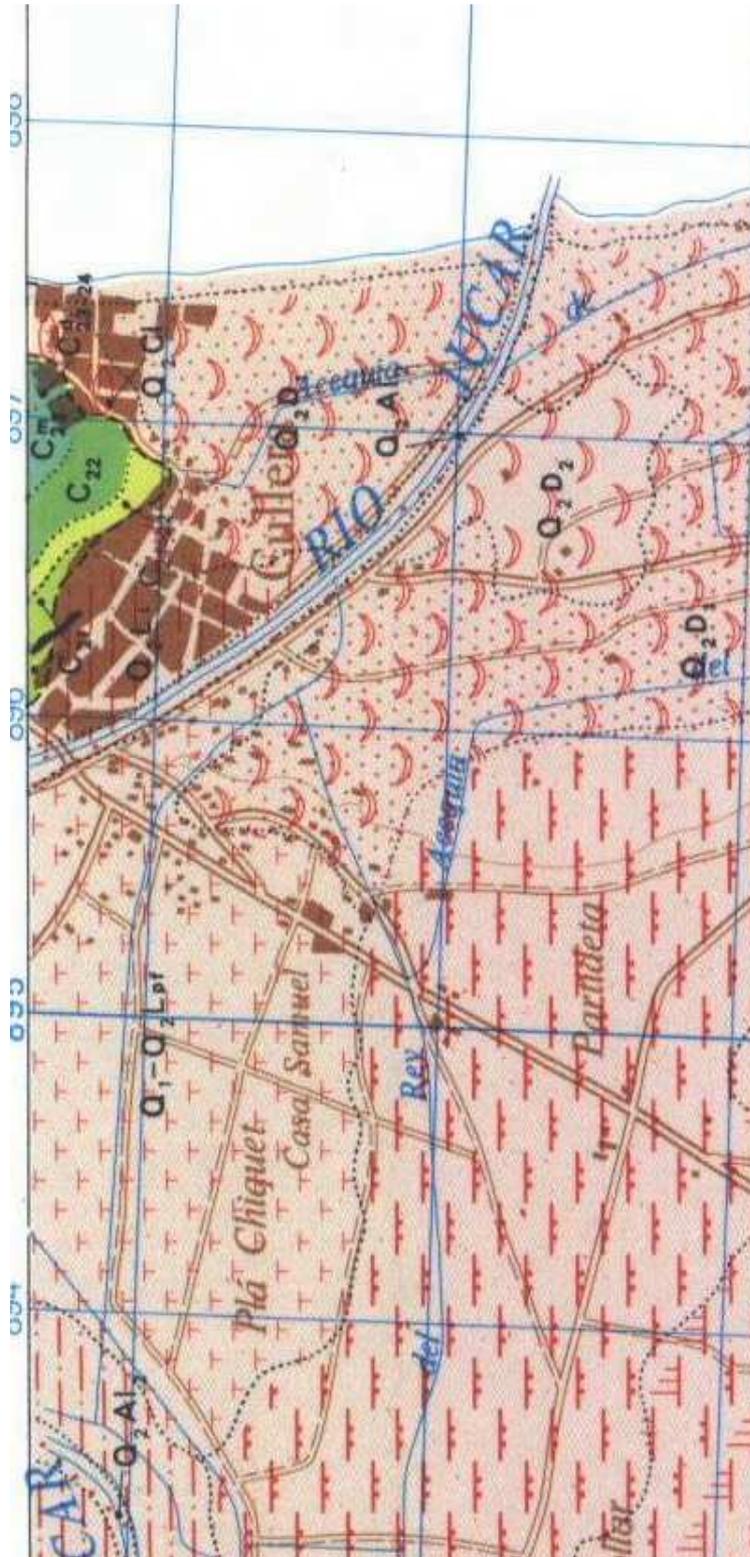


FIGURA – A1.6A: EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. HOJA Nº 747 “SUECA”. (IGME, 1975).



**FIGURA – A1.7A: EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
HOJA Nº 770-771 “ALCIRA-LEVESA”. (IGME, 1975).**



A1.2.2. Estratigrafía

A continuación se transcribe la estratigrafía definida en “Informe sobre la cartografía geológica de la Montaña del Oro” (Sarasa, 2008), tomado del Anexo nº 3 (“estudio Geológico”) del “Proyecto Básico de Túnel Urbano en la Montaña del oro en Cullera (Valencia)” (Tejada y Serón en IVA-LEYING, 2008).

Se describen las características litológicas, el tipo de estratificación, el ambiente sedimentario, la correspondencia o inclusión en una determinada formación y/o facies, la edad de acuerdo con los datos paleontológicos preexistentes, así como la variación de potencia existente. Todo ello forma parte de la descripción de las unidades diferenciadas y cartografiadas en el mapa geológico del afloramiento carbonatado a escala 1:5000 y que estratigráficamente de la más antigua a la más moderna son las siguientes:

J³⁻¹₂₁₋₃₂ Según la hoja No. 747, Sueca (IGME,) la unidad denominada **Alternancia de caliza arcillosa y margas** ó alternancia calizas-margas, está compuesta por calizas micritas arcillosas en bancos de 10-20cm, dolomitizadas hacia techo, con juntas de estratificación de margas arcillosas de 1-3cm. Su edad es Kimeridgiense inferior, y su potencia desconocida por no aflorar, ni la base totalmente cubierta por los materiales cuaternarios, ni el techo erosionado bajo los materiales cretácicos.

En la hoja No. 770 Alcira (IGME, 1980), se denomina igualmente alternancia calizas-margas, y aflora en las primeras estribaciones al pie de la llanura cuaternaria, a unos 7 km al Suroeste de la zona de trabajo, donde se describe con la misma litología, pero en esta zona, al encontrarse ampliamente desarrollada (200-300m de potencia), permite la observación hacia techo de intercalaciones de varios metros de margas grises que cuando se encuentran alteradas son amarillentas.

*De acuerdo con la edad y su litología, según las hojas 55 y 56 de Liria y Valencia del Mapa Geológico de España a escala 1:200.000 realizado por el IGME (1985), estos materiales podrían formar parte de la **Formación Ritmita calcárea de Loriguilla** compuesta por una alternancia regular de calizas mudstones bien estratificadas en capas de 10-30cm y calizas margosas en lajas dispuestas en niveles de 5-15cm, conteniendo ambas litologías granos de cuarzo de tamaño limo con un contenido inferior al 8 %. Hacia la base y en el techo se pueden encontrar margocalizas nodulosas y en la parte superior suelen encontrarse una alternativa más o menos grosera de calizas mudstone a wackstone, calizas margosas y margas, en ocasiones con intercalaciones de areniscas, limonitas y costras ferruginosas. Es frecuente la presencia de piritas y fragmentos carbonosos de pequeño tamaño. Estos materiales se depositaron en una plataforma submareal restringida con abundante producción de carbonatos, siendo en parte el cambio lateral de facies de la Fm. Margas de Sot de Chera. Su potencia estaría en la zona en el entorno de los 160m, y su edad es Kimeridgiense inferior.*

Según el IGME, 1980, hoja 747 de Sueca, afloraba en el pie de la ladera Oeste del macizo, bajo las edificaciones apoyadas en las primeras estribaciones del afloramiento carbonatado, situándose bajo la unidad cretácica suprayacente.

En los trabajos realizados para este estudio, no se ha cartografiado, al no ser detectada en ninguna zona, ni tan siquiera donde se pudiera encontrar según la cartografía del IGME (1980) fuera del núcleo urbano edificado.

Sin embargo, su presencia a muro de unidades que si se han cartografiado y que afloran prácticamente en su totalidad, lógicamente hizo pensar que los materiales jurásicos se localizaran en profundidad y que por tanto podrían ser atravesadas por el túnel. Por ello se plantearon varios sondeos de investigación en la ladera



Oeste de la Montaña de Oro, en los que se llegó a perforar en dicha unidad en los sondeos SW-2a, SW-2b y SW-4, aunque sin atravesarla en su totalidad.

Por tanto, la única descripción de esta unidad es la obtenida a partir de los testigos de los sondeos realizados, y que en síntesis está compuesta por dos litologías:

- Un primer tramo de doloesparita en el SW-4 y microesparita en el SW-2b y en el Sw-2a, de color gris oscuro-negra con recristalizaciones de calcita y aspecto arenoso (SW-4 y SW-2b) debido al elevado tamaño de grano. En alguno de los sondeos presenta un color gris más claro. Presentan intercalaciones de margas de color negro de espesor centimétrico. En el sondeo SW-2b se ha observado pirita. La potencia estimada es de unos 11m.*
- Dolomías esparíticas de color beige-amarillento con recristalizaciones de calcita que pueden ser abundantes en ocasiones, además se observan oquedades recristalizadas. La potencia mínima calculada es de 14m.*

C₂₁

Según el IGME (1980) la unidad denominada Dolomía cristalina y pasadas margosas en la base (Hoja 747 de Sueca) y dolomía cristalina, arenosa en la base (Hoja 770 de Alcira), es una dolomía esparítica en bancos gruesos que le dan a la unidad un aspecto masivo y una pátina oscura. En la base hay intercalaciones de 1 ó 2 metros de margas amarillentas dolomitizadas. La edad es Cenomaniense inferior, sin excluir que alcance hasta el Cretácico inferior. Su potencia es de 90m en la montaña de Cullera.

En la hoja No. 770 Alcira, su descripción es idéntica, con la única diferencia de que existen unos 6-10m en la base de dolomía arenoso que desaparece hacia el Norte, que quizás sean de edad Albense

superior. En esta hoja se le atribuye a la unidad una potencia de 100m.

De acuerdo con la edad y su litología, según la hoja 55 de Liria, estos materiales se podrían asimilar a la **Formación Dolomías de Alatoz** constituida por dolomías recristalizadas, generalmente en bancos masivos con intercalaciones de niveles nodulares fuertemente bioturbados, o delgadas intercalaciones de dolomías tableadas y margas dolomíticas. El ambiente sedimentario es el de una plataforma interna carbonatada somera con barras calcareníticas. Su edad es Cenomaniense, probablemente inferior-medio.

No aflora el muro. Por tanto se cartografió solo la parte superior de la unidad, que va formando una estrecha banda en el pie de la ladera Oeste del macizo. Esta banda amplía su extensión en aquellas zonas como las situaciones al Norte del cementerio y al Sur del camino del Calvario que sube al Castillo de Cullera, debido a las fracturas de hundimiento que delimitan el macizo.

En la cartografía realizada los afloramientos coinciden a grandes rasgos con los expresados en el Mapa Geológico de España a escala 1:50.000. El contacto con la unidad cartográfica superior en su extremo Norte se observa en un afloramiento rocoso existente entre dos edificios construidos en la calle más alta de la urbanización Bonavista. Más al Sur, coincidiendo con la esquina Sur de la urbanización, la unidad está afectada por varias fracturas normales de mayor o menor salto, que permiten observar parte de la serie estratigráfica en los taludes excavados para construir chalets. En el bloque levantado, aparecen los estratos margosos dolomitizados con el aspecto típicamente amarillento, y en el bloque hundido dos grandes niveles masivos de patina oscura que contrastan con la estratificación, laminación y color de la pátina del nivel masivo superior.



Es precisamente este nivel masivo superior, con una expresión morfológica muy continuada a lo largo de todo el macizo el que marca, en su techo, el contacto con la unidad cartográfica superior.

El contacto con la unidad inferior jurásica no aflora, pero si se ha testificado en los sondeos SW-2a inclinado y SW-2b vertical a una profundidad de 30,75m (cota 1,75m) y 33,2m respectivamente en los bloques hundido y levantado de la falla del Barranco. Hacia el Sur, gran parte de esta unidad está cubierta por un importante coluvión, volviendo a aflorar en toda la parte Sur del macizo estando parcialmente cubierta por el caso antiguo de Cullera.

En la zona del emboquille Oeste, aflora 2 metros en la base de los frentes Norte y Oeste de la antigua cantera y en la mayor parte de la plataforma superior de explotación que ha quedado de dicha cantera. En el frente Sur, debido a las numerosas fallas existentes no aflora, pero si lo hace junto al camino de acceso a la plataforma superior de la cantera donde se pone en contacto con la unidad suprayacente mediante una falla conjugada, la falla de la Cantera, con buzamiento hacia el oeste.

Se trata según lo observado en campo de una doloesparita de color claro totalmente masiva, de patina oscura y aspecto terroso en superficie, brechoideo en corte fresco, muy carstificada tanto en profundidad como superficialmente.

Según la litología observada en los testigos de los sondeos, esta unidad está compuesta por dolomías esparíticas (con algunos tramos microesparíticos) con un aspecto arenoso, de color grisáceo beige a veces rosáceas, amarillentas y rojizas, con abundantes recristalizaciones y oquedades, que en ocasiones están rellenas de arcilla.

En el SW-1 ejecutado en la antigua cantera con la misma inclinación que el buzamiento en el techo de la serie estratigráfica, las dolomías

esparíticas son algo margosas, e incluso a veces calcáreas en la base de la serie perforada tras atravesar la falla del depósito.

También podemos observar en el sondeo SW-4, por debajo del coluvión un nivel de calizas micríticas de color gris con res cristalizaciones de calcita que quedaría situado en la zona media de la serie estratigráfica de esta unidad.

Las intercalaciones de niveles margosos más o menos arenosos, de color amarillento-ocres-verdoso presentan generalmente espesores decimétricos, como máximo de un metro, en ocasiones algo arenosas, y se suelen agrupar en el tercio inferior de la serie. En el techo del sondeo SW-2b debajo del coluvión, se observa un nivel de margas arenosas de color marrón-amarillento, algo verdoso con un espesor de 2,20 metros.

No se han atravesado en ningún sondeo la serie estratigráfica correspondiente a la mitad superior de esta unidad.

Según la cartografía realizada donde se ha situado su techo, y a partir de los sondeos donde se llegó a su muro, la potencia es de 105 m.

C₂₁₋₂₂

*Según el IGME (1980), se trata de la unidad denominada como **Alternancia de dolomía arcillosa** en las dos hojas de Sueca y Alcira, entre las que se sitúa la zona de trabajo. Es por tanto una alternativa de dolomía microesparítica blancuzca a amarillenta en bancos de 0.5 a 3m, y marga dolomitizada ó dolomía arcillosa con los mismos tonos en bancos de 0,2 a 1m. La edad es Cenomaniense Superior-Turoniense Inferior, y su potencia es de unos 100m en la Montaña de Cullera, que va disminuyendo hasta los 60-75m en las estribaciones cretácicas situadas al Suroeste.*

*De acuerdo con la edad y su litología, según la hoja 55 de Liria, estos materiales se pueden asimilar a la **Formación Dolomías Tableadas de Villa de Ves**, formada por bancos de dolomías cristalinas masivas con presencia de estratificación cruzada, niveles de ripples y laminación paralela, que alternan proporción margas dolomíticas. El ambiente sedimentario es el de una plataforma interna carbonatada muy somera tipo llanura de marea con una edad Cenomaniense superior.*

Al igual que en la cartografía el IGME (1980) aflora a lo largo de toda la ladera Oeste del macizo rocoso hasta la punta Sur situada al pie del Castillo de Cullera. En esta ladera la unidad se encuentra fracturada al Norte y Sur de la urbanización Bonavista, con importantes fallas de hundimiento, lo que hace aumentar considerablemente la superficie de afloramiento, y otras transversales a las anteriores que generan dos bloques hundidos. En la ladera, este el único afloramiento coincide con un pequeño valle erosionado en la confluencia de dos barrancos y que se ha aprovechado para las instalaciones del camping de Santa Marta al pie de la ermita del mismo nombre.

Se trata de los materiales que previsiblemente se tienen que perforar en el emboquille Oeste, y que se han explotado en el frente Norte y Este de la antigua cantera hasta alcanzar la falla del Depósito, que los pone en contacto con los materiales de la unidad subyacente anterior (Fm. Dolomías de Alatoz) al entrar en el bloque levantado.

Se trata de la única unidad con una estratificación bien definida, en bancos gruesos, que incluso llegan a tener varios metros, lo que genera una morfología muy peculiar, e incluso puede crear cierta confusión si se observa sólo a escala de afloramiento. En detalle, en cada uno de los estratos, lo que se observa, más que una estratificación, es una cierta laminación paralela de tipo

sedimentario. Esta estratificación y laminación difiere visualmente de forma importante de la unidad inferior y superior, ambas masivas.

Otro de los criterios utilizados es su color blanquecino, que la diferencia de la inferior y superior, ambas de patina oscura, con las que presenta en algunas zonas un contacto muy nítido, algo ondulado entre materiales de diferente color.

En definitiva, la estratificación y la pátina blanquecina, son los criterios más importantes utilizados para su cartografía. Ambos, además, son perfectamente identificables en foto aérea por lo que, al permitir una visión conjunta, igualmente permite precisar los contactos más detalladamente que en el campo.

También es un criterio para su definición, aunque más difícil de apreciar, la litología, dado que se trata de una dolomía microesparítica que pasa de forma transicional a dolomía microesparítica que pasa de forma transicional a dolomía arcillosa. Ambas litologías difieren de las dolomías esparíticas de las unidades situadas a techo y muro.

En el único sondeo que ha atravesado toda la unidad, el S-1 efectuado junto al radar meteorológico, la unidad está compuesta en la mitad inferior aproximadamente por dolomías esparíticas y dolomías margosas de color grisáceo blanquecino en los 30m inferiores y versicolores en los 36m suprayacentes con recristalizaciones y oquedades, aspecto muy arenoso y abundantes pasadas margosas y niveles laminados de dolomía gris. En la mitad superior de la unidad las dolomías son microesparíticas de color beige blanquecino, también con oquedades, recristalizaciones y niveles decimétricos de dolomía esparítica margosa y de dolomía gris laminada.

En ocasiones, como en el sondeo SE-3 que perforó los niveles más superiores de la serie estratigráfica, se observan dolomías



esparíticas de aspecto brechoideo, y los mismos tramos de dolomía esparítica margosa con pasadas centimétricas de dolomía gris laminada, similar al S-1.

Según la cartografía geológica realizada y los materiales atravesados en el sondeo S-1 su potencia es de 120m.

C₂₂

*Esta unidad, según el IGME (1980), denominada **Dolomía cristalina masiva** es una dolomía esparítica masiva y con pátina oscura, equivalente de la dolomía de la ciudad encantada de Cuenca. La edad es Turoniense superior y su potencia de 40m en la montaña de Cullera, 50m en la zona de Alcira, y va aumentando hacia el Suroeste donde es de unos 80m.*

*De acuerdo con la edad y su litología, según la hoja 55 Liria, estos materiales podrían formar parte de la **Formación dolomías de la Ciudad Encantada** compuestas por dolomías masivas generalmente muy recristalizadas que han sufrido un intenso proceso de dolomitización tras depositarse en una plataforma somera sometida al influjo del oleaje con barras y shoals con una edad Turoniense.*

Los afloramientos, al igual que las dos unidades anteriores, coinciden a grandes rasgos con la expresada en el IGME (1980). Son los materiales que culminan la mayor parte de la ladera Oeste del macizo rocoso, desde el Castillo de Cullera hasta los últimos afloramientos al Norte del Camping de Santa Marta.

El principal criterio para su identificación en campo es su aspecto totalmente masivo y su pátina oscura con una carstificación superficial que aparenta un aspecto brechoideo. Esta falta de estratificación genera una morfología alomada que ayuda a su cartografía tanto en campo como en fotogeología.

En los sondeos, la litología observada en el S-1 es una dolomía esparítica de color grisáceo, con recristalizaciones de calcita y oquedades, y aspecto arenoso. En la base de la unidad se observan alguno tramos algo brechoideos con un color grisáceo-amarillento, y hacia techo se han observado un par intercalaciones métricas de calizas micríticas de color grisáceo- beige con oquedades rellenas de arcilla y recristalizaciones de calcita.

En el sondeo SE-2, que llega hasta la parte media de la serie estratigráfica de esta unidad, la dolomía esparítica presenta un tramo de color beige-blanquecino (unos 7m), que pasa hacia techo progresivamente a dolomías calcáreas microesparíticas (unos 29m) y acaba con un tramo de calizas esparíticas gris blanquecinas (unos 11m) erosionadas por un coluvión cementado, equivalente lateral de los dos tramos de calizas atravesados en el S-1 en la parte superior de la unidad.

En el sondeo SE-3, que atraviesa solo los niveles más inferiores de la serie estratigráfica de esta unidad, también se han observado los niveles de aspecto brechoideo del S-1, si bien la dolomía esparítica es de color beige.

Según la cartografía geológica y el sondeo S-1, donde se ha atravesado en su totalidad tiene una potencia de 65m.

C^m₂₃

*Según el IGME (1980) esta unidad denominada **Margas y calizas asociadas** en la hoja de Sueca y calizas con margas en la hoja de Alcira, está constituida por margas blanquecinas y amarillentas con bancos de caliza micrita beige intercalados. En la zona de la hoja de Alcira, hacia el sur, las margas quedan reducidas a algunas intercalaciones de 1-2m en la base y las calizas, mayoritarias, son intramicritas en la base y biomicritas en el resto, y están estratificadas en bancos de 0,3-1m de espesor con frecuentes*



nódulos de sílex. Su edad es Senoniense inferior y la potencia de 18-20m, que va aumentando hacia el Sur con 40m en Alcira y 100m en Jaraco.

*De acuerdo con su posición estratigráfica, según la hoja 55 de Liria, estos materiales podrían formar parte de la **Formación Margas de Alarcón**, en la que los malos afloramientos, al igual que ocurre en nuestra zona de trabajo, apenas permite su descripción, excepto la presencia en su base de una discontinuidad o costra ferruginosa y su deposición en un ambiente de llanura carbonatada, en las zonas inter y supramareal atribuyendo una edad Coniaciense (Senoniense inferior).*

La superficie de afloramiento que figura en el Mapa Geológico de España es muy superior a la cartografiada. El límite Sur de la unidad aflora cerca de una antigua cantera donde se ha construido un colegio y asciende por una ladera parcialmente cubierta hasta pasar por encima del Castillo de Cullera, siguiendo la ladera Oeste de la Montaña del Oro hasta el repetidor. A partir de ahí desciende aprovechando un barranco hasta la urbanización Bahía Park y salta hasta la entrada al camping de Santa Marta donde desaparece bajo un coluvión coincidente con la urbanización anexa y probablemente se hunde por la presencia de un fractura. También aflora en el entorno de una serie de lomas que coronan las montañas del Oro (uno de ellos el correspondiente a radar meteorológico) siendo el afloramiento más extenso es el que discurre por la ladera Norte hasta acabar en una fractura.

Su delimitación es siempre muy dificultosa por su pequeño espesor y por estar compuesta por materiales más erosionables que han sido cubiertos por derrubios y por vegetación. En algunos puntos se observa con nitidez, (como en la carretera de acceso al Castillo de Cullera y en la senda que discurre por la ladera Oeste hasta el repetidor), lo que ayuda a delimitar y separar las unidades situadas

entre muro y techo, ambas de aspecto masivo pero con litologías diferentes. En otros puntos se le ha dado continuidad de forma aproximada, de acuerdo con su potencia y buzamiento, por encontrarse entre las dos unidades masivas identificadas, aunque no se haya visto la litología por esta cubierta por la vegetación y derrubios de ladera.

Es precisamente la vegetación el principal criterio para su delimitación, tras su comprobación en campo, utilizando básicamente la foto aérea. Esta unidad coincide de forma aproximada con un aumento de la densidad de vegetación debido al mayor contenido en materiales arcillosos y margosos, que permiten generar suelos más profundos donde arraiga mejor la vegetación y dispone de mayor humedad durante más tiempo alcanzado mayor desarrollo y densidad.

En algunos casos su escasa potencia y la disposición estructural verticalizada junto con una importante erosión al coincidir con el fondo de un barranco parcialmente cubierto de aluviones, hacen prácticamente imposible su observación dado que la superficie aflorante es mínima (unos 13-16m de potencia).

Hay otro aspecto que ayuda a su identificación y es la erosión diferencial entre las unidades infra y suprayacente, que origina escarpes verticalizados entre una morfología alomada propia de la unidades masivas que la limitan a techo y muro, como es el caso del afloramiento que atraviesa la carretera que va al Castillo, o el que aparece entre la entrada al camping de Santa Marta y la urbanización Bahía Park. La observación puntual tanto en campo o en la foto aérea de estos escarpes, pueden hacer pensar, en el caso de ser una traza lineal, que exista una fractura.

Tampoco la litología, en el que los niveles margosos son mínimos y son fundamentalmente calcáreos sin un tipo de estratificación definido, ayuda a su identificación.



Está compuesta por calizas mal estratificadas entre las que aparecen algunos niveles de calizas margosas blancas y amarillentas todo ello con una patina y aspecto terroso en superficie.

En el único sondeo que ha atravesado la unidad, el S-1, la unidad está compuesta de muro a techo por:

- *Calizas microesparíticas de color grisáceo- amarillento con abundantes oquedades y recristalizaciones con pasadas centimétricas margosas (4,9m).*
- *Dolomías esparíticas de color beige-rosáceo con recristalizaciones y oquedades con pasadas margosas y aspecto brechoideo (5,8m).*
- *Margas de color amarillento-verdoso y rojizo (0,7m).*
- *Calizas micríticas margosas de color rojizo, amarillento y verdoso con recristalizaciones de calcita y oquedades (2,2m).*

La potencia calculada tras la cartografía realizada y considerándole espesor atravesado en el S-1 se estima en unos 13m.

C^{br}₂₃₋₂₄

*Según el IGME (1980) esta unidad denominada **Brechas poligénicas y calizas**, son brechas distribuidas irregularmente a lo largo de toda la unidad, compuestas por cantos angulosos de calizas y dolomías del Cretácico Superior (poligénicos), de tamaños muy variables y una matriz de calizas micritas grises-beige a veces dolomitizadas o con concreciones de sílex. Entre ellas, calizas con la misma composición que la matriz de las brechas. Toda la unidad es masiva. Edad: Senoniense inferior. Potencia: desconocida por no aflorar el techo en ninguno de sus afloramientos, pero en cualquier caso más de 170m.*

*De acuerdo con su posición estratigráfica, litología y edad según la hoja 55 de Liria, estos materiales son asimilables a la **Formación Calizas y Brechas calcáreas de la Sierra de Utiel**, constituida por biomicritas wackstone, calcarenitas packstone e incluso grainstone con estratificación cruzada, calizas con Rudistas Gasterópodos, presencia hacia techo de algunas intercalaciones margosas y hacia la base importantes niveles de brechas, estando muy recristalizada y dolomitizadas. Esta litología es propia de una plataforma carbonatada somera con numerosos subambientes de alta y baja energía. Su edad es Coniaciense-Santoniense (Senoniense inferior).*

Al Suroeste, en la hoja 1:50.000 de Alcira la unidad correspondiente a esta edad presenta una litología con ausencia total de brechas y calizas quedando reducida a una dolomía de grano medio en bancos gruesos y pátina oscura que presenta intercalaciones arenosas y una potencia que aumenta hacia el Sur 170 a 230m.

Su afloramiento queda delimitado entre el techo de la unidad anterior y las primeras estribaciones carbonatadas que bordean la rasa marina y la playa de Cullera, llegando por el Este hasta el faro de Cullera, por lo que alcanza una importante extensión en la ladera Este de la Montaña de Oro.

El criterio básico para su identificación, además de ser una unidad totalmente masiva, es su composición litológica, pues en corte fresco se observan los cantos angulosos calcáreos y dolomíticos de todos los tamaños con claridad sin olvidar otros como su gran karstificación con cavidades rellenas de arcillas de descalcificación y ese tono gris-beige en corte fresco.

En él SE-4, situado en la zona media de la serie estratigráfica de la unidad donde se han perforado 42m, presentan oquedades recristalizadas (en ocasiones abundantes) y un nivel intercalado de calizas microesparíticas de color grisáceo-blanquecino de unos 4,5m de potencia a 12,7m profundidad.



En el sondeo SE-1 no aparecen como tal las brechas si no que se observan unas calizas microesparíticas de color gris claro con recristalizaciones de calcita y abundantes oquedades recristalizadas de calcita y un aspecto brechoideo.

Es difícil determinar su potencia, pues se desconoce el techo al encontrarse la unidad erosionada y no tener encima otra unidad, y además en aquellos puntos donde se hubiera podido medir su potencia solo se ha perforado hasta unos pocos metros por debajo del nivel freático sin alcanzar el muro. En cualquier caso, supera los 130m observados en el corte geológico del túnel y pudieran alcanzar en otras zonas los 200m.

Q^{C1C2}₁

Según el IGME (1980) existen dos fases de coluvionamiento, que se hacen perfectamente visibles precisamente al pie del Cerro de Cullera. El más antiguo, de edad Pleistoceno superior, es un depósito caótico de arcillas rojas y antiguo, de edad Pleistoceno superior, es un depósito caótico de arcillas rojas y cantos de calizas con un tamaño medio de 8cm, muy cementado sobre el que se apoya la rasa marina. El más moderno, de edad Holoceno, es idéntico, pero no se encuentra cementado y presenta débiles costras hojosas discontinuas.

Afloran, a modo de retazos al pie de las vertientes del afloramiento carbonatado objeto de este estudio, apoyándose discordante sobre las unidades anteriores y fosilizan las fallas de hundimiento. Estas vertientes enlazan con total continuidad con otros sedimentos cuaternarios. Al Norte entran en contacto con dunas recientes de arenas y turbas que rellenan pequeñas depresiones anexas a la albufera; al Noroeste sobre los limos arenosos de inundación del río Jucar; al Sur sobre las dunas subfosiles de arenas rojizas; y finalmente, en todo el limite Este, coincidiendo con la playa de Cullera, se pone en contacto con la rasa marina con una potencia de

algunos metros como máximo. No se ha diferenciado entre el cementado o no.

En el sondeo SE-2 recubriendo la unidad C^m_{23} , se han atravesado ambos tipos de coluvión. El coluvión suelto está constituido por cantos calcáreos de color grisáceo, redondeados- subredondeados, con tamaños medios de 1-5cm y tamaño máximo de 15cm, envueltos en arcillas limosas de color rojizo que presentan una potencia de 1,5m bajo un suelo agrícola abandonado de 25cm y un relleno antrópico de unos 2m.

Bajo el anterior, un coluvión cementado compuesto por conglomerados de cantos calcáreos de color gris, subredondeados-angulosos, de tamaño medio de 2 a 8cm, en matriz arcillosas de color rojizo algo calcárea en la base con una potencia de 3,6m.

Q^{Cd}₁

En la foto aérea del vuelo americano se observa un cono de deyección en cuyo ápice existía una antigua cantera en la parte Sureste del afloramiento calcáreo hoy ocupada por un conjunto de instalaciones escolares en un barrio que ya existía en Septiembre de 1956 y que probablemente estaría constituido por cantos de caliza subredondeados en capas paralelas alternando con niveles detríticos menos groseros y niveles de arcillas que probablemente presenten distintos niveles de cementación por carbonatos.

Su litología, por tanto es muy similar a la de los coluviones anteriores pero con una morfología de abanico, con mayor pendiente y un perfil transversal y longitudinal convexo (que se puede observar ascendiendo por la calle que lleva al radar meteorológico desde la avenida principal) y con menor tamaño que los abanicos aluviales. Además los materiales están menos evolucionados por tener una mayor influencia de los aportes de laderas anexas. Su existencia



está relacionada con la falla de hundimientos de dirección NNE-SSO a la que ha fosilizado.

Q^R₁

Según el IGME (1980), en su hoja 747 de Sueca, al pie de la Montaña del Oro de Cullera, en su vertiente Este, se extiende una terraza ó rasa marina a +1,5-+2m, de la que solo es posible observar en la actualidad pequeños retazos, pero que por su morfología se pueden aproximar sus límites cartográficos. Esta labrada sobre un coluvión antiguo, presenta un débil espesor y está formado por un conglomerado de cantos de caliza con matriz arcillosa roja y con restos de fauna.

Se extiende desde el cabo de Cullera hasta el extremo Sur del afloramiento carbonadado, quedando limitada al Oeste por los coluviones y últimas estribaciones carbonatadas coincidiendo con las fallas de hundimiento, al este su límite es la playa arenosa y al sureste se pone en contacto con las dunas fósiles de arenas rojizas.

A1.3 – Desdoblamiento de calzada en la N-322 (tramo Gandia – Xeresa).

A1.3.1. Descripción de las obras

La duplicación de calzada es un proyecto, realizado por el ministerio de Fomento que licitó en el BOE el 27 de septiembre del 2007 para la realización de este proyecto. La adjudicación del proyecto se realizó el 6 de marzo del 2008, a la empresa Midascon S.L. con un presupuesto de adjudicación de 5.684.557 euros. Las características técnicas del proyecto son las siguientes: el tramo se inicia en el punto kilométrico (p.k.) 226,000 de la N-322, apoyándose sobre la carretera actual y duplicándola hacia el oeste. Se inicia en recta y tras unos 200m, se encuentra una curva a derechas donde se separa de la carretera en un tramo en variante de 1km, cuya calzada derecha ha sido construida recientemente como obra de mejora de seguridad vial para eliminar una curva peligrosa existente.

Continúa en recta duplicando la nueva calzada, hasta el p.k. 0,550, donde la calzada izquierda se separa hacia la izquierda mediante una sucesión de curvas, salvando el manantial de agua dulce “Ullal Clar”.

Tras unirse nuevamente ambas calzadas, el trazado en duplicación continúa en recta y curva a izquierda conectando con la carretera actual y con el siguiente tramo.

Además, se prevén la mejora de la incorporación desde Xeresa mediante un carril de aceleración de tipo paralelo, un camino paralelo al recorrido para el acceso a las propiedades colindantes, eliminando numerosos accesos directos y la pavimentación del camino Xeresa–Xeraco. Para el drenaje transversal se disponen caños dobles en el p.k. 0,198 y 10 marcos de hormigón prefabricado, mientras que el drenaje longitudinal se resuelve con cunetas triangulares revestidas de hormigón, cunetas de guarda, colectores, obras transversales de desagüe de drenaje longitudinal, bordillos y bajantes prefabricadas y cunetas de guarda de terraplén.

La obra finaliza con la señalización horizontal, vertical de código y carteles de orientación, el balizamiento con hitos de arista, captafaros en barrera y pavimento, hitos cilíndricos e hitos de vértice en las salidas, defensas metálicas y de hormigón simple, doble o simple con jardinera intermedia en la mediana, el cerramiento con valla metálica anclada con macizos de hormigón y sus correspondientes puertas, la reposición de los servicios afectados y las correspondientes medidas de integración paisajística.

A1.3.2. Geología general y local

Según el Mapa Geológico de España, hoja nº 770-771, Alcira-Levesa, (ver Figura nº A1.8), los taludes estudiados se encuentran excavados en calizas micríticas masivas de color beige y edad Cretácico, afectadas por fracturación y procesos cársticos. La estratificación observada en estos materiales presenta orientación: 145-40°.

En la zona superficial, hasta una profundidad variable comprendida entre los 0.5 y 2.5m, se observa la existencia de un alto grado de alteración; que origina las existencias de un suelo más o menos arcilloso, de color rojizo, con fragmentos y bloques de caliza. Por otro lado, los procesos cársticos han originado la existencia de oquedades y conductos de tamaño decimétrico a métrico dentro del macizo que pueden encontrarse parcialmente rellenos de arcilla rojiza y fragmentos dispersos de caliza producto de los procesos de disolución de la roca.

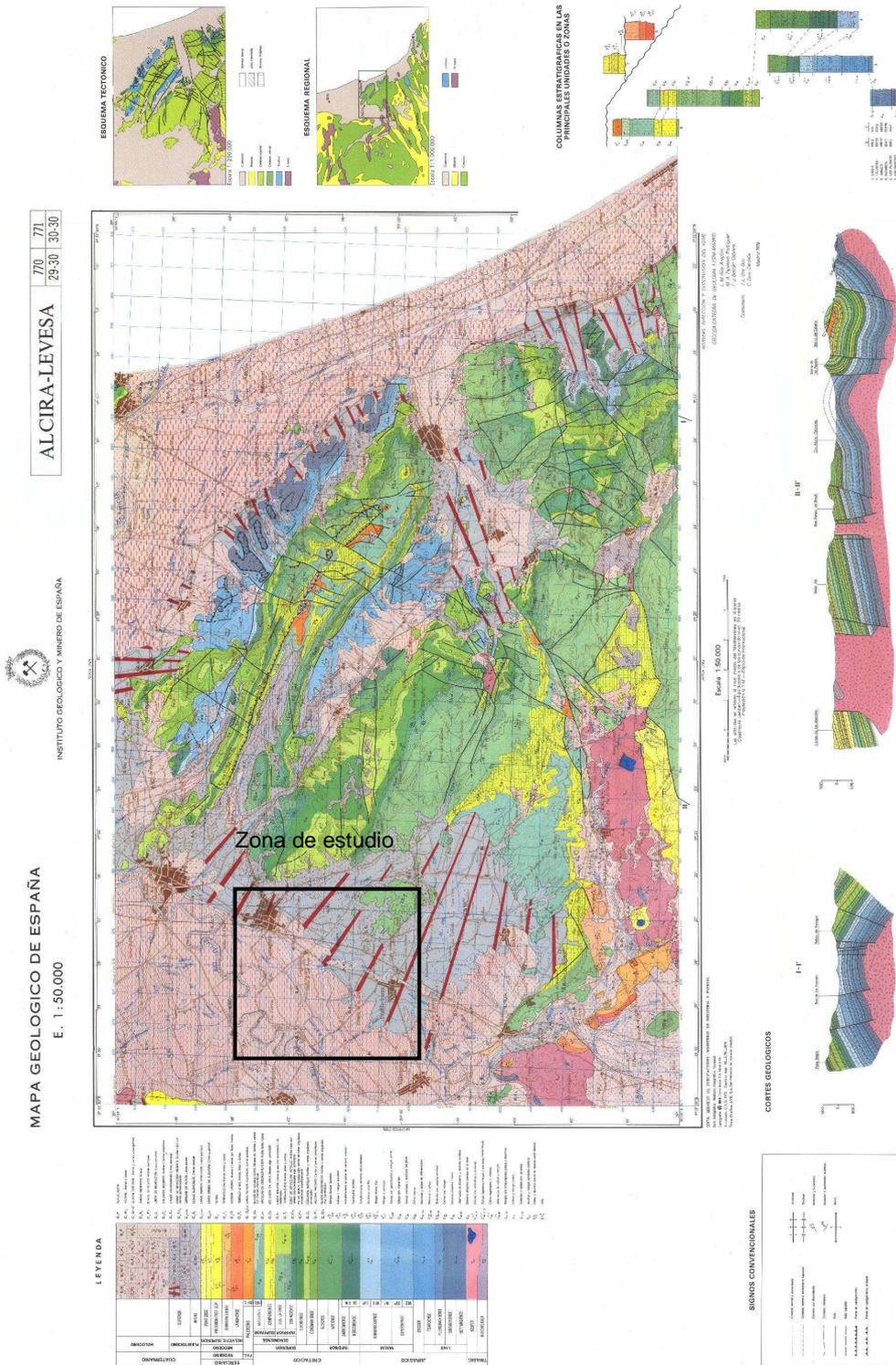


FIGURA – A1.8.: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
 HOJA Nº 770 “ALCIRA”. (IGME, 1975).



**FIGURA – A1.8A.:EMPLAZAMIENTO DE LAS OBRAS, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA.
HOJA Nº 770 "ALCIRA". (IGME, 1975).**

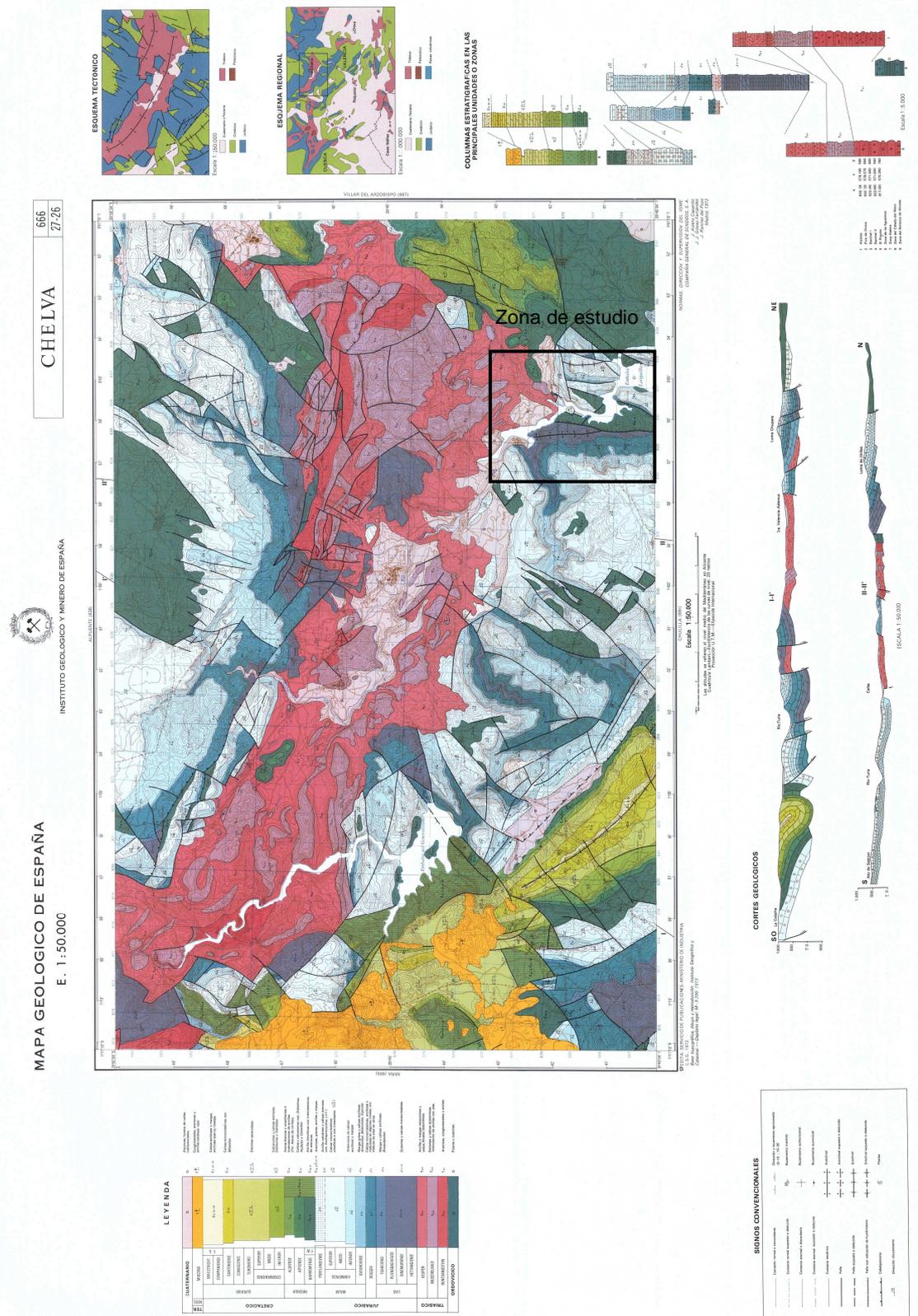
A1.4 – Talud próximo al embalse de Loriguilla.

El embalse de Loriguilla se construyó en el año 1967, en el cauce del río Turia sobre una superficie de 364Ha y con una capacidad máxima de 71Hm³. Su construcción obligó a derruir las localidades de Loriguilla y Domeño. La titularidad la ostenta la Confederación Hidrográfica del Júcar (Ministerio de Medio Ambiente).

A1.4.1. Geología general y local

Según el mapa geológico de España No.666, Chelva, (ver Figura nº A1.9). En el Jurásico, sus materiales se encuentran ampliamente extendidos por la Hoja, distribuyéndose preferentemente por las zonas Norte y SO. A ambos lados de la franja triásica que atraviesa diagonalmente toda el área.

Se describe a continuación la sucesión estratigráfica basándose principalmente en la sección de Pico de Chelva, levantada al N.NE de dicha población. Se trata de una serie bastante completa que comprende desde el Hettangiense hasta el Kimmeridgiense Superior. Se tendrán además en cuenta, a efectos comparativos, las secciones de Barchel-I y Barcell-II, levantadas a unos 2Km al este de la presa del Pantano del Generalísimo, que en conjunto abarcan desde el Toarciense hasta el Kimmeridgiense. Para el estudio detallado del paso del Jurásico al Cretácico describiremos la columna de El Rincón, estudiada a lo largo de la carretera de Utiel al pantano. Litológicamente, esta unidad está constituida por una alternancia regular y monótona de calizas arcillosas en bancos de 15 a 30cm, con algunas delgadas intercalaciones de margas. Esta alternancia, que es micácea y carbonosa, presenta microfacies de micritas muy poco fosilíferas, localmente con pellets y/o limo muy fino. El contenido en fauna es muy pobre (Epistomina (Brotzenia), spirillina cf. Amphelicta, Favreina joukskyi y Pseudocyclammina lituus). La potencia aparece como muy variable. Así se han medido 210m en Pico de Chelva y 87m en Barchel-II, siendo la primera la más importante a la escala regional.



**FIGURA – A1.9.: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
HOJA Nº 666 “CHELVA”. (IGME, 1975).**

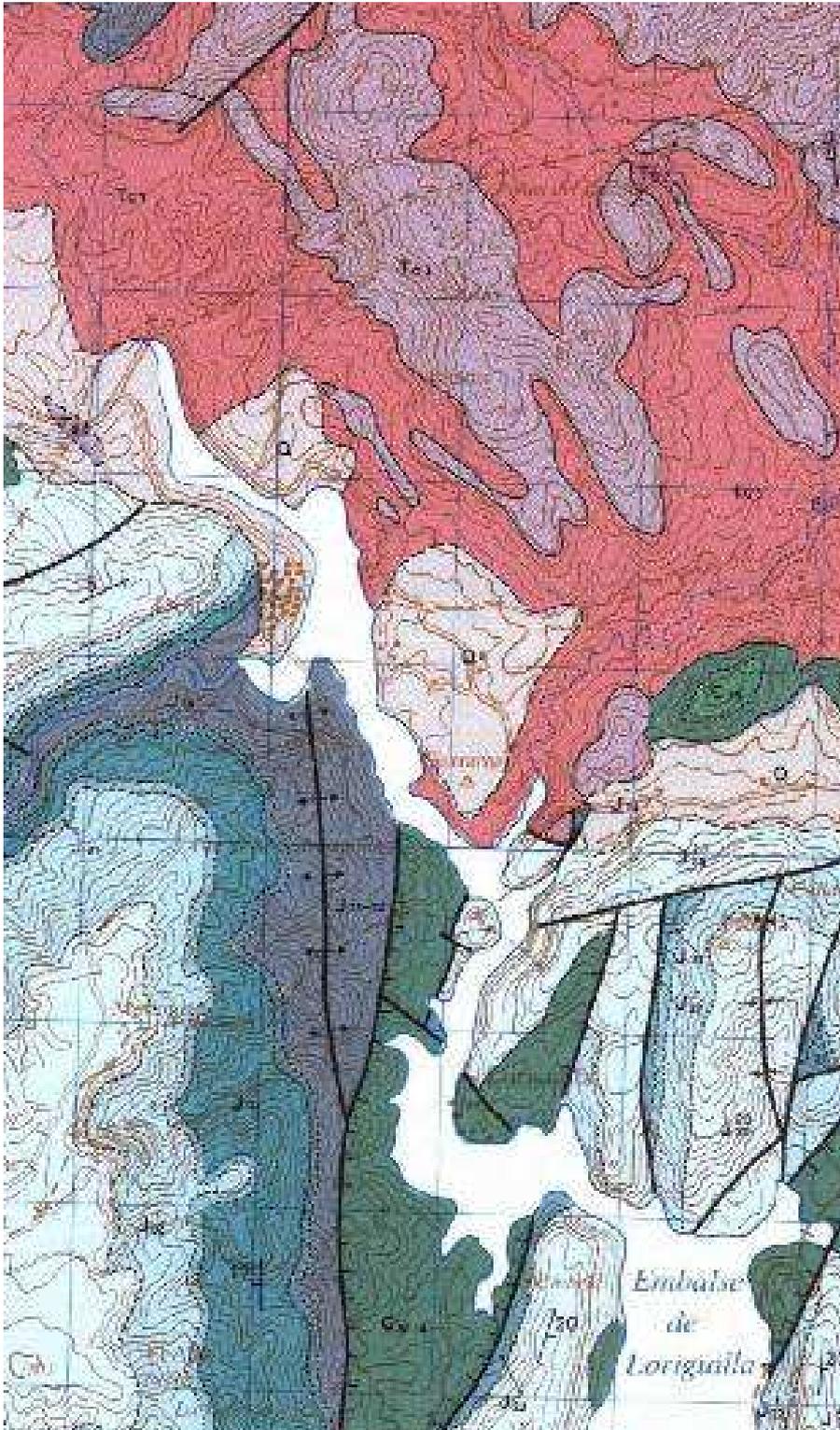


FIGURA – A1.9A.: EMPLAZAMIENTO DEL TALUD, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. HOJA Nº 666 “CHELVA”. (IGME, 1975).

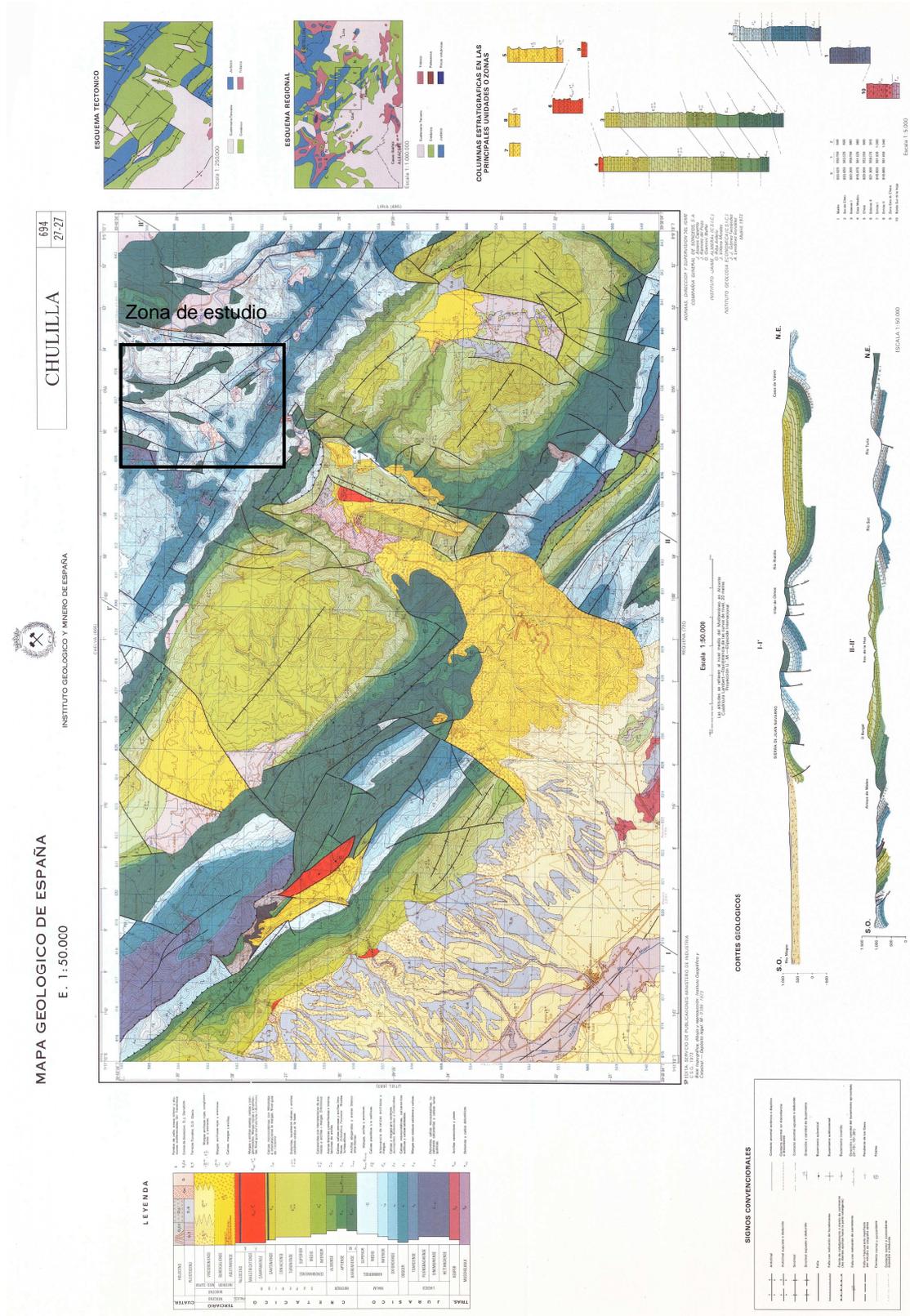


FIGURA – A1.10.: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000. HOJA Nº 694 “CHULLILLA”. (IGME, 1975).



**FIGURA – A1.10.: EMPLAZAMIENTO DEL TALUD, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA.
HOJA Nº 694 “CHULLILLA”. (IGME, 1975).**



A1.5 –Cantera de Sierra Gorda (Bellús).

Origen áridos, está formado por distintas empresas dedicadas a la fabricación y comercialización de áridos. En la actualidad cuenta con seis plantas, entre propias y participadas, en las provincias de Castellón, Valencia, Alicante y Teruel. La producción total de ORIGEN ÁRIDOS asciende a 4.500.000 t/año. La primera planta que se creó es la de Castellón (Cantera la Torreta, S.A.U.). Ubicada a 4 Km del núcleo urbano de Castellón, esta instalación comenzó la actividad de explotación, tratamiento y venta de árido calizo en sus diferentes variedades en el año 1971. Actualmente tiene una plantilla de unos 40 profesionales y una producción de 2 MM t/año. En el año 1991 comienza la gran expansión de las instalaciones de Origen áridos con dos nuevos centros de producción. Por un lado, se inicia la actividad de un nuevo centro de Cantera la Torreta en Santa Magdalena de Pulpis (Castellón), alcanzando en la actualidad una producción de 700.000 t/año. Por otro lado, ese mismo año también se empieza a participar en Áridos Ibáñez Andreu, a través de la compañía Hormasa. Esta pequeña explotación, situada a poca distancia de Alcañiz, produce anualmente 200.000 t/año. A partir de 2002 Origen participa de Áridos Monte Coto, empresa ubicada en la localidad alicantina de Pinoso. Hoy se tasa la producción de esta sociedad en cerca de 200.000 t/año. Por otro lado, en 2003 Origen adquiere **Áridos Sierra Gorda**, emplazada en la localidad valenciana de Xátiva y con una producción anual actual 900.000 t/año. Finalmente en 2005, ORIGEN adquiere Gravas y Derivados de Castilla la Mancha, una explotación minera a escasos kilómetros del centro de Albacete y con una capacidad de producción de 500.000 t/año.

A1.5.1. *Geología general y local*

Según el mapa geológico de España, nº 795 “Xátiva” ver figura A.1.11. En la columna de Salem, continua la serie con un tramo de margas arenosas con intercalaciones de calizas, mas frecuentes hacia el techo, que contienen Erizos,



Inoceramus y pistas (bioturbaciones) de gusanos. En lámina delgada de las calizas se reconocen Pithonellas, Stomiosphaeras y Rotálidos pequeños. Champetier (1972) sitúa este tramo en el Santoniense a partir de la determinación específica de varios erizos, aunque nosotros lo alargamos hasta la base del Campaniense.

Continuando en la serie de Pinet, sobre las calizas anteriores se encuentra una secuencia muy importante de areniscas amarillentas y rojizas, más o menos cementadas por carbonato cálcico, y calizas arenosas. Aquí se han medido 79 metros, aunque la potencia varía fuertemente de unos puntos a otros. En la parte superior suele aparecer un tramo lumaquélico con abundante macrofauna. En el lugar de la Archita se han clasificado las siguientes especies: *Exogyra plicifera* COQ.; *E. matheroniana* DÒRB.; *E. auricularis* WAHL, etc.

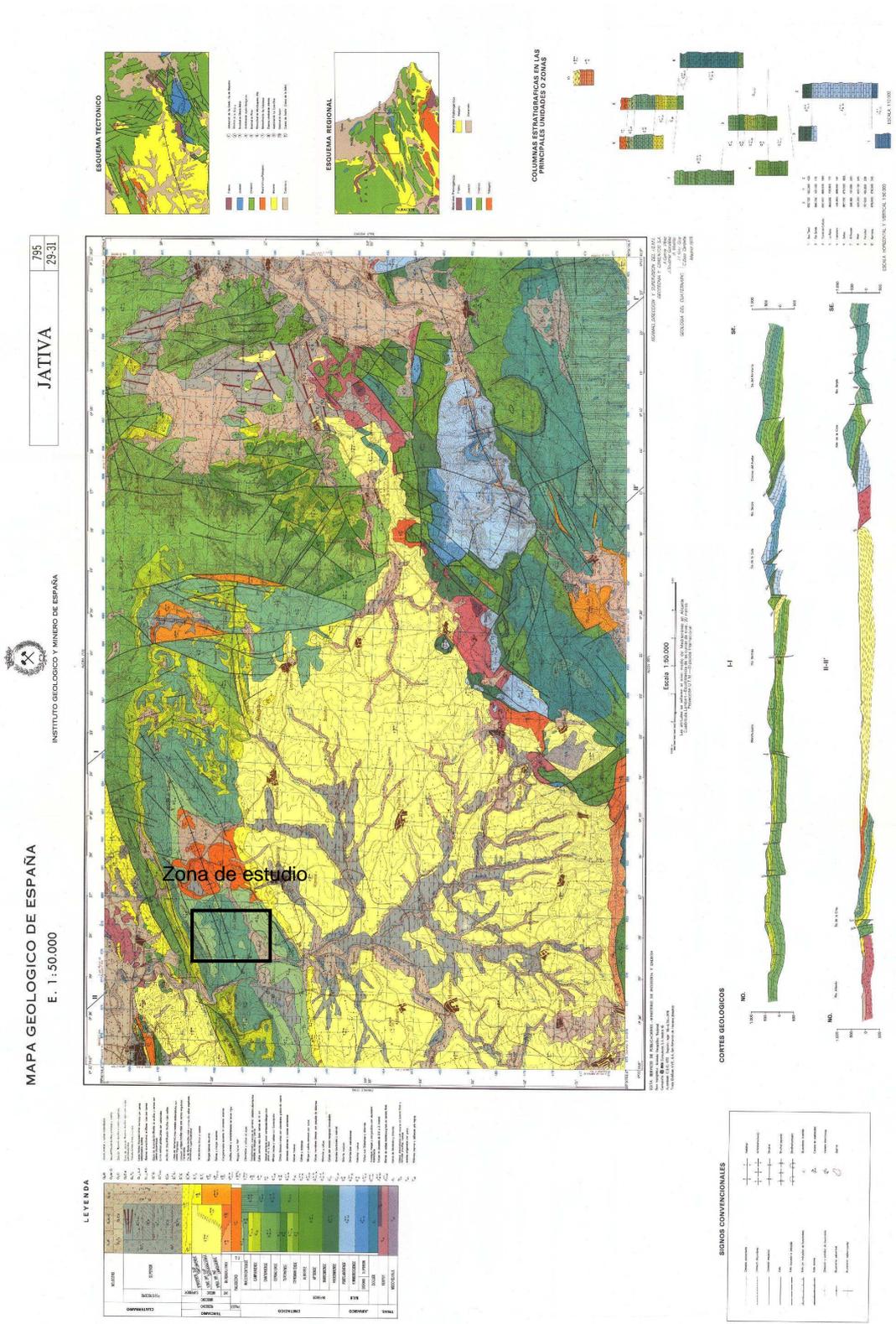


FIGURA – A1.11.: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000. HOJA Nº 795 “XATIVA”. (IGME, 1975).

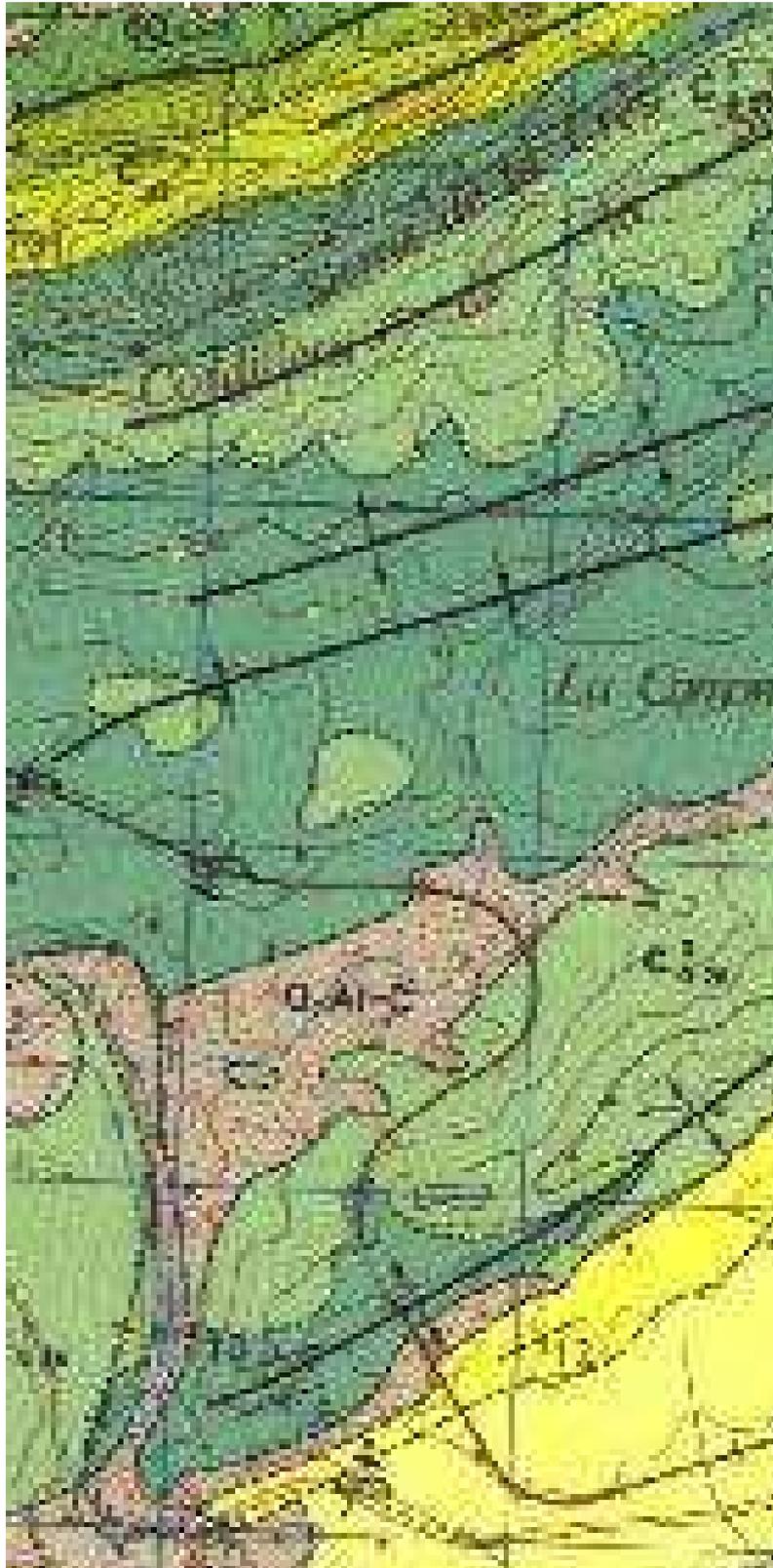


FIGURA – A1.11A.: EMPLAZAMIENTO DE LA CANTERA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA HOJA Nº 795 “XÁTIVA”. (IGME, 1975).

A1.6 –Cantera de Guerola (Onteniente).

Guerola, en sus distintas líneas, opera en todo el ámbito de la Comunidad Valenciana, con domicilio social en Onteniente y delegaciones en Valencia y Alicante. Se dedica a la construcciones de obra civil y su conservación, producción de áridos, hormigones y aglomerados asfálticos, transportes y servicios, promoción residencial e industrial y gestión medioambiental.

Fabrican áridos de calidad en las canteras de “Portixol” y “Estivalis”. Áridos calizos que mediante voladuras son extraídos, procesados en las plantas de trituración y convenientemente clasificados con el fin de obtener tamaños y calidades aptas para su aplicación en construcción y que han obtenido el marcado “CE” de producto. El compromiso medioambiental lleva a realizar procesos extractivos tendentes a la restauración del medio afectado para su pronta revegetación e integración paisajística.

A1.6.1. Geología general y local

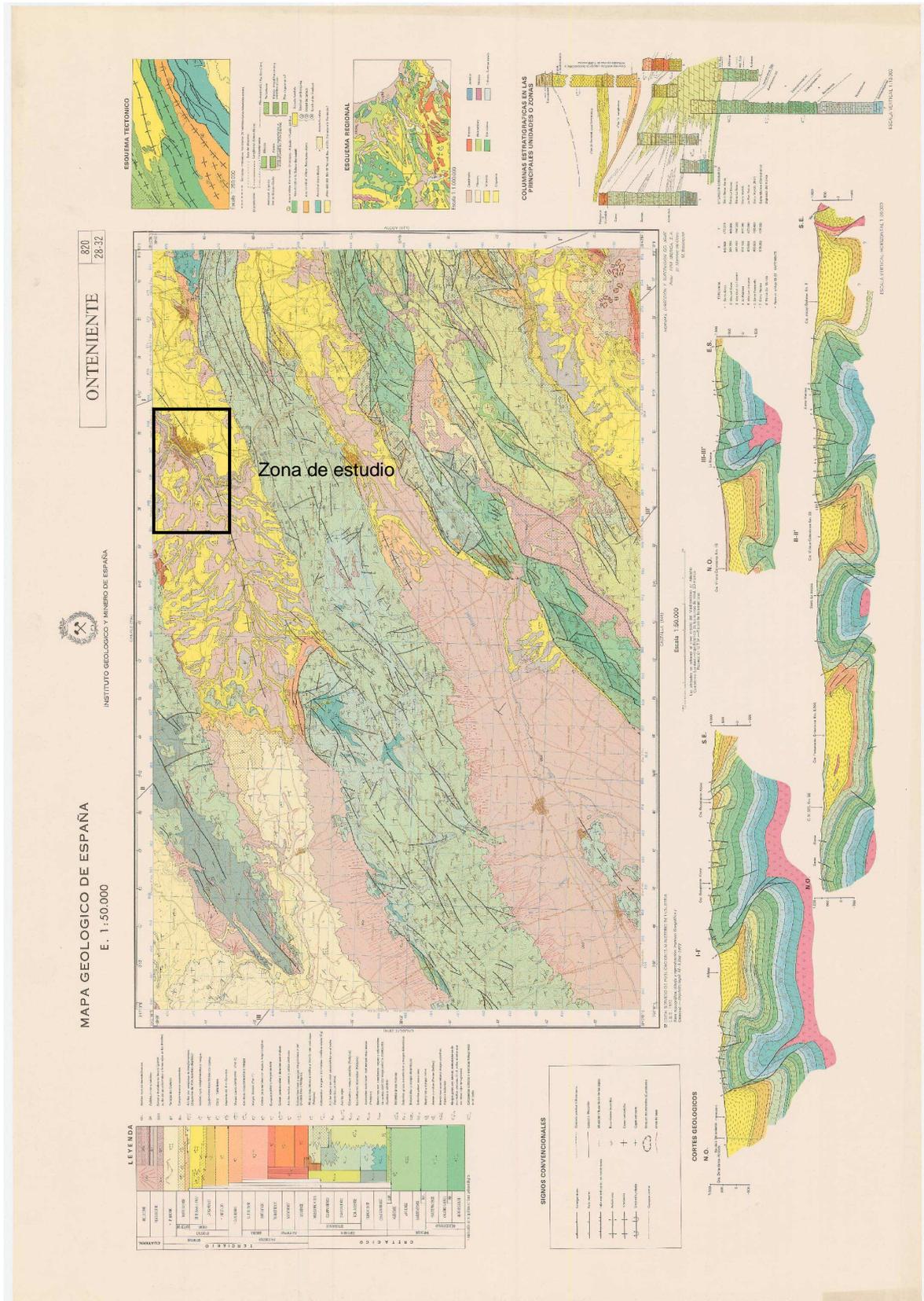
Según el mapa geológico de España, nº 820 “Onteniente” ver figura A.1.12. Depósitos típicos concrecionados que varían desde costras a auténticas estructuras pisolíticas radiadas. Ocasionalmente ocasionan un resalte morfológico que alcanza hasta un metro de elevación sobre los terrenos circundantes. Tap 1 y Langhiense superior – Serravallense inferior para los depósitos detríticos y parte de las margas del tap 2 que lo recubren. El segundo itinerario muestra que los depósitos detríticos transgresivos son ya Serravallense inferior. En efecto, mientras el primer corte presenta la persistencia de Praeorbulina, en el segundo ya no existe. Las asociaciones respectivas de uno y otro son: Praeorbulina glomerosa curva, Globigerinoides trilobus, G. bisphericus, Orbulina suturalis, Globigerina bolli, G. praebulloides y Globorotalia cf. Miozoa, que lo situarían en las zonas de Praeorbulina y Orbulina suturalis, zonas 8 a 10 de BLOW.



Mas al Norte, en el Sinclinal de Cañoles, corte del Barranco de la Hoz de Mogente, esta misma base detrítica es ya Tortoniense, como lo atestigua la parición de *Globorotalia acostaensis*.

Estos hechos indican claramente que las barras detríticas que separan los dos paquetes margosos del tap corresponden a los depósitos de una transgresión importante que emigra en el tiempo, siendo progresivamente más joven en dirección N.-NO. Y O.

Se ha de resaltar también que, en los afloramientos del Sur, Sinclinal del troncal-Barranco del Sil, existe una gran profusión de jacintos de Compostela en estos episodios detríticos; al N. de Mariola, estos cuarzós bipiramidales ya no existen.



**FIGURA – A1.12: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
HOJA Nº 820 “ONTENIENTE”. (IGME, 1975).**

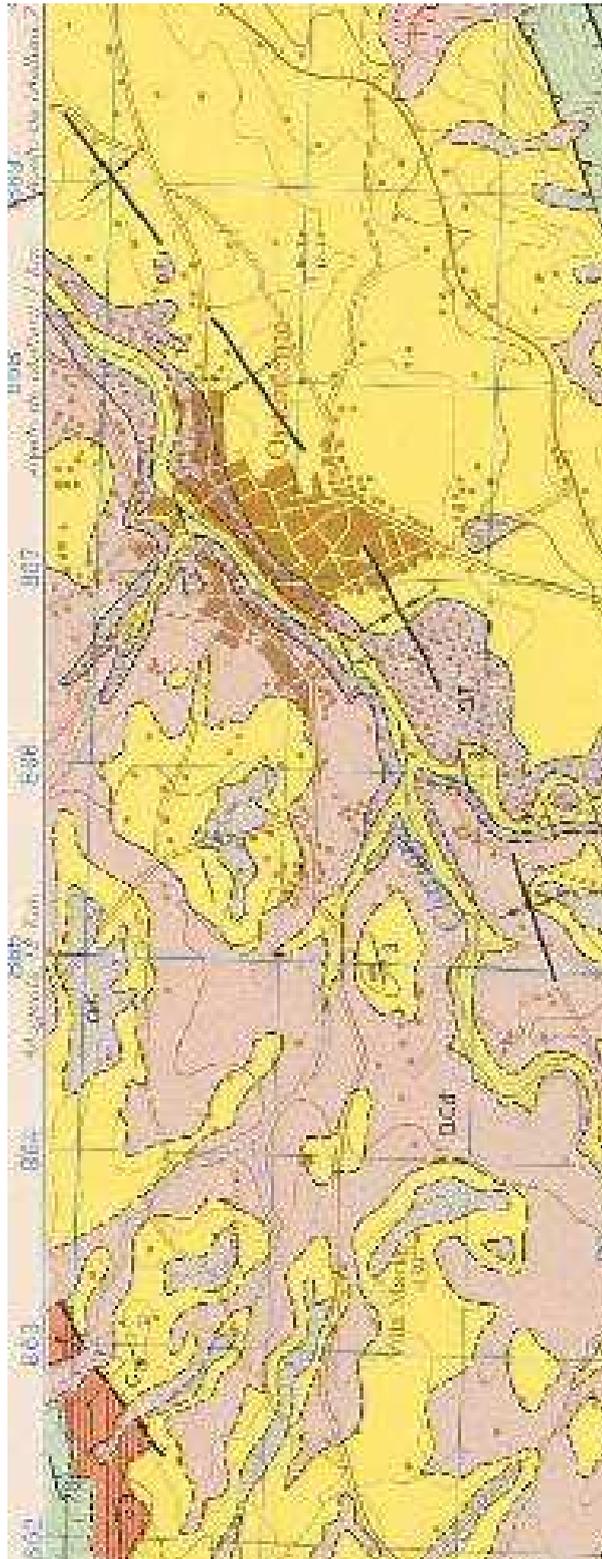


FIGURA – A1.12A: EMPLAZAMIENTO DE LA CANTERA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA HOJA Nº 820 “ONTENIENTE”. (IGME, 1975).

A1.7 –Desprendimiento del macizo (Puebla de Arenoso).

El municipio de Puebla de Arenoso pertenece a la comarca del Alto Mijares y abarca una superficie de 42,7 km². La Puebla está a una altitud de 626 metros sobre el nivel del mar y alrededor tiene unas alturas que superan esta medida. El pueblo dista 77 km de Castellón, 110 km de Valencia y 70 Km de Teruel. Su población, en total 209 habitantes, se reparte entre los núcleos de Puebla de Arenoso, Los Calpes, Los Cantos y La Monzona. La historia de Puebla de Arenoso y las masías del término tuvieron su origen en el castillo de la Viñaza, más tarde llamado castillo de Arenós. Allí fue donde prosperó el establecimiento de los pobladores árabes; aunque no fueron ellos los primeros en vivir en estas tierras, sino el pueblo Íbero, como lo testimonian algunos restos de cerámica encontrados. En la primera mitad del siglo XIII Jaime I el Conquistador desalojó a los árabes del castillo. En la época de la conquista, el castillo llegó a tener hasta 200 casas dentro de su ámbito. Una vez expulsados los árabes, vendrían los repobladores de las tierras del Norte: cristianos viejos procedentes de Aragón, principalmente. En el año 1271 se otorgó carta-puebla a favor de 10 pobladores para Puebla de Arenoso, aunque también se habla de una carta-puebla en 1317, cuando en el castillo de Arenoso no se reunían las condiciones para habilitar una villa, por lo que se trasladaron a un lugar más llano, el actual pueblo. Hasta comienzos del siglo XX fue una próspera población, llegando a alcanzar los 2.000 habitantes. Como tantos otros en este país durante éste siglo en sucesivas oleadas de emigración se fue despoblando. Actualmente afronta la realidad rural del siglo XXI como otros pueblos del interior castellonense, revegetación e integración paisajística.

A1.7.1. Geología general y local

Según el mapa geológico de España, nº 614 “Manzanera” ver figura A.1.13. Sobre las margas del Bedouliense Superior hay una barra (50-80 m) de calizas gris-amarillento en gruesos bancos o en plaquetas, separadas por pequeños niveles margosos. Se trata de calizas órgano-detriticas o grave ladas, a menudo ricas en



Orbitolinas y en Rudistas (*Toucasia carinata*, MATH. y *Pseudotoucasia santanderensis*, DOUV.). Estos niveles producen a menudo relieves escarpados, que al igual que los escarpes barremienses, destacan netamente en el paisaje. La serie aptiense se termina por una formación calcáreo-detritica, cuyo espesor visible es del orden de 80 m (espesor real-probable 150 m) y cuya facies forma la transición entre las del Aptiense y del Albiense. En las gargantas del río Rubielos (estrecho) está constituida por una sucesión de calizas arcillosas grises (12 m), margas y margo-calizas amarillentas (18 m), calizas arcillosas con *Políperos* y Rudistas (20 m), calizas rojas y margas de Orbitolinas, arcillas cuarzo-micáceas y calizas areniscosas, organógenas, rojas, con trigonias (30 m).

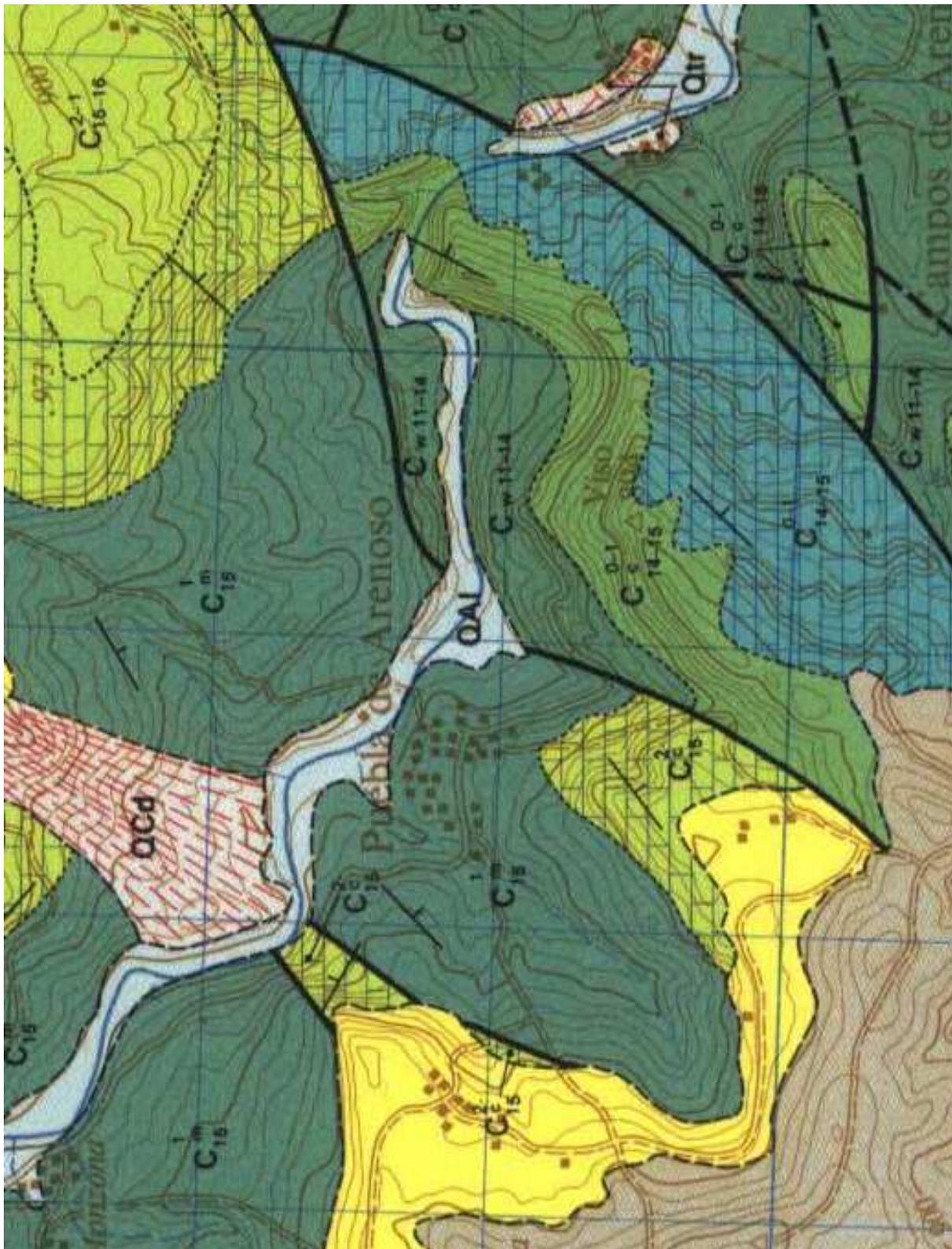


FIGURA – A1.13A.: EMPLAZAMIENTO DEL TALUD, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA HOJA Nº 614 “MANZANERA”. (IGME, 1975).

A1.8 – Construcción pedraplen en la A-7 (Puerto Albaida).

La empresa constructora, Puentes y Calzadas Infraestructuras, es la encargada de las obras de la autovía a su paso por el puerto de Albaida. La actuación es de una gran trascendencia, éste era el único tramo de la autovía central que estaba pendiente de inicio, y su ejecución supondrá completar una infraestructura viaria largamente demandada.

Las obras del tramo del puerto de Albaida fueron adjudicadas por el Ministerio de Fomento a la empresa Puentes y Calzadas Infraestructuras S.L.U., con un presupuesto de 22,9 millones de euros. El trazado, de ocho kilómetros de longitud, conectará por el sur con el proyecto Cocentaina-Muro, actualmente en fase de ejecución, y por el norte con el tramo de la autovía central ya en servicio, a la altura de Albaida.

Salvo en determinados puntos, la sección de la autovía se obtendrá aprovechando la plataforma existente de la carretera N-340. Además, el tramo está muy condicionado por la ladera de la Sierra de Benicadell y la cabecera del río Albaida, que circula en paralelo al trazado.

A1.8.1. Geología general y local

Según el mapa geológico de España, nº 821 “Alcoy” ver figura A.1.14. Este conjunto se encuentra representado por biomicritas con escasos interbancos margosos, así como calcarenitas bioclásticas e intrabiomicritas. Aflora en la unidad de Benicadell y prolongaciones occidentales por el Alto de Volcadores, Pont del Dona y Cueva Alta, y también en la Sierra de Alfaro, con Neopuzosia cf. japonica, SPATH. (Santoniense-Campaniense). Los cambios faunísticos, no concordantes con los litológicos, hacen difícil la separación de los tres pisos aún cuando la microfauna es abundante.

Si se exceptúa la esquina NO de la hoja del mapa geológico, la Sierra de Alfaro, representa un porcentaje muy alto de los afloramientos senonienses



representados. Está constituido por calizas micríticas arcillosas, finamente estratificadas con interbancos margosos amarillentos y episodios de calizas nodulares. La macrofauna se compone casi exclusivamente de *Inoceramus*, entre los que hemos determinado: *Bohemiceramus bantú*, HEINZ.; *Selenoceramus ibericus*, HEINZ., y *Cataceramus balticus*, BOHM.

Las biomocritas contienen una microfauna compuesta por *Pithonellas*, *Gumbelinas* y alguna *Globotruncana*.

Al final de este periodo se manifiesta ya claramente la regresión general continuada en el Paleoceno y Eoceno.

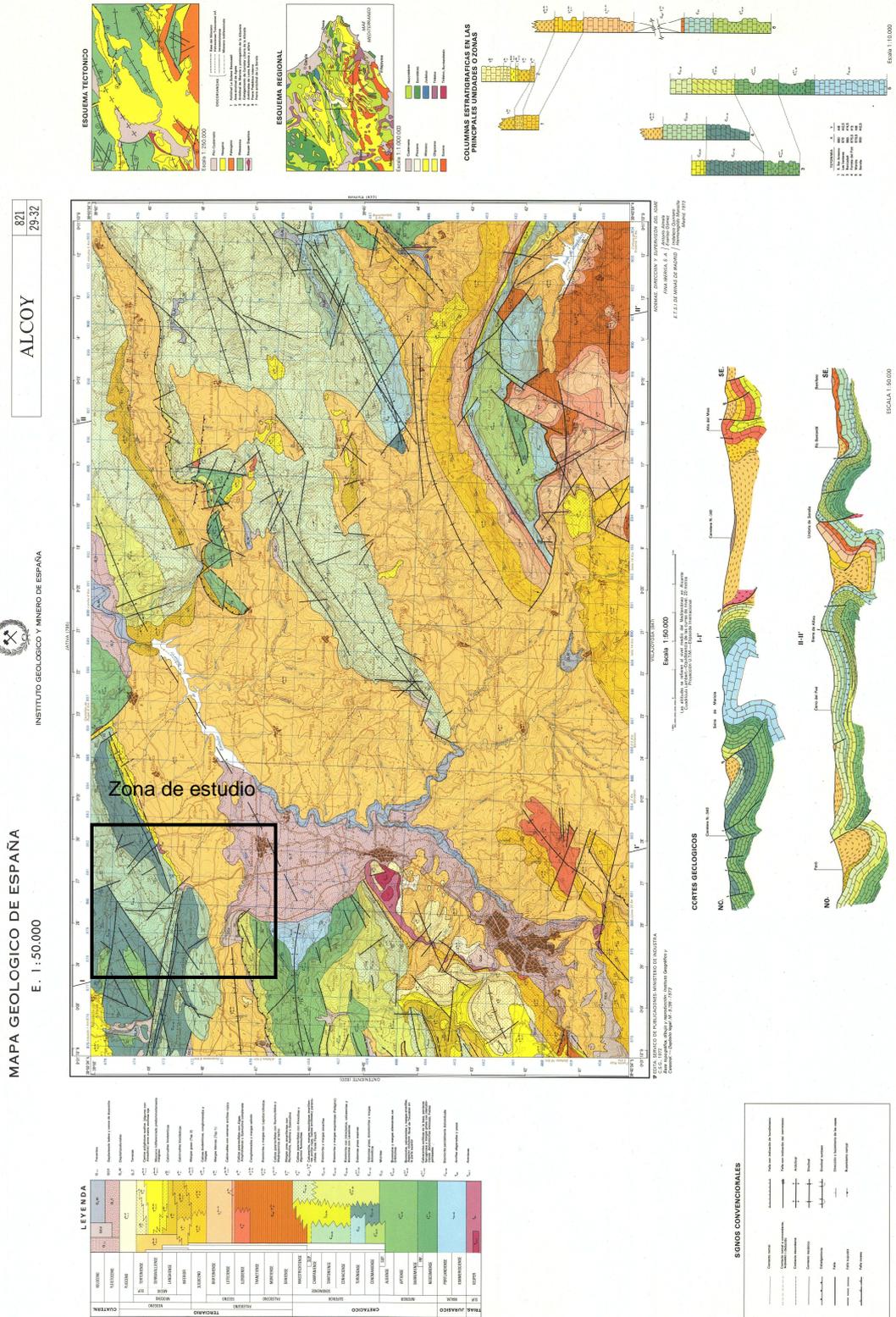
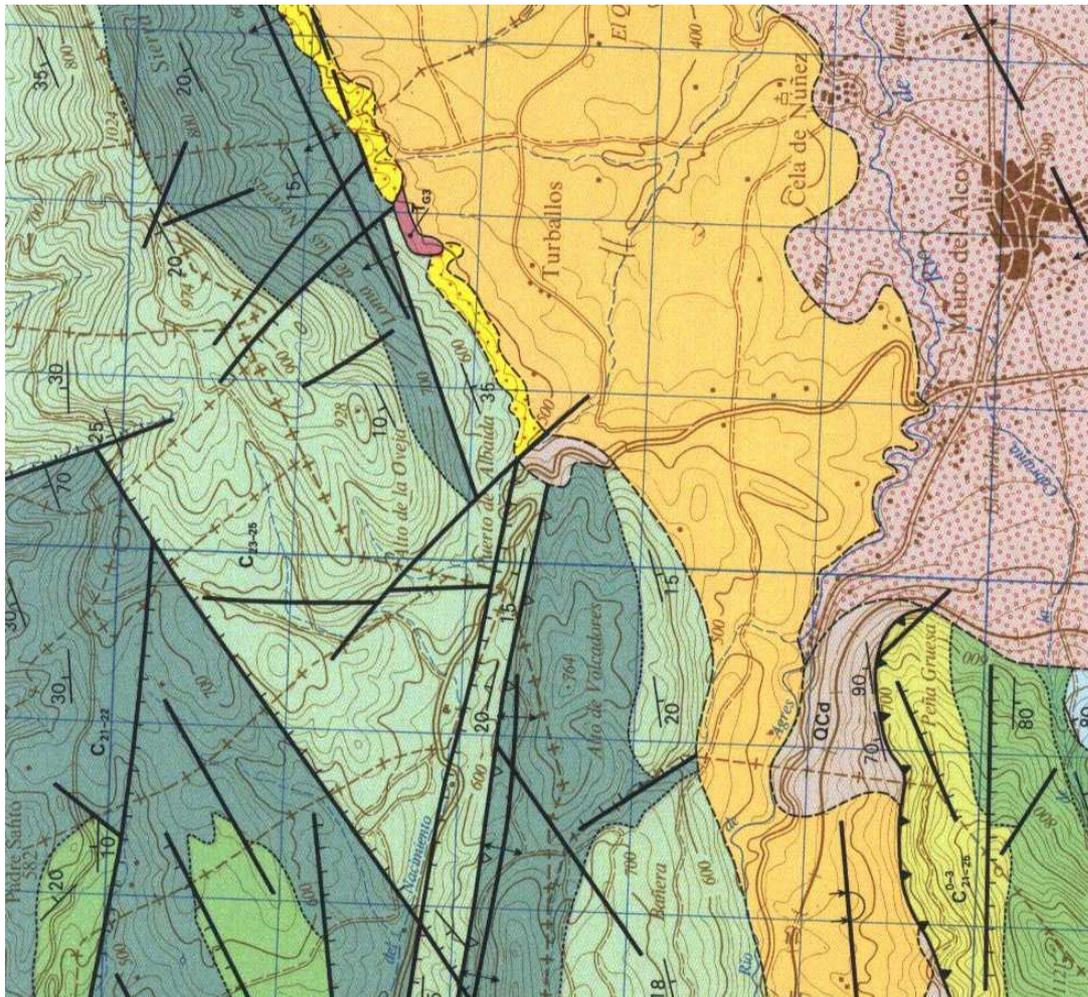


FIGURA – A1.14.: MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA. 1:50.000.
HOJA Nº 821 “ALCOY”. (IGME, 1975).



**FIGURA – A1.14A.: EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA.
HOJA Nº 821 “ALCOY”. (IGME, 1975).**



Anexo nº A2

**Métodos de ensayos utilizados y/o
consultados para las campañas
experimentales.**

A2.1. Fuentes de normativas y/o recomendaciones

Para la realización de todos los ensayos de laboratorio y de campo se siguieron los ensayos que se encontraban normativos, ya sea las UNE o ASTM, pero también en algunos casos fue necesario seguir algunas normas para hormigón.

A.2.2. Normativos

Para la realización de los ensayos se tuvo en cuenta las siguientes normas:

A.2.2.1. Norma UNE 22950-1, 1990

Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 1: Resistencia a compresión Uniaxial.

A.2.2.2. Norma UNE 22950-2, 1990

Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 2: Resistencia a tracción, determinación indirecta (Ensayo Brasileño).

A.2.2.3. Norma UNE 22950-3, 1990

Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 3: Determinación del módulo de elasticidad (Young) y el coeficiente de Poisson.

A.2.2.4. Norma UNE 22950-5, 1996

Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 5: Resistencia a carga puntual.

A.2.2.5. Norma UNE-EN-1936, 2007

Ensayos de determinación de la densidad y porosidad.



A.2.2.6. Normal UNE-EN-13755, 2002

Ensayo de absorción de agua. Determinación del contenido en agua.

A.2.2.7. Norma ISRM Doc.2, 1977

Ensayo de desmoronamiento (slake-durability).

A.2.2.8. Norma NLT-252/91

Determinación del índice de resistencia a la carga puntual.

A.2.2.9. Norma ASTM D2845-05

Standard test method for laboratory determination of pulse Velocities and Ultrasonic Elastic constants of Rock

A.2.3. Recomendaciones

- Refrendar las probetas de las rocas con azufre, aunque en la norma no está permitido, apreciándose valores más homogéneos de la RCS.
- Cuando se usen, las 4 bandas extensométricas recomendadas por la norma, es conveniente entender el comportamiento de la roca, para determinar con las dos gráficas de deformación axial y las dos de deformación diametral, los módulos de elasticidad de la roca.

A.2.4. No reglados

Los ensayos tienen una gran importancia para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales. A partir de estos se miden los parámetros que determinan el comportamiento geomecánico del terreno, como la resistencia, deformabilidad, permeabilidad, etc.

Existen ensayos normalizados para medir la resistencia de la matriz, los parámetros de elasticidad, pero hay algunos que no se encuentran reglados.



(Página dejada en blanco deliberadamente)



Anexo nº A3

Nomograma.

A.3.1. Realización del nomograma para el ensayo de PLT

Un nomograma, ábaco o nomografo es un instrumento gráfico de cálculo, un diagrama bidimensional que permite el cómputo gráfico y aproximado de una función de cualquier número de variables. En su concepción más general, el nomograma representa simultáneamente el conjunto de las ecuaciones que definen determinado problema y el rango total de sus soluciones¹.

Se trata de un instrumento de cálculo analógico, como lo es la regla de cálculo, por utilizar segmentos continuos de líneas para representar los valores numéricos discretos que pueden asumir las variables. Consecuencia de ello es que su precisión sea limitada, viniendo determinada por el detalle con que puedan realizarse, reproducirse, alinearse y percibirse las marcas o puntos concretos que constituyen las escalas de valores correspondientes. Los nomogramas solían utilizarse en casos en que la obtención de una respuesta exacta era imposible o muy inconveniente (cálculos ingenieriles complicados que hubiesen de realizarse en campaña o a pie de obra; situaciones repetitivas con ligera modificación de los valores de las variables; etc.), mientras que la obtención de una solución aproximada era suficiente y muy deseable.

Al ser un nomograma la representación gráfica de una ecuación de varias variables, ha de constar de tantos elementos gráficos como variables tenga la ecuación. Estos elementos serán puntos o líneas, rectas o curvas, según los casos. Dados los valores de todas las variables menos una, el de esta última puede encontrarse por medio de algún recurso geométrico inmediato (que generalmente es el trazado de otra línea que pasa por ese punto).

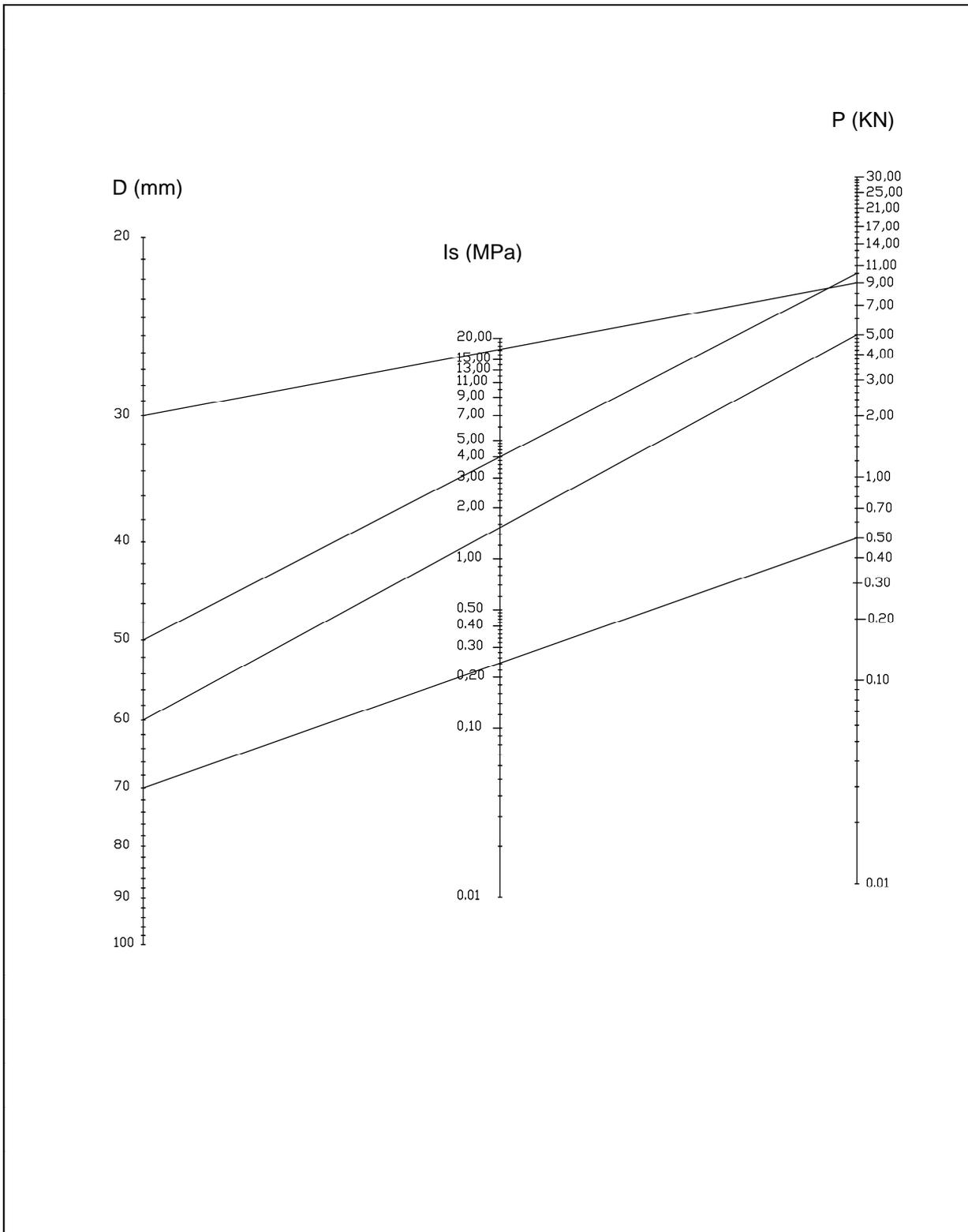
Por tanto, el nomograma de una ecuación de dos variables ($y=f(x)$) tendrá dos elementos gráficos, normalmente dos rectas graduadas, o escalas, dispuestas de tal modo que la determinación del valor de una de las variables (fijación de un punto de la línea) especifique el valor de la otra, la desconocida o función. El nomograma de una ecuación de tres variables ($z=f(x, y)$) constará normalmente de tres escalas y así sucesivamente (este es el caso del ensayo de PLT, $I_s=P/D^2$).

El arte de la nomografía consiste precisamente en elaborar dichas escalas y disponerlas en el plano de tal manera que el trazado de líneas rectas que las atraviesen determine los puntos colineales existentes en cada una de las escalas,

¹ wikipedia

puntos que representarán los distintos valores relacionados por la función en cada caso concreto.

La disposición relativa entre estos elementos, en cambio, no puede predecirse, pues vendrá determinada por la naturaleza del problema en cuestión o por otro tipo de consideraciones. A continuación, el nomograma de la función del ensayo de PLT, de tres variables que relaciona la carga P , el diámetro D y se obtiene el valor del índice de carga puntual I_s , se consideran tres escalas paralelas adecuadamente situadas. Para utilizarlo bastará con colocar una regla que contenga los datos conocidos (P y D); el otro se encontrará en el punto en que la regla corte a su escala correspondiente (ver figura A.3.1).



**FIGURA – A3.1.:NOMOGRAMA DE LA CARGA PUNTUAL.
ELABORACIÓN PROPIA.**



Anexo nº A4

Ensayos Realizados.

En CD



(Página dejada en blanco deliberadamente)