



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE
ELEMENTOS PÉTREOS CONFINADOS CON MATERIALES COMPUESTOS

Luis Estevan García



Tesis **Doctorales**

www.eltallerdigital.com

UNIVERSIDAD de ALICANTE



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE
ELEMENTOS PÉTREOS CONFINADOS CON MATERIALES COMPUESTOS**

LUIS ESTEVAN GARCÍA

Tesis presentada para aspirar al grado de
DOCTOR POR LA UNIVERSIDAD DE ALICANTE

**PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS,
MATERIALES Y TERRENO: CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE**

Dirigida por:

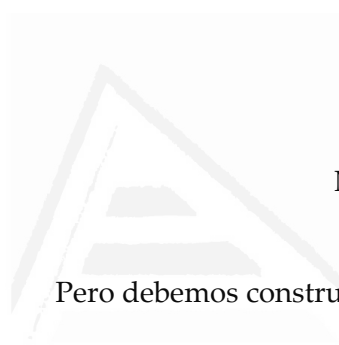
Dr. SALVADOR IVORRA CHORRO

Dr. FRANCISCO JAVIER BAEZA DE LOS SANTOS



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Luis Estevan García
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Alicante
Carretera de San Vicente del Raspeig, s/n
03690 – San Vicente del Raspeig, Alicante (Spain)
Tlf. (+34) 965 903 707 / (+34) 619 510 000
luis.estevan@ua.es



Nada está construido en la piedra.

Todo está construido en la arena.

Pero debemos construirlo como si la arena fuese piedra.

Universitat d'Alacant Jorge Luis Borges
Universidad de Alicante

AGRADECIMIENTOS

No sería justo comenzar este trabajo sin escribir unas breves líneas de agradecimiento a todas aquellas personas e instituciones que, de una manera u otra, han permitido que esta investigación consiga ver la luz.

En primer lugar, a los directores de la tesis, Salvador Ivorra y Francisco Javier Baeza, por su cercanía, por su amistad y por la enorme dedicación que me han prestado. Este trabajo es absolutamente imposible sin ellos.

Al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante, por todas las facilidades y recursos que han puesto a mi disposición.

A todos los compañeros de la universidad, Vicente Brotons, Ismael Vives, Isaac Montava, David Bru, Belén Ferrer y Miguel Ángel Climent, así como a todo el personal de los laboratorios del departamento, en especial a José Gabriel Sánchez.

Al Consorcio Provincial de Bomberos de la Diputación de Alicante, por su inestimable colaboración y por poner a nuestra disposición todos los medios materiales y humanos que permitieron realizar los ensayos con fuego real.

A los Servicios Técnicos de la Universidad de Alicante, por su apoyo en la instrumentalización de los ensayos con fuego real.

A la empresa FCC Construcción, S.A. y al Laboratorio de Petrología de la Universidad de Alicante, por el suministro de las muestras de roca procedentes de la excavación del túnel de la Serra Grossa.

A Alfonso Carrasco, de la empresa Mapei, S.A., por su desinteresada colaboración y por el suministro de los materiales empleados.

Y, por encima de todo, a mis padres y a Mari Carmen.

Luis Estevan García
Alicante, julio de 2018

RESUMEN

La técnica del confinamiento es un recurso muy eficaz para mejorar la capacidad portante de los elementos comprimidos. En el caso particular de los soportes de piedra, los refuerzos se han venido realizando tradicionalmente con elementos metálicos; sin embargo, la reciente introducción de los materiales compuestos en la industria de la construcción ofrece un gran potencial y supone una alternativa muy interesante.

El confinamiento con materiales compuestos ha sido ampliamente investigado durante los últimos años, si bien la inmensa mayoría de los estudios publicados se han centrado en el refuerzo de elementos de hormigón, mientras que las referencias acerca del zunchado de piezas de piedra o mampostería son muy escasas por el momento. Esta tesis se plantea, por consiguiente, a fin de poder ampliar en la medida de lo posible el estado del conocimiento en esta materia.

En la investigación que se propone, de carácter básicamente experimental, se emplea como material base la Piedra de San Julián, una calcarenita con la que se encuentran contruidos la mayoría de los edificios históricos de la ciudad de Alicante. En una primera fase del trabajo se estudian las propiedades del material pétreo intacto y sometido a condiciones adversas: exposición a temperaturas elevadas (mediante horno eléctrico o tratamiento con fuego real) o saturación con agua, a fin de evaluar la pérdida de capacidad mecánica de la roca en estas circunstancias. En una segunda fase se procede al refuerzo de las muestras de piedra con encamisados de distinta naturaleza, tanto polímeros reforzados con fibras (FRP) como morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM), analizándose la respuesta de las piezas confinadas en función del tipo de material empleado y el tratamiento sufrido por la roca. La investigación concluye con un estudio en el que se comparan los resultados obtenidos experimentalmente con los modelos de confinamiento propuestos por las principales guías de diseño, a fin de valorar el nivel de precisión de dichos modelos para cada una de las situaciones contempladas en este trabajo.

Palabras clave: piedra, confinamiento, FRP, FRCM, temperatura, humedad.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Estructura general de la tesis	5
2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE	9
2.1. La Piedra de San Julián.....	9
2.2. La pérdida de propiedades mecánicas de los materiales pétreos expuestos a temperaturas elevadas.....	15
2.3. La pérdida de propiedades mecánicas de los materiales pétreos expuestos a la humedad	24
2.4. Materiales compuestos aplicados al refuerzo de estructuras.....	30
2.4.1. Aspectos generales	30
2.4.2. Polímeros reforzados con fibras (FRP).....	32
2.4.3. Morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM).....	40
2.5. Refuerzo de elementos comprimidos por confinamiento.....	44
2.5.1. Técnicas de refuerzo	45
2.5.2. Confinamiento de elementos comprimidos con FRP	52
2.5.3. Confinamiento de elementos comprimidos con FRCM.....	70
2.6. Confinamiento de elementos sometidos a condiciones adversas.....	77
2.7. Modelos de confinamiento.....	87
2.7.1. Contexto.....	87
2.7.2. Mecanismo de confinamiento	88
2.7.3. Modelo de Lam y Teng (2003).....	90

3. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS	97
3.1. Planteamiento de la tesis	97
3.2. Objetivos de la investigación	99
3.3. Metodología	102
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	105
4.1. Preparación de las muestras de piedra.....	105
4.2. Propiedades de las probetas de piedra.....	108
4.2.1. Dimensiones, masa seca y densidad aparente	108
4.2.2. Ultrasonidos	109
4.3. Propiedades de los materiales compuestos	110
4.3.1. Tejidos de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi.....	110
4.3.2. Morteros de base cementosa reforzados con mallas	113
4.4. Procedimiento de refuerzo	119
4.4.1. Confinamiento con FRP.....	119
4.4.2. Confinamiento con FRCM	121
4.5. Programación de ensayos y nomenclatura de probetas.....	123
4.6. Series 01 a 03: probetas de piedra inalterada.....	126
4.7. Series 04 a 09: exposición a temperatura elevada en horno eléctrico	126
4.8. Series 10 a 15: exposición a fuego real	129
4.9. Series 16 a 20: probetas saturadas con agua.....	134
4.10. Series 21 a 24: probetas pre-dañadas y reforzadas bajo tensión.....	136
4.11. Series 25 a 32: probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero.....	139
4.12. Equipos e instrumentación	139

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	143
5.1. Cuestiones previas	143
5.2. Comportamiento de las muestras sin reforzar	146
5.2.1. Probetas de piedra intacta.....	146
5.2.2. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas	147
5.2.3. Probetas de piedra saturada	149
5.2.4. Ultrasonidos.....	151
5.2.5. Resumen de resultados	153
5.3. Comportamiento de las muestras reforzadas.....	156
5.3.1. Probetas de piedra intacta.....	156
5.3.2. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas	159
5.3.3. Probetas de piedra saturada	163
5.3.4. Probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión	165
5.3.5. Probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero.....	167
5.3.6. Resumen de resultados	173
6. COMPARACIÓN CON LAS GUÍAS DE DISEÑO.....	179
6.1. Documentos de referencia.....	179
6.1.1. ACI 440.2R-17 (2017) y ACI 549.4R-13 (2013).....	181
6.1.2. CNR-DT 200 R1/2013 (2013)	182
6.1.3. TR-55 (2013).....	184
6.1.4. FIB Bulletin N° 14 (2001).....	185
6.1.5. Resumen de los modelos de confinamiento de las guías de diseño	187
6.2. Comparación con los resultados experimentales.....	189
6.2.1. Hipótesis y simplificaciones	189
6.2.2. Estudio comparativo.....	191

7. CONCLUSIONES	197
7.1. Conclusiones	197
7.1.1. Conclusiones generales	197
7.1.2. Conclusiones relativas al comportamiento de la piedra sin reforzar	198
7.1.3. Conclusiones relativas al comportamiento de la piedra confinada	199
7.1.4. Conclusiones relativas a los modelos de las guías de diseño	202
7.2. Futuras líneas de investigación	202
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	205
Comunicaciones científicas, monografías y tesis doctorales.....	205
Normativa, reglamentos y guías de diseño.....	213
ANEJO 1: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS	215
ANEJO 2: DOCUMENTACIÓN TÉCNICA DE LOS PRODUCTOS EMPLEADOS	279

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Imágenes tomadas tras los terremotos sufridos por las localidades de Lorca en 2011, L'Aquila en 2009 y Amatrice en 2016	2
Figura 1.2. Refuerzo de columnas de piedra mediante zunchado con elementos de acero	3
Figura 2.1. Vistas del Castillo de Santa Bárbara, Iglesia de Santa María, interior de la Concatedral de San Nicolás, Ayuntamiento, Palacio Gravina y Teatro Principal	10
Figura 2.2. Relación entre módulos de elasticidad dinámicos y estáticos (Brotons et al. 2014)	14
Figura 2.3. Descenso del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson en función de la temperatura alcanzada por la piedra y el sistema de enfriamiento empleado (Brotons et al. 2013)	16
Figura 2.4. Resistencia a compresión de la roca en función del nivel de temperatura y el sistema de enfriamiento empleado (Brotons et al. 2013)	17
Figura 2.5. Comportamiento de muestras de piedra arenisca sometida a niveles de temperatura variables: resistencia a compresión, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson (Wu et al. 2013)	18
Figura 2.6. Resistencia a compresión en función de la temperatura en rocas calizas y mármoles (Ozguven y Ozcelik 2014)	19
Figura 2.7. Curvas tensión-deformación y modificación del módulo de elasticidad en muestras de rocas calizas a distintos niveles de temperatura (González-Gómez et al. 2015)	20
Figura 2.8. Curvas tensión-deformación y descenso de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad en muestras de mármol en función de la temperatura (Peng et al. 2016)	20
Figura 2.9. Comportamiento de probetas de granito sometidas a niveles de temperatura variables y distintos sistemas de enfriamiento: resistencia a compresión, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson (Kumari et al. 2017)	21
Figura 2.10. Reducción de la resistencia a compresión (%) de diferentes tipos de rocas areniscas completamente saturadas y curvas tensión-deformación en una de las series ensayadas (Hawkins y McConnell 1992)	25
Figura 2.11. Resistencia a compresión de muestras secas frente a saturadas y descenso de la resistencia en función del contenido de humedad (Vásárhelyi y Ván 2006)	26
Figura 2.12. Descenso de la resistencia a compresión y contenido de humedad en muestras saturadas de diferentes rocas (Erguler y Ulusay 2009)	27

Figura 2.13. Relación entre las resistencia a compresión de muestras de travertino secas y saturadas y estimación de la tensión de rotura en función de la velocidad de las ondas ultrasónicas (Török y Vásárhelyi 2010)	28
Figura 2.14. Resultados del ensayo de ultrasonidos y curvas tensión-deformación en muestras secas y saturadas (Verstryngne et al. 2014)	29
Figura 2.15. Curvas tensión-deformación de rocas con distintos contenidos de humedad; proceso de secado de muestras húmedas y proceso de saturación de muestras secas (Zhou et al. 2016)	29
Figura 2.16. Refuerzos a flexión y cortante en vigas de hormigón con laminados prefabricados (Sika) y detalle de ejecución del refuerzo de un pilar por confinamiento mediante tejidos de fibras de carbono aplicados in situ (Lemara Restauraciones, S.L.)	33
Figura 2.17. Tejido unidireccional y bidireccional de fibras de carbono (Gurit Composite Technologies)	34
Figura 2.18. Tejido unidireccional y bidireccional de fibras de vidrio (Gurit Composites Technologies)	35
Figura 2.19. Tejido unidireccional y bidireccional de fibras de aramida (Gurit Composite Technologies)	35
Figura 2.20. Diagrama tensión-deformación característico en un FRP y comportamiento de diferentes tipos de fibras y resina epoxi (Gurit Composite Technologies)	37
Figura 2.21. Ejemplos de mallas fabricadas con fibras de vidrio o basalto empleadas habitualmente en los refuerzos con FRCM y detalle del proceso de puesta en obra (Mapei)	40
Figura 2.22. Curva tensión-deformación característica de una probeta de FRCM ensayada a tracción (AC434 (2017))	42
Figura 2.23. Ejemplos de soportes reforzados con perfiles y chapas de acero	46
Figura 2.24. Ejemplos de ejecución de encamisados de hormigón	47
Figura 2.25. Procedimiento de refuerzo de un soporte de hormigón armado con FRP (Mapei)	51
Figura 2.26. Comportamiento de tubos de fibra de vidrio y resina de poliéster rellenos de hormigón con diferentes espesores (Mirmiran y Shahawy 1997)	55
Figura 2.27. Diagrama tensión-deformación bajo ciclos de carga-descarga (Mirmiran y Shahawy 1997)	56
Figura 2.28. Comportamiento de probetas de sección cuadrada y circular con diferentes niveles de confinamiento (Mirmiran et al. 1998)	57
Figura 2.29. Comportamiento de probetas confinadas en función de su esbeltez (Mirmiran et al. 1998).....	58

Figura 2.30. Efecto de la adherencia entre el encamisado y el núcleo de hormigón en probetas con distintos niveles de confinamiento (Mirmiran et al. 1998)	59
Figura 2.31. Curvas tensión-deformación de probetas de hormigón confinadas con tejidos de fibras de carbono y vidrio y matriz de resina epoxi (Toutanji 1999)	60
Figura 2.32. Comportamiento de tubos de fibra de vidrio o carbono y resina de poliéster, rellenos de hormigón (Saafi et al. 1999)	61
Figura 2.33. Efecto del confinamiento con FRP en secciones circulares, cuadradas y rectangulares	62
Figura 2.34. Comportamiento de probetas de hormigón confinadas con tejidos de fibras de carbono y resina epoxi, en función de la geometría de la sección transversal (Wang y Wu 2007)	63
Figura 2.35. Configuración de probetas de piedra y soluciones de confinamiento con tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi (Aiello et al. 2007)	64
Figura 2.36. Comportamiento de piezas de piedra con distintas soluciones de refuerzo (Aiello et al. 2007)	65
Figura 2.37. Curvas tensión-deformación en piezas cuadradas de piedra confinadas con tejidos de fibras de vidrio y resina epoxi y detalle de rotura de uno de los ejemplares (Aiello et al. 2009)	66
Figura 2.38. Comportamiento de piezas de piedra caliza o tufo volcánico confinadas con tejidos unidireccionales de fibra de vidrio y resina epoxi (Faella et al. 2011)	67
Figura 2.39. Probetas de piedra caliza confinadas con refuerzos continuos o discontinuos de tejido unidireccional de fibras de vidrio o basalto y resina epoxi (Micelli et al. 2014)	69
Figura 2.40. Comportamiento de columnas de piedra arenisca con piezas regulares o irregulares y refuerzo mediante bandas horizontales de tejido unidireccional de fibras de carbono (Witzany y Zigler 2015)	70
Figura 2.41. Curvas tensión-deformación de probetas de hormigón confinadas con mallas de fibras de carbono y morteros de base cementosa o resina epoxi (Triantafyllou et al. 2006)	71
Figura 2.42. Probetas de hormigón confinadas con tejido de fibras de vidrio y resina epoxi y morteros de base cementosa reforzados con mallas de fibra de vidrio o basalto (Di Ludovico et al. 2010)	73
Figura 2.43. Probetas de hormigón reforzadas con fibras de vidrio o basalto, con distintos tipos de mortero o matriz de resina epoxi (De Caso y Basalo 2012)	74
Figura 2.44. Respuesta de probetas cilíndricas de hormigón confinadas con mortero y 2 o 3 capas de Zylon (Colajanni et al. 2014)	76
Figura 2.45. Comportamiento de piezas de piedra caliza sin reforzar o confinadas con mortero y 2 capas de malla de fibra de basalto (Micelli et al. 2014)	77

Figura 2.46. Probetas de hormigón confinadas con tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi: sin tratamiento térmico y sometidas a temperaturas de 300, 500 y 686 °C (Bisby et al. 2011)	78
Figura 2.47. Probetas de hormigón sometidas a 300, 500 o 700 °C, con enfriamiento lento o brusco, confinadas mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi (Lenwari et al. 2016)	80
Figura 2.48. Pérdidas de resistencia en probetas de hormigón reforzadas con FRP tras 300 ciclos de saturación y secado en agua salina y ejemplo de las curvas tensión-deformación resultantes (Toutanji 1999)	81
Figura 2.49. Niveles de precarga en probetas de hormigón previos a su refuerzo y comportamiento de piezas confinadas posteriormente con tejido de fibras de carbono y resina epoxi (Wu et al. 2014)	83
Figura 2.50. Columnas de piedra caliza con encamisados continuos o discontinuos y niveles de precarga del 60 y el 80% respecto de la tensión de rotura de la roca (Aiello et al. 2007)	84
Figura 2.51. Probetas de hormigón confinadas con tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, sin precarga y reforzadas bajo tensión (Ivorra et al. 2010)	85
Figura 2.52. Probetas de hormigón reforzadas bajo tensión con 3 o 2 capas de tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi y distintos niveles de precarga (Ferrotto et al. 2017)	86
Figura 2.53. Mecanismo de confinamiento de una pieza de sección circular reforzada mediante encamisado continuo de FRP (Ozbakkaloglu et al. 2013)	89
Figura 2.54. Curvas tensión-deformación características para elementos de hormigón reforzados con FRP y en función del nivel de confinamiento (Lam y Teng 2003)	91
Figura 2.55. Modelo propuesto para elementos de hormigón confinados con FRP (Lam y Teng 2003)	93
Figura 4.1. Boca sur del túnel del tranvía en la Serra Grossa de Alicante y muestra de uno de los sondeos realizados para la ejecución de las obras	105
Figura 4.2. Detalle del corte de las piezas de piedra y muestra de las probetas obtenidas	106
Figura 4.3. Fabricación de las probetas con junta de mortero de cal y serie de piezas obtenidas	107
Figura 4.4. Proceso de secado, pesado y medición de las probetas	108
Figura 4.5. Ensayo de ultrasonidos y detalle de acople de los transductores sobre las probetas	109
Figura 4.6. Tejido unidireccional de fibras de carbono o vidrio; tejido cuadriaxial de fibras de vidrio	110

Figura 4.7. Laminados ensayados a tracción y detalle de los equipos empleados para el ensayo	111
Figura 4.8. Diagramas tensión-deformación de los materiales compuestos obtenidos experimentalmente: MapeWrap C UNI-AX, MapeWrap G UNI-AX y MapeWrap G QUADRI-AX	112
Figura 4.9. Mallas bidireccionales de fibra de vidrio y basalto	113
Figura 4.10. Fabricación de probetas de FRCM con mallas de fibras de vidrio o basalto	114
Figura 4.11. Ensayo a tracción de las probetas de FRCM y vista de los ejemplares tras las roturas	115
Figura 4.12. Curvas tensión-deformación de las probetas de FRCM ensayadas a tracción: Mapegrid G 120 y Mapegrid B 250	116
Figura 4.13. Procedimiento de refuerzo con tejido unidireccional de fibra de carbono y resina epoxi	120
Figura 4.14. Procedimiento de refuerzo con mortero y malla de fibra de vidrio	122
Figura 4.15. Tratamiento en horno eléctrico con enfriamiento lento y brusco	127
Figura 4.16. Detalle del horno eléctrico empleado para el tratamiento térmico y proceso de enfriamiento brusco de las probetas mediante inmersión en agua fría	128
Figura 4.17. Proceso de exposición de las muestras de piedra a la acción de fuego real	130
Figura 4.18. Esquema del recinto y emplazamiento de probetas y sensores de temperatura en los ensayos de exposición a fuego real con enfriamiento lento o brusco	131
Figura 4.19. Distribución de temperaturas en el interior del recinto, correspondientes al ensayo de enfriamiento lento y brusco	132
Figura 4.20. Proceso de saturación de las muestras de piedra, antes o después de su refuerzo	135
Figura 4.21. Procedimiento de refuerzo de probetas bajo tensión en el interior de la prensa de ensayo	138
Figura 4.22. Vistas de los equipos empleados para el ensayo a compresión uniaxial y dispositivos de medida de las deformaciones	142
Figura 5.1. Curvas tensión-deformación correspondientes a las muestras de piedra inalterada y detalle de rotura de uno de los ejemplares	146
Figura 5.2. Curvas tensión-deformación de las muestras sometidas a temperaturas elevadas (horno eléctrico o fuego real)	148
Figura 5.3. Rotura de muestras de piedra intacta y sometidas a temperaturas elevadas	149

Figura 5.4. Respuesta de las muestras de piedra saturada y detalle de rotura de uno de los ejemplares	150
Figura 5.5. Relación entre los módulos de elasticidad estáticos y dinámicos en muestras de piedra intacta o saturada y en las series sometidas a temperaturas elevadas	153
Figura 5.6. Tensión y deformación de rotura, módulos de elasticidad y coeficiente de Poisson en muestras de piedra intacta, sometida a temperaturas elevadas y saturada	154
Figura 5.7. Curvas tensión-deformación de las muestras de piedra inalterada confinadas con FRP	156
Figura 5.8. Detalle de la rotura de las muestras de piedra intacta reforzadas con encamisados de FRP (fibras de carbono o vidrio)	158
Figura 5.9. Curvas tensión-deformación de las series expuestas a temperaturas elevadas y reforzadas con FRP	160
Figura 5.10. Curvas tensión-deformación de las muestras confinadas con FRP, antes o después de la saturación de la piedra	164
Figura 5.11. Curvas tensión-deformación de las probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión con FRP	166
Figura 5.12. Curvas tensión-deformación de las muestras fabricadas con 3 piezas con juntas de mortero (probetas sin reforzar y confinadas con FRP)	168
Figura 5.13. Detalle de rotura de muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero: piezas sin reforzar o con distintas soluciones de confinamiento con FRP	169
Figura 5.14. Curvas tensión-deformación de las muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero y confinadas con FRCM	171
Figura 5.15. Detalle de la rotura de las muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero reforzadas con FRCM (mallas de fibras de vidrio o carbono)	172
Figura 5.16. Incrementos de tensión (f_{mc}/f_{mo}) y deformación de rotura ($\varepsilon_{mc}/\varepsilon_{mo}$) de las muestras confinadas respecto de las series equivalentes sin reforzar	173
Figura 5.17. Tensión (f_{mc}) y deformación de rotura (ε_{mc}) en todas las series de probetas reforzadas	174
Figura 6.1. Comparación de los resultados experimentales con la predicción de las guías de diseño: resistencia máxima normalizada (f_c/f_o)	193
Figura 6.2. Comparación de los resultados experimentales con la predicción de las guías de diseño: deformación de rotura normalizada ($\varepsilon_c/\varepsilon_o$)	194

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Resistencia a compresión de la Piedra de San Julián, módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos (Brotons et al. 2013, 2014 y 2016)	13
Tabla 2.2. Principales propiedades de las fibras empleadas para la fabricación de los FRP (ACI 440.2R-17 (2017))	38
Tabla 2.3. Propiedades mecánicas de FRP fabricados con distintos tipos de fibras y matriz de resina epoxi, espesor de laminado medio de 2.5 mm y contenido en fibras entre el 40 y el 60% (ACI 440.2R-17 (2017))	39
Tabla 2.4. Características de distintas mallas para FRCM fabricadas con fibras de vidrio, basalto y carbono (ACI 549.4R-13 (2013))	43
Tabla 2.5. Características de algunos morteros de base cementosa empleados en refuerzos con FRCM (ACI 549.4R-13 (2013))	44
Tabla 4.1. Características del mortero de cal empleado en la fabricación de las probetas	107
Tabla 4.2. Propiedades de los materiales compuestos de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi	113
Tabla 4.3. Propiedades de las mallas y el mortero empleados en los refuerzos con FRCM	117
Tabla 4.4. Ensayos a tracción de probetas de FRCM: resultados experimentales	118
Tabla 4.5. Programación de ensayos y nomenclatura de probetas adoptada (muestras de $\phi 72$ mm formadas por una única pieza de piedra)	125
Tabla 4.6. Programación de ensayos y nomenclatura de probetas adoptada (muestras de $\phi 83$ mm formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero)	126
Tabla 5.1. Propiedades de la piedra inalterada	146
Tabla 5.2. Propiedades de la piedra sometida a temperaturas elevadas (horno eléctrico o fuego real)	147
Tabla 5.3. Propiedades de la piedra saturada	150
Tabla 5.4. Módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos	152
Tabla 5.5. Probetas de piedra inalterada reforzadas con FRP	156
Tabla 5.6. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas y reforzadas con FRP	159
Tabla 5.7. Módulos de elasticidad de las probetas de piedra antes y después de los refuerzos, en función del tratamiento térmico	162
Tabla 5.8. Probetas reforzadas con FRP antes o después de la saturación de la roca	163
Tabla 5.9. Probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión con FRP	165

Tabla 5.10. Probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero reforzadas con FRP	167
Tabla 5.11. Probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero reforzadas con FRCM	170
Tabla 6.1. Resumen comparativo de los modelos de confinamiento de las diferentes guías de diseño	188
Tabla 6.2. Estimación del coeficiente de eficiencia de los encamisados (k_ε) con tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio, a partir de los datos obtenidos experimentalmente	191
Tabla 6.3. Resistencia máxima (f_c) y deformación de rotura (ε_c) de las muestras reforzadas: resultados experimentales y predicción de las guías de diseño	192



Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

1. INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

Una buena parte de los edificios históricos que integran nuestro patrimonio están contruidos con piedra. En muchas ocasiones se requiere intervenir sobre sus elementos estructurales por diferentes motivos: degradación del material, rehabilitaciones o cambios de uso que alteren el estado de cargas original, mejora de la respuesta del edificio ante acciones dinámicas como el sismo o intervenciones después de un incendio u otras acciones accidentales.

En el caso particular del sismo, no hace falta remontarse demasiado en el tiempo ni recorrer grandes distancias para recordar los recientes terremotos en las localidades italianas de L'Aquila (2009) o Amatrice (2016) y, en España, en el municipio de Lorca (2011). Solamente estos tres episodios dejaron más de 600 víctimas mortales e innumerables daños materiales y pusieron de manifiesto que muchas edificaciones construidas con piedra resultaron muy vulnerables en estas circunstancias. En la Fig. 1.1 se muestran algunas imágenes que ilustran los efectos de los terremotos que sufrieron estas poblaciones: colapso del crucero y la cúpula de la Iglesia de Santiago Apóstol de Lorca (a); rotura de una columna de piedra en el claustro de la Iglesia de Santo Domingo de Lorca (b); zunchado de emergencia de las columnas de la Basilica di Santa Maria di Collemaggio en L'Aquila (c); vista general del casco histórico de Amatrice, apreciándose el gran número de edificios contruidos con piedra o mampostería afectados por el terremoto (d).



Figura 1.1. Imágenes tomadas tras los terremotos sufridos por las localidades de Lorca en 2011 (a y b), L'Aquila en 2009 (c) y Amatrice en 2016 (d). ⁽¹⁾

Entre las diferentes técnicas de intervención y refuerzo en este tipo de edificaciones, una de las más habituales es el zunchado de las columnas para mejorar su capacidad portante por confinamiento. Es bien conocido que un elemento comprimido sufre una dilatación transversal por efecto Poisson, que depende fundamentalmente de la carga aplicada y de las propiedades elásticas del material. El mecanismo de confinamiento se basa en coartar dicha dilatación transversal, aplicando un encamisado que ejerza la suficiente presión lateral para que el elemento reforzado permanezca bajo un estado triaxial de tensiones. Este estado tensional, como está sobradamente demostrado, genera un incremento en la resistencia a compresión de la pieza confinada y, especialmente, en la deformación de rotura.

⁽¹⁾ Imágenes tomadas de distintas fuentes a través de Internet: diario ABC, Madrid, www.abc.es (a); proyecto Lorca Renace, Concejalía de Cultura del Ayuntamiento de Lorca, Murcia, www.lorcarenace.es (b); diario Vita Trentina Editrice, Trento, Italia, www.vitatrentina.it (c); diario The New York Times, Estados Unidos, www.nytimes.com (d).

En el caso particular de los edificios construidos con piedra, los refuerzos se han realizado tradicionalmente mediante zunchado con elementos metálicos, como puede observarse en los ejemplos mostrados en la Fig. 1.2: Basilica di Santo Stefano, en Bolonia, Italia (a); Basílica de Santa Sofía de Estambul, Turquía (b); soportales en la localidad de Cardona, Barcelona (c).

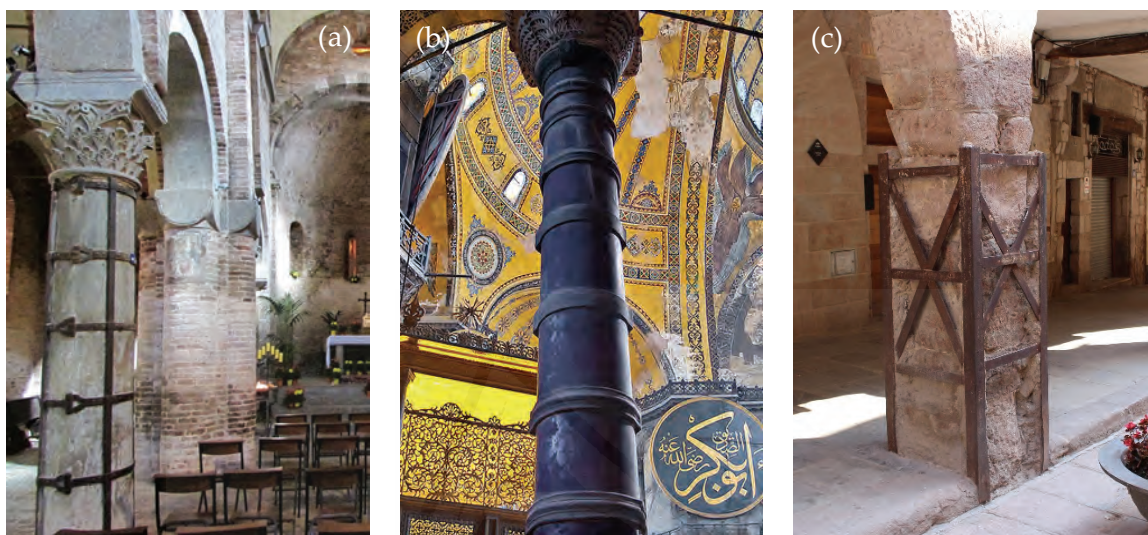


Figura 1.2. Refuerzo de columnas de piedra mediante zunchado con elementos de acero.

La introducción de los materiales compuestos en el ámbito de la rehabilitación y refuerzo de estructuras ofrece una interesante alternativa a los sistemas tradicionales de zunchado con elementos de acero, gracias a sus múltiples ventajas: elevadas prestaciones mecánicas, gran resistencia a la corrosión, facilidad de transporte, manipulación y puesta en obra, mantenimiento prácticamente nulo, etc. El procedimiento de refuerzo consiste, básicamente, en colocar alrededor de la columna un encamisado formado por una o varias capas de tejidos o mallas de fibras de distinta naturaleza, embebidas en una matriz de resina o mortero. El resultado es una lámina de gran capacidad mecánica que coarta la dilatación transversal del soporte por efecto Poisson, incrementando notablemente la resistencia y la ductilidad de la pieza reforzada.

Aunque se trata de sistemas que se vienen empleando en la industria de la construcción desde hace apenas tres décadas, se ha realizado una labor muy importante en cuanto a la investigación y desarrollo de estos productos durante los últimos años, lo que ha permitido un conocimiento cada vez más generalizado de los mismos y ha dado lugar a

la publicación de diferentes reglamentos y guías de diseño a disposición de arquitectos, ingenieros, investigadores o aplicadores en todo el mundo. Este aspecto, junto con el progresivo ajuste de los costes económicos, ha facilitado un uso cada vez más extendido de estos productos en los proyectos de rehabilitación y refuerzo de estructuras, tanto en el ámbito de la edificación como en la obra civil.

El confinamiento con materiales compuestos ha sido ampliamente estudiado para el caso de elementos de hormigón, analizándose multitud de variables: refuerzo con distintos tipos de fibras, resinas o morteros, espesores de confinamiento variables, encamisados continuos o discontinuos, hormigones de mayor o menor resistencia, probetas de distinta geometría, esbeltez o escala, piezas de hormigón en masa o armado, diferentes estados de carga, hormigones degradados o sometidos a condiciones adversas, etc.

Sin embargo, los estudios publicados hasta el momento sobre elementos pétreos o de mampostería resultan mucho más escasos. Es evidente que trabajar con hormigón permite la fabricación de un número ilimitado de probetas y facilita la estandarización y repetibilidad de los ensayos, pudiéndose obtener piezas de cualquier tamaño y geometría. La dificultad de conseguir un material natural como la piedra, en cantidad suficiente para obtener las muestras necesarias y de características homogéneas, supone un insalvable inconveniente a la hora de planificar cualquier investigación.

Por otro lado, si las investigaciones disponibles en la actualidad sobre el confinamiento de elementos pétreos comprimidos con materiales compuestos son muy limitadas, en el caso particular del refuerzo de piezas de piedra sometidas a condiciones adversas la información existente es prácticamente nula. Estas condiciones pueden ser, entre otras, la exposición a temperaturas elevadas, la acción de la humedad o el confinamiento de piezas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión.

Las principales normas que contemplan el diseño, cálculo y dimensionamiento de los refuerzos con materiales compuestos son, básicamente, las norteamericanas ACI 440.2R-17 (2017) y ACI 549.4R-13 (2013), la italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013), la británica TR-55 (2013) y el documento FIB Bulletin N° 14 (2001), centrándose todas ellas de manera casi exclusiva en la intervención sobre elementos de hormigón, salvo en el caso de la norma italiana, la única en la que se dedica un capítulo al refuerzo de elementos de piedra.

En España, los refuerzos realizados con este tipo de materiales no están regulados de manera específica por la normativa en materia de estructuras y únicamente se dispone de una publicación con vocación de guía de diseño consensuada (*Monográfico 1: la fibra de carbono en refuerzo de estructuras de hormigón*, Institut d'Estudis Estructurals, 2014). No obstante, este documento adopta las bases de cálculo del FIB Bulletin N° 14 (2001) y en ningún caso hace referencia al refuerzo de elementos pétreos o de mampostería.

La presente tesis doctoral se plantea como consecuencia de la escasez de información disponible en el momento actual acerca del confinamiento de elementos pétreos comprimidos con materiales compuestos, considerándose muy adecuado poder ampliar en la medida de lo posible el estado del conocimiento en esta materia. Esta técnica de refuerzo ofrece grandes posibilidades y puede resultar muy interesante a la hora de plantear la intervención sobre un determinado edificio de valor histórico o arquitectónico o, en general, sobre cualquier edificación construida con piedra.

1.2. ESTRUCTURA GENERAL DE LA TESIS

La estructura de la tesis que se presenta se ha organizado según el esquema que se indica a continuación:

- Capítulo 1. Introducción.
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte.
- Capítulo 3. Planteamiento y objetivos.
- Capítulo 4. Programa experimental.
- Capítulo 5. Discusión de resultados.
- Capítulo 6. Comparación con las guías de diseño.
- Capítulo 7. Conclusiones.
- Referencias bibliográficas.
- Anejo 1. Resultados de los ensayos realizados.
- Anejo 2. Documentación técnica de los productos empleados.

En el capítulo 1 se realiza una breve introducción y se justifican en líneas generales las principales razones que han motivado la realización de este trabajo.

En el capítulo 2 se lleva a cabo un análisis del estado del conocimiento, para lo cual se divide el estudio en diferentes líneas de investigación. En primer lugar, se analizan los antecedentes relacionados con la Piedra de San Julián, el material que ha servido de base para el desarrollo de esta tesis. Seguidamente se recopilan los principales estudios acerca de la pérdida de propiedades mecánicas de los materiales pétreos sometidos a condiciones adversas, en particular a la acción de temperaturas elevadas o al efecto de la humedad. A continuación, se estudian las características de los diferentes materiales compuestos empleados para el refuerzo de estructuras y se resumen las principales investigaciones publicadas sobre el confinamiento de elementos comprimidos, tanto en el caso de piezas de hormigón como de piedra o mampostería, así como el refuerzo de elementos sometidos a condiciones adversas. Por último, se revisan las bases teóricas del mecanismo de confinamiento, particularizadas al modelo propuesto por Lam y Teng (2003), pues es el modelo que adoptan la mayoría de las guías de diseño para el cálculo de este tipo de refuerzos.

Una vez realizado este estudio de antecedentes, se está en condiciones de plantear los principales objetivos de la tesis y presentar la metodología empleada para lograr dichos objetivos, tal y como se justifica en el capítulo 3.

En el capítulo 4 se explica pormenorizadamente el programa experimental que se ha desarrollado. Para ello se definen las características y propiedades de los materiales empleados y se indican las diferentes técnicas de refuerzo adoptadas. A continuación, se detalla la programación y diseño de los ensayos y se describe el procedimiento que se ha seguido en cada una de las series en las que se ha organizado la investigación.

En el capítulo 5 se presentan y discuten los resultados obtenidos. En primer lugar, se detalla el comportamiento de las muestras sin reforzar y se analizan las propiedades de la piedra intacta o sometida a temperaturas elevadas o la acción del agua. En la segunda parte se proporcionan los resultados de las series confinadas y se evalúa la eficiencia de los distintos sistemas de refuerzo empleados, en función del tratamiento al que haya sido sometida la piedra en cada caso.

En el capítulo 6 se analizan los modelos de confinamiento propuestos por las principales guías de diseño y se comparan las predicciones con los resultados obtenidos experimentalmente, a fin de evaluar el nivel de precisión de dichos modelos. El principal objeto de este estudio será poder decidir qué documento resulta más adecuado para el cálculo de los refuerzos en el caso particular de los elementos pétreos y según el tratamiento empleado.

En el capítulo 7 se presentan las principales conclusiones que se derivan de este trabajo y se proponen posibles líneas de investigación que podrían constituir la base de otros estudios en el futuro.

En el apartado de referencias bibliográficas se indican todas las fuentes que han servido de ayuda para el desarrollo de este trabajo.

En el anejo 1 se detallan los resultados correspondientes a todos y cada uno de los ensayos que se han realizado. Los datos se presentan en forma de fichas, en las que se describen las propiedades de las probetas de cada serie ensayada, las curvas tensión-deformación obtenidas para cada ejemplar y los datos proporcionados por los ensayos de compresión uniaxial y de ultrasonidos, en su caso. La información se complementa con una fotografía de cada muestra tomada después de la rotura.

Finalmente, en el anejo 2 se incorporan las fichas técnicas de los diferentes materiales empleados para la ejecución de los refuerzos, suministrados en todos los casos por la empresa Mapei, a fin de poder consultar cualquier dato o información complementaria si fuera necesario.

En este trabajo se han incluido numerosas figuras y fotografías tomadas de diferentes fuentes. Se indica en cada caso la procedencia de las mismas, con la excepción de las imágenes o gráficos de elaboración propia o facilitados por compañeros de universidad o colegas de profesión.

2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. LA PIEDRA DE SAN JULIÁN

El material que ha servido de base para el desarrollo de esta tesis es una roca caliza clástica conocida localmente como Piedra de San Julián. Procede de las canteras de la sierra del mismo nombre, también conocida como Serra Grossa, emplazada junto al mar al noreste de la ciudad de Alicante. Dichas canteras proporcionaron a lo largo de la historia los sillares empleados para la construcción de los principales edificios de la ciudad hasta el siglo XIX, entre los que cabe destacar los siguientes (Fig. 2.1):

- Castillo de Santa Bárbara: fortificación de origen musulmán cuyos orígenes se remontan al siglo IX.
- Iglesia de Santa María: la iglesia más antigua de la ciudad, edificada sobre una mezquita árabe entre los siglos XIV y XVI.
- Concatedral de San Nicolás: el templo más importante de la ciudad, cuyas obras se iniciaron en 1613 y concluyeron en 1662.
- Ayuntamiento: de construcción muy dilatada en el tiempo, las obras comenzaron en 1701 y se prolongaron hasta 1780.
- Palacio Gravina: edificación residencial construida entre los años 1770 y 1780, es en la actualidad el Museo de Bellas Artes.
- Teatro Principal: construido entre los años 1846 y 1847.



Figura 2.1. Vistas del Castillo de Santa Bárbara (a), Iglesia de Santa María (b), interior de la Concatedral de San Nicolás (c), Ayuntamiento (d), Palacio Gravina (e) y Teatro Principal (f).

Resulta muy notable la tesis doctoral de Louis (1988), en la que se realiza un profundo análisis de los materiales pétreos empleados en la arquitectura alicantina. Es interesante la referencia que en este trabajo se hace a la crónica de la ciudad de Alicante publicada en 1640 por el deán Vicente Bendicho y que nos proporciona una visión muy explícita acerca del contexto histórico de la época: *“Dentro de aquesta cerca hay buenas casas, calles anchas, plazas espaciosas, todo lo cual la hace hermosa y alegre a la vista, pues todos sus edificios son fabricados de piedra blanca, adornados de vistosos ventanales, balcones y galerías, valiéndose para ellos de la piedra*

de los montes que tiene muy vecinos a la parte de Levante, dichos de San Julián y de Santa Ana, tan fuerte cuanto es menester para las fábricas y tan fácil de labrar como de traer, pues un carro hace seis caminos al día, de la sierra a la ciudad”.

En la tesis doctoral de Louis encontramos un exhaustivo estudio histórico y arquitectónico de las construcciones en piedra de la ciudad de Alicante y otros municipios de la provincia. También se realiza un importante análisis de los materiales pétreos empleados a nivel mineralógico, físico, químico y mecánico, además de estudiarse los mecanismos de alteración y deterioro y las principales técnicas de protección, tratamiento e intervención en las edificaciones realizadas con dichos materiales. En algunas publicaciones posteriores [Louis et al. 2001] se amplían los contenidos tratados en la tesis doctoral, extendiéndose los estudios a otras edificaciones de la ciudad de Alicante igualmente construidas con Piedra de San Julián.

De la gran cantidad de información disponible en estos trabajos, se resumen a continuación los principales datos relativos al material que tienen una directa relación con el contenido de la presente tesis. Para el estudio de las propiedades de la piedra se trabajó con muestras extraídas de tres canteras diferentes en la Serra Grossa, además de fragmentos tomados principalmente del Ayuntamiento y del Teatro Principal de Alicante. Cabe destacar los siguientes datos:

- La Piedra de San Julián es una calcarenita o roca carbonatada clástica, de fragmento arenoso entre 1/16 y 2 mm, con restos de fósiles y matriz caliza, con bajo contenido en cuarzo y algunos minerales detríticos.
- La piedra presenta un color blanco cremoso a amarillento, en función de la zona de procedencia.
- La densidad aparente de la roca seca oscila entre 1850 y 2300 kg/m³ en función de la cantera de procedencia. En el caso de las muestras tomadas de los edificios, se obtienen densidades del orden de 2000 kg/m³.
- La capacidad de absorción de agua, propiedad muy relacionada con la porosidad abierta del material, oscila entre el 6 y el 17% para las muestras obtenidas de las canteras y entre el 6 y el 13% para las tomadas en los edificios.

- El ensayo de compresión uniaxial arroja una resistencia media de 6.25 MPa para las probetas obtenidas en las canteras, alcanzándose valores de 14.40 y 15.60 MPa en las muestras tomadas del Ayuntamiento, al tratarse de elementos bastante más compactos que los anteriores.

Además de la tesis doctoral de Louis resultan de gran interés las publicaciones de Brotons et al. (2013, 2014 y 2016), en las que se estudian diferentes propiedades de la Piedra de San Julián especialmente desde el punto de vista de su comportamiento mecánico: fluencia, efectos de la temperatura y relación entre módulos de elasticidad estáticos y dinámicos.

En estas investigaciones se trabaja sobre muestras obtenidas de las obras de excavación de un túnel para el tranvía a través de la Serra Grossa, las mismas obras que han proporcionado el material que ha servido de base para el desarrollo de la presente tesis, como se detallará más adelante. Las probetas se conforman mediante taladrado de bloques de piedra con broca hueca, resultando piezas cilíndricas de 52 a 54 mm de diámetro y entre 100 y 130 mm de altura. Muchos de los ensayos realizados y los resultados obtenidos se han tomado como referencia para el planteamiento de diferentes líneas de trabajo en esta tesis. Se resumen a continuación los principales datos que aportan estos estudios:

- La densidad aparente de la roca oscila entre 2110 y 2180 kg/m³, observándose valores similares a los obtenidos por Louis, si bien las dispersiones en este caso son mucho menores al tratarse de muestras homogéneas procedentes de la misma zona del macizo rocoso.
- Respecto de la capacidad de absorción de agua se obtienen igualmente resultados similares y variaciones inferiores, con valores entre el 8 y el 12%, lo que pone de manifiesto la elevada porosidad de la roca objeto de estudio.
- Mediante ensayos de compresión uniaxial se determina la tensión de rotura y las constantes elásticas de la roca (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson). Para la medida de las deformaciones longitudinales y transversales se emplean dos pares de galgas extensométricas por probeta, situadas en la zona media de la pieza y en puntos diametralmente opuestos. Los resultados obtenidos se resumen en la

Tabla 2.1, para tres series de muestras ensayadas. Resultan llamativas las tensiones de rotura alcanzadas, notablemente superiores a los valores aportados por Louis, lo que permite concluir que el material presenta diferentes grados de cementación dentro del macizo rocoso (las probetas ensayadas por Brotons et al. proceden de las obras del túnel de la Serra Grossa, emplazado a gran profundidad, frente a las muestras estudiadas por Louis, tomadas a nivel superficial de las canteras ubicadas en la parte superior de la montaña). Respecto de los valores del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, se observan resultados muy homogéneos entre las distintas series ensayadas.

Tabla 2.1. Resistencia a compresión de la Piedra de San Julián, módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos (Brotons et al. 2013, 2014 y 2016).

Serie	Nº muestras	Ensayo de compresión uniaxial			Ultrasonidos	
		Tensión de rotura σ_u (MPa)	Mód. elasticidad (estático) E_{st} (GPa)	Coef. Poisson (estático) ν_{st}	Mód. elasticidad (dinámico) E_{dyn} (GPa)	Coef. Poisson (dinámico) ν_{dyn}
1	5	37.88 ± 2.64	20.13 ± 0.89	0.26 ± 0.03	26.94 ± 2.59	0.25 ± 0.03
2	5	31.46 ± 6.01	21.58 ± 2.25	0.31 ± 0.08	28.02 ± 2.24	0.22 ± 0.05
3	5	23.61 ± 3.12	23.84 ± 1.05	-	28.52 ± 0.66	-

- Los valores del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson de la piedra también se estiman a partir de ensayos de ultrasonidos, indicándose los resultados obtenidos en la Tabla 2.1. La medida de las deformaciones longitudinales y transversales de las muestras durante el ensayo de compresión uniaxial permite calcular fácilmente el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson estáticos (E_{st} y ν_{st}). Desde el punto de vista de su aplicación práctica, dicho ensayo requiere la extracción de probetas testigo de los elementos estructurales a estudiar, lo cual no siempre resulta posible en determinadas edificaciones históricas. Además, se precisa el traslado de maquinaria pesada para la ejecución de los taladros, se requiere la posterior reparación de los mismos, se genera suciedad y molestias a los usuarios del edificio, se producen vibraciones durante el proceso que pueden afectar a los acabados u otros elementos constructivos, etc. Todas estas razones, unidas a los elevados costes que supone realizar este tipo de ensayos, hacen que la alternativa de obtener el módulo

de elasticidad y el coeficiente de Poisson dinámicos (E_{dyn} y ν_{dyn}) a través de ultrasonidos resulte muy interesante. El procedimiento, que se detallará más adelante, consiste básicamente en el estudio de la propagación de las ondas ultrasónicas en el interior del material, para lo cual solamente se requiere el empleo de un equipo ligero y que, además, permite acceder a lugares donde resultaría imposible realizar otro tipo de ensayos. Generalmente suelen combinarse ambos procedimientos, extrayéndose probetas testigo de algunos elementos representativos y extendiéndose el análisis al resto mediante ensayos de ultrasonidos, estableciéndose finalmente las oportunas correlaciones.

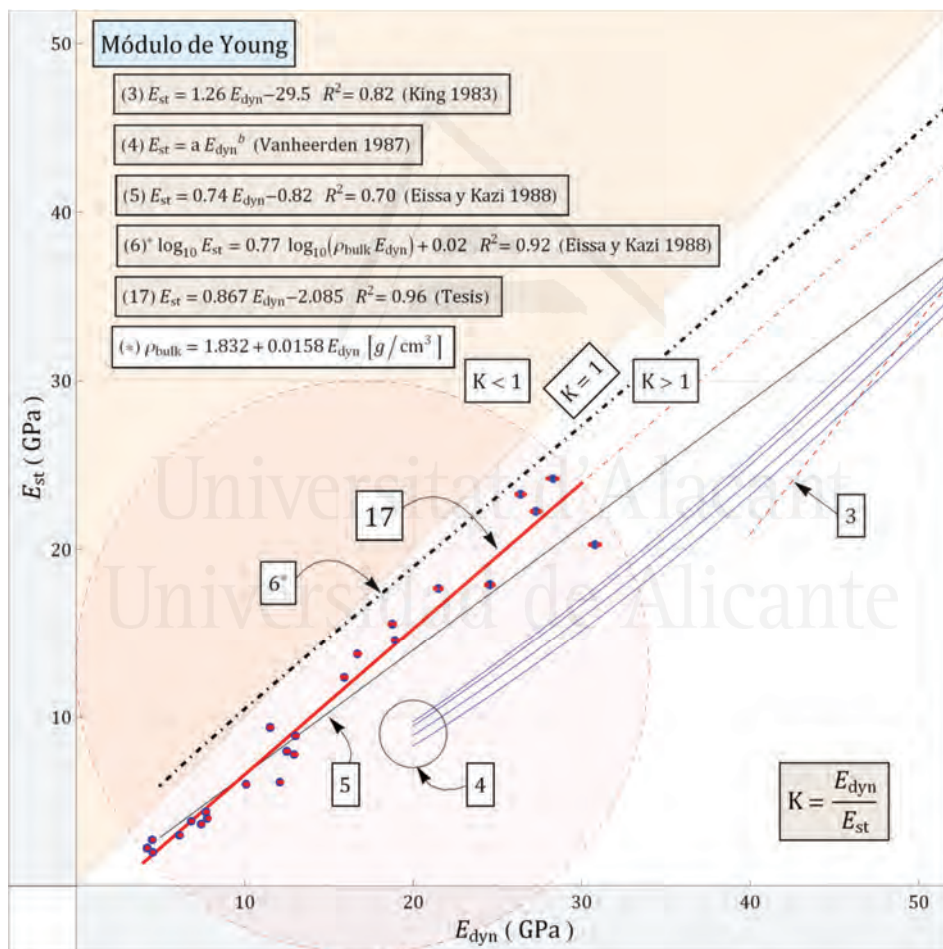


Figura 2.2. Relación entre módulos de elasticidad dinámicos y estáticos (Brotons et al. 2014).

En la Fig. 2.2, tomada de Brotons et al. (2014), se muestra la relación entre los módulos de elasticidad dinámicos y estáticos (K). La línea gruesa (17) representa la correlación propuesta por el autor para el caso de la Piedra de San Julián, grafiándose otras

curvas publicadas por algunos investigadores, en base a estudios similares con distintos materiales pétreos. Como puede observarse, la relación entre ambos módulos resulta superior a la unidad en todos los casos ($K > 1$), es decir, el módulo de elasticidad dinámico es mayor que el estático. La relación que se propone entre los módulos, como puede comprobarse en la Fig. 2.2, es lineal y responde matemáticamente a la siguiente expresión:

$$E_{st} = 0.867 E_{dyn} - 2.085 \quad (2.1)$$

2.2. LA PÉRDIDA DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PÉTREOS EXPUESTOS A TEMPERATURAS ELEVADAS

Es bien conocido que las propiedades de los materiales pétreos se ven muy afectadas como consecuencia de la exposición a temperaturas elevadas. En este sentido resulta de nuevo muy relevante la publicación de Brotons et al. (2013), en la que se investiga el comportamiento de muestras de Piedra de San Julián sometidas a diferentes niveles de temperatura.

El proceso térmico se lleva a cabo mediante un horno eléctrico programable. Se trabaja con 55 muestras de piedra: las 5 primeras se mantienen intactas como material de referencia y el resto se divide en series de 10 ejemplares que se someten a niveles de temperatura diferentes (200, 300, 400, 500 y 600 °C). La curva de calentamiento del horno se programa de manera que la temperatura objetivo se alcance en 1 hora, manteniéndose constante durante 1 hora adicional. A continuación 5 muestras de cada serie se dejan enfriar lentamente hasta alcanzar la temperatura ambiente del laboratorio, mientras que las otras 5 se enfrían bruscamente mediante inmersión en agua a 25 °C, a fin de evaluar el comportamiento de la piedra en función del sistema de extinción empleado ante un eventual incendio.

Los resultados obtenidos permiten concluir que la exposición de la roca a temperaturas elevadas modifica sustancialmente sus propiedades elásticas y su comportamiento mecánico. En la Fig. 2.3 se muestra la variación del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson en función de la temperatura alcanzada y el sistema de

enfriamiento empleado, según los resultados proporcionados por el ensayo de compresión simple. Como puede comprobarse, el módulo de elasticidad sufre descensos muy notables a niveles de temperatura elevados, del orden del 85% para las series ensayadas a 600 °C. Se observa una reducción ligeramente superior en las muestras enfriadas bruscamente, si bien las curvas muestran tendencias muy similares bajo los dos métodos de enfriamiento. Respecto del coeficiente de Poisson, se obtienen descensos importantes a partir de 300 °C, alcanzándose pérdidas del orden del 70% respecto del material intacto a 600 °C y detectándose diferencias algo más acusadas entre los dos sistemas de enfriamiento.

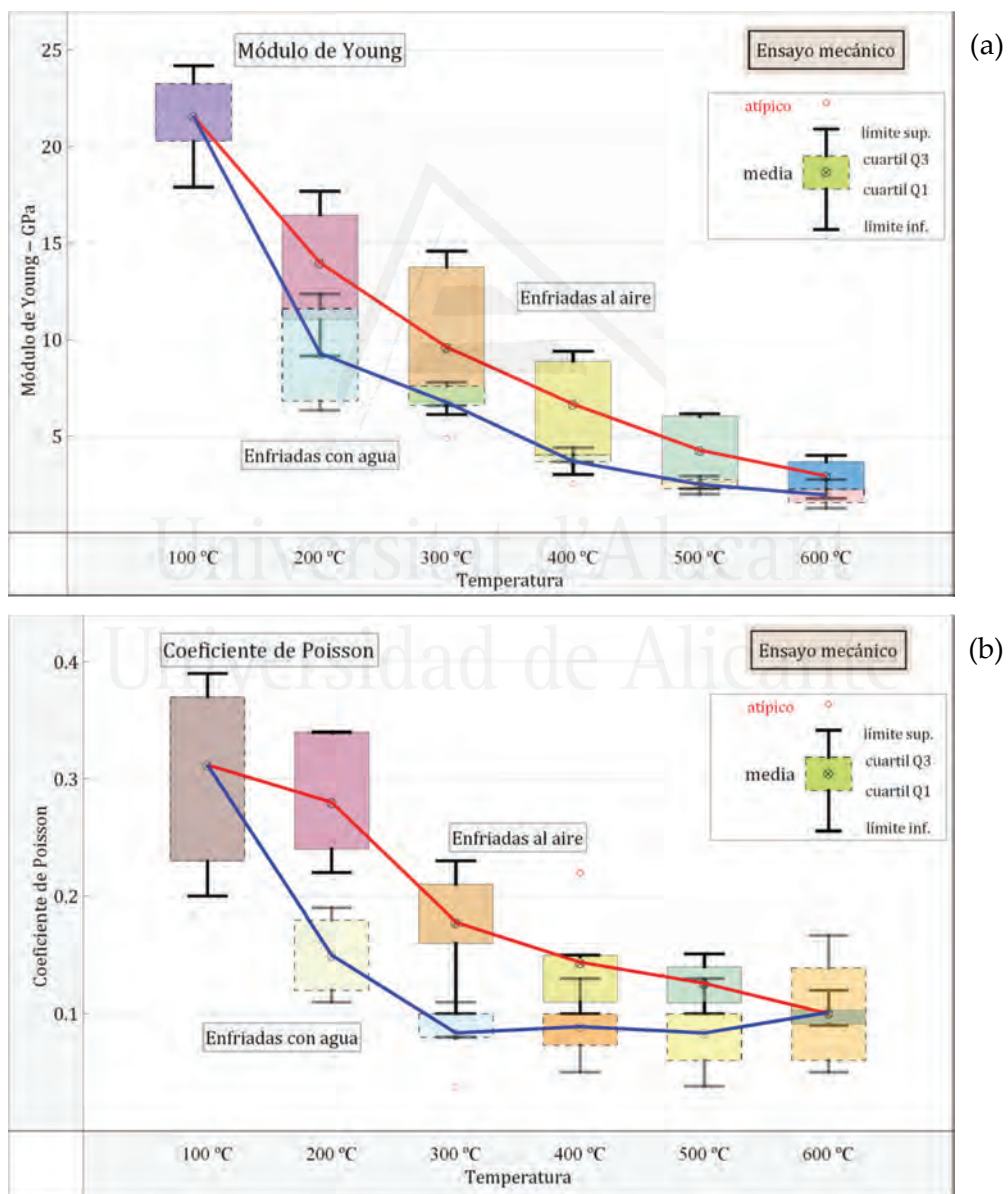


Figura 2.3. Descenso del módulo de elasticidad (a) y coeficiente de Poisson (b) en función de la temperatura alcanzada por la piedra y el sistema de enfriamiento empleado (Brotos et al. 2013).

La resistencia a compresión de la roca también sufre reducciones considerables con el incremento de la temperatura. Los descensos alcanzan valores del 34% en las muestras enfriadas lentamente y llegan hasta el 53% en las enfriadas con agua, en las series ensayadas a 600 °C. Cabe señalar las elevadas dispersiones que arrojan los resultados a este nivel de temperatura, como puede comprobarse en la Fig. 2.4.

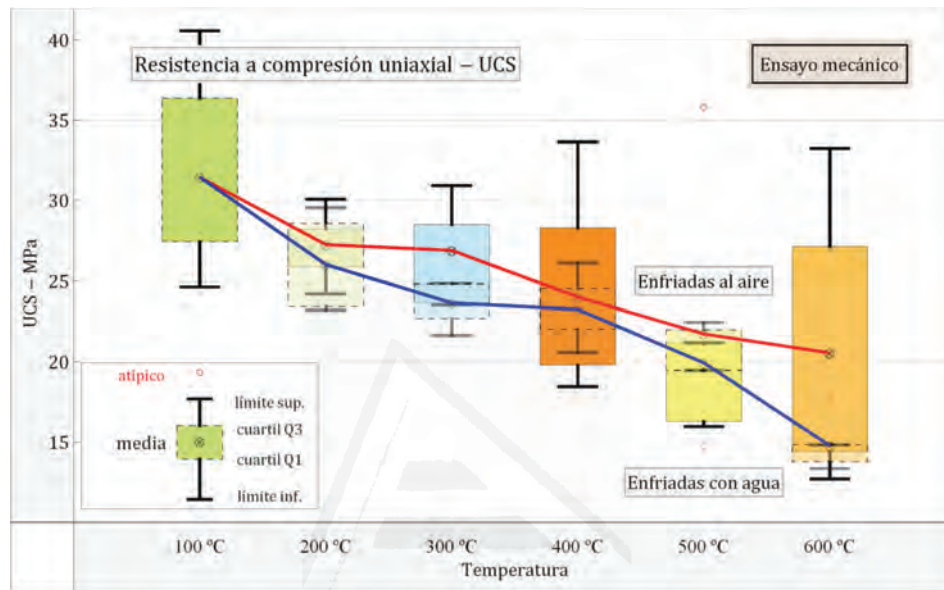


Figura 2.4. Resistencia a compresión de la roca en función del nivel de temperatura y el sistema de enfriamiento empleado (Brotons et al. 2013).

Se ha destacado de manera especial la investigación de Brotons et al. (2013) porque, tal y como se ha comentado con anterioridad, se trabaja con la misma roca que ha servido de base para el desarrollo de la presente tesis. No obstante, se considera adecuado revisar otros trabajos relevantes que analizan el comportamiento de los materiales pétreos sometidos a temperaturas elevadas. Muchos de los estudios publicados sobre el efecto del calentamiento en las rocas centran su atención en los cambios químicos producidos, en las alteraciones en la composición mineralógica o en los cambios de color. Respecto de las modificaciones de los parámetros físicos del material, la densidad, la porosidad y la velocidad de propagación de las ondas ultrasónicas suelen ser las variables más analizadas. Desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis, se revisan especialmente los trabajos que inciden en el comportamiento mecánico de la roca, en particular la modificación de la resistencia a compresión uniaxial y la alteración de las constantes elásticas (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson).

Wu et al. (2013) estudian el comportamiento de muestras cilíndricas de piedra arenisca de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura, sometidas a niveles de temperatura de 100, 150, 200, 400, 600, 800, 1000 y 1200 °C. El proceso de calentamiento se realiza en horno eléctrico a una velocidad de 5 °C por minuto, manteniéndose la temperatura objetivo durante 2 horas. Una vez transcurrido este tiempo, las probetas se dejan enfriar lentamente hasta alcanzar la temperatura ambiente. En la Fig. 2.5.a se muestra la variación de la resistencia a compresión, apreciándose descensos muy acusados a niveles de temperatura superiores a 1000 °C, si bien resulta importante destacar las elevadas dispersiones que se obtienen a partir de 600 °C. En la Fig. 2.5.b puede observarse como el módulo de elasticidad se reduce a más de la mitad a partir de los 600-800 °C. Respecto del coeficiente de Poisson, resulta interesante comprobar que la curva describe un descenso hasta los 600 °C y, a partir de esta temperatura, se produce un incremento hasta que se recupera el valor inicial del material intacto, aunque con grandes dispersiones en los resultados obtenidos.

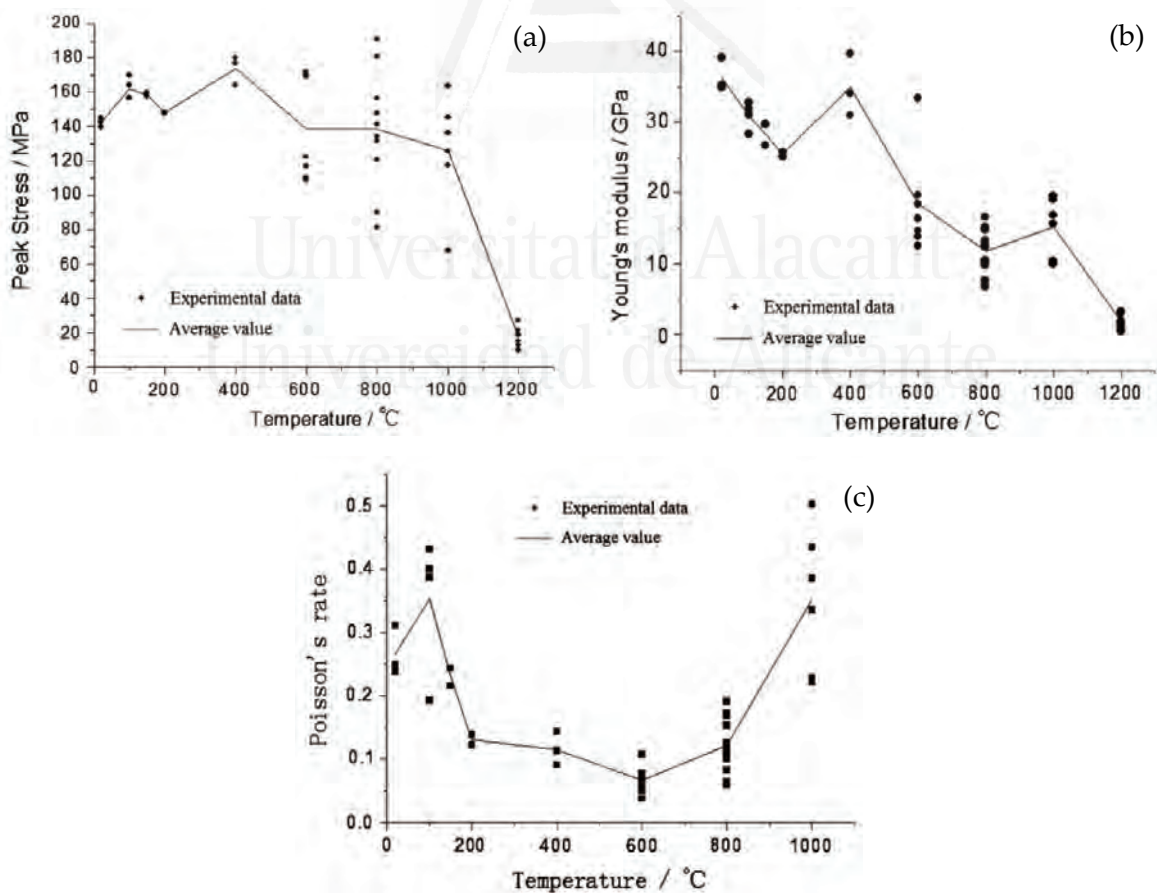


Figura 2.5. Comportamiento de muestras de piedra arenisca sometida a niveles de temperatura variables: resistencia a compresión (a), módulo de elasticidad (b) y coeficiente de Poisson (c) (Wu et al. 2013).

Ozguven y Ozcelik (2014) trabajan con distintos tipos de piedras calizas y mármoles, expuestos a niveles de temperatura de 200, 400, 600, 800 y 1000 °C. El tratamiento térmico empleado es similar al descrito en el trabajo de Wu et al. (2013), si bien en esta ocasión las muestras se mantienen únicamente 1 hora a la temperatura objetivo antes de proceder a su enfriamiento. El ensayo de compresión uniaxial arroja descensos importantes en la resistencia a partir de los 600 °C en la mayoría de los casos, como puede apreciarse en la Fig. 2.6 para las diferentes series de rocas ensayadas. Respecto de la variación del módulo de elasticidad o el coeficiente de Poisson del material, no se aporta ningún dato en esta investigación.

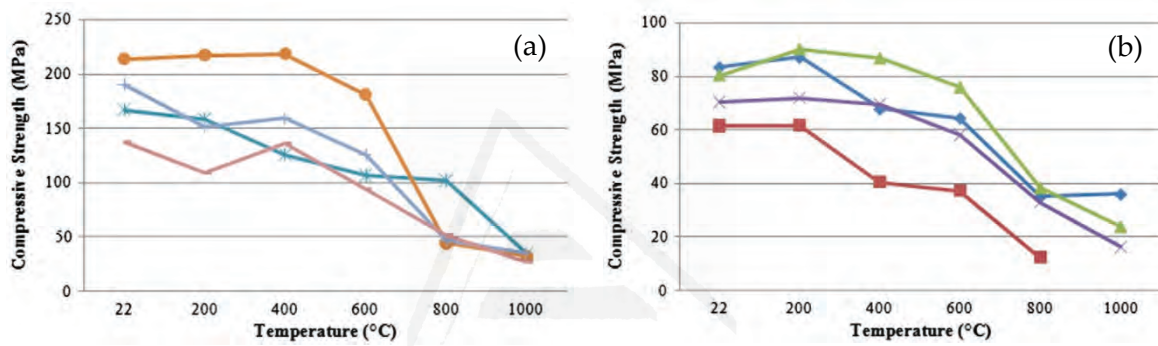


Figura 2.6. Resistencia a compresión en función de la temperatura en rocas calizas (a) y mármoles (b) (Ozguven y Ozcelik 2014).

González-Gómez et al. (2015) analizan diferentes tipos de rocas calizas sometidas a temperaturas de 100, 200, 300, 400, 500 y 600 °C. El proceso de calentamiento en este caso se realiza a una velocidad de 3 °C por minuto en forma de rampas escalonadas de 100 °C, transcurriendo un plazo de 1 hora entre una rampa y la siguiente, por lo que las muestras quedan expuestas al calor durante mucho más tiempo que en el resto de las publicaciones consultadas. En la Fig. 2.7.a se muestran las curvas tensión-deformación para una de las series de rocas ensayadas, observándose reducciones muy importantes en la tensión de rotura y en el módulo de elasticidad a temperaturas por encima de 500-600 °C, con incrementos notables en las deformaciones de rotura. El descenso del módulo de elasticidad se representa en la Fig. 2.7.b (curva CH para la misma serie comentada), donde se aprecian caídas del orden del 75% a temperaturas por encima de 500 °C. En esta investigación tampoco se aporta información relativa al coeficiente de Poisson del material.

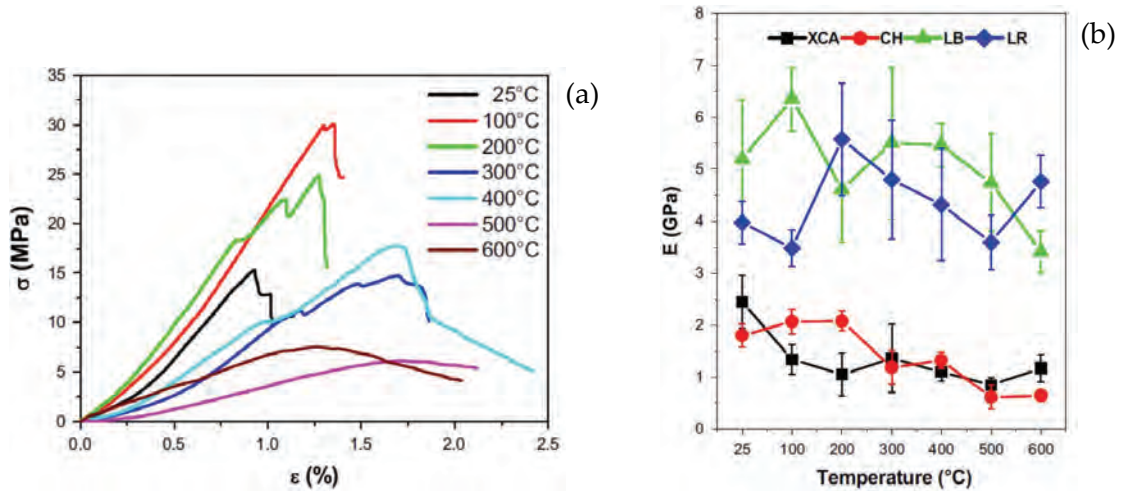


Figura 2.7. Curvas tensión-deformación (a) y modificación del módulo de elasticidad (b) en muestras de rocas calizas a distintos niveles de temperatura (González-Gómez et al. 2015).

En la investigación de Peng et al. (2016) se trabaja con muestras de mármol y tres niveles distintos de temperatura: 200, 400 y 600 °C, comprobándose que el material queda completamente desintegrado a partir de 800 °C. El tratamiento térmico se define mediante una curva de calentamiento de 10 °C por minuto, manteniéndose la temperatura objetivo durante 4 horas antes del enfriamiento. En la Fig. 2.8.a se observan las curvas tensión-deformación a los diferentes niveles de temperatura indicados. En la Fig. 2.8.b se representan los descensos obtenidos en la resistencia a compresión y en el módulo de elasticidad, con caídas del orden del 40% y 80% respectivamente a 600 °C.

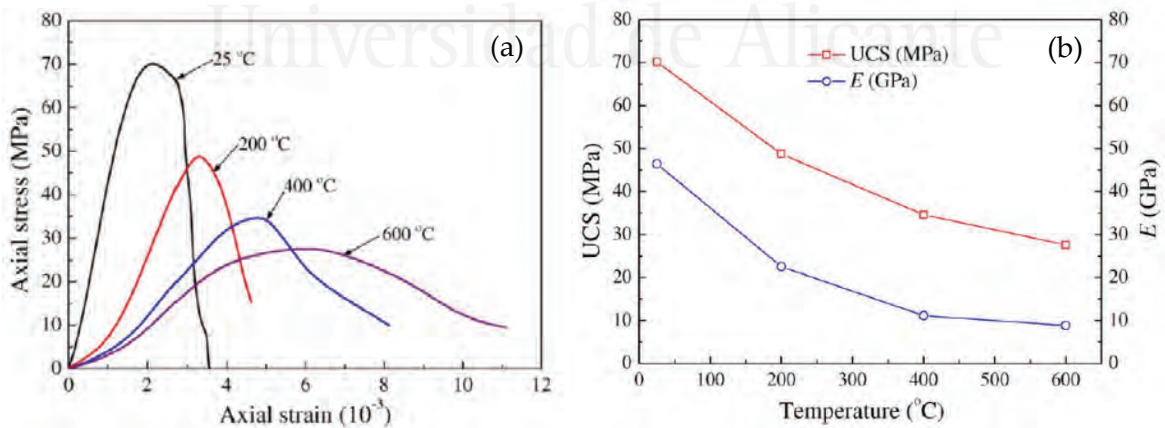


Figura 2.8. Curvas tensión-deformación (a) y descenso de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad (b) en muestras de mármol en función de la temperatura (Peng et al. 2016).

La investigación publicada recientemente por Kumari et al. (2017) resulta interesante, pues es uno de los pocos trabajos, junto con el anteriormente citado de Brotons et al. (2013),

en el que se analiza la influencia del proceso de enfriamiento en la roca. En este caso se trabaja con probetas de granito de pequeñas dimensiones que se someten a niveles de temperatura de 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 y 800 °C. Las muestras se calientan en un horno eléctrico a una velocidad de 5 °C por minuto, se mantienen durante 2 horas a la temperatura objetivo y finalmente se dejan enfriar lentamente o se sumergen en agua fría para generar un descenso brusco de temperatura en el material. En otras series se realiza el ensayo de compresión simple a la temperatura objetivo, es decir, sin enfriamiento, para lo cual se emplea una prensa especial equipada con un horno que mantiene la temperatura durante todo el proceso y hasta la rotura de la muestra. Los resultados obtenidos se representan en la Fig. 2.9. La resistencia a compresión sufre descensos importantes, mucho más acusados en el caso de las probetas enfriadas bruscamente. El módulo de elasticidad muestra pérdidas significativas a partir de los 500-600 °C, con curvas similares entre los distintos tratamientos térmicos. Respecto del coeficiente de Poisson, se observa una tendencia creciente a partir de 300-500 °C, produciéndose incrementos de hasta el 50%, a los máximos niveles de temperatura alcanzados.

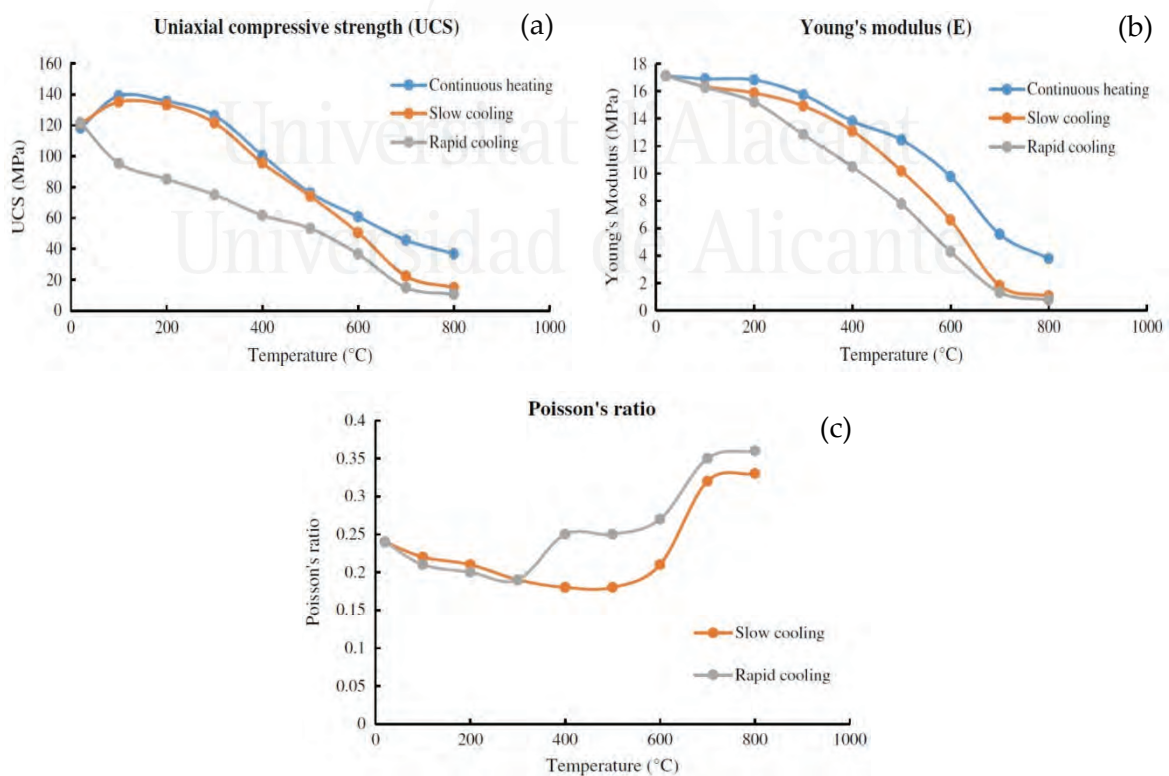


Figura 2.9. Comportamiento de probetas de granito sometidas a niveles de temperatura variables y distintos sistemas de enfriamiento: resistencia a compresión (a), módulo de elasticidad (b) y coeficiente de Poisson (c) (Kumari et al. 2017).

Resulta importante destacar que, en todos los trabajos indicados anteriormente, y en el resto de las investigaciones publicadas, el tratamiento térmico de las muestras de piedra se realiza mediante el empleo de hornos eléctricos, normalmente con gradientes de temperatura programables. Sin embargo, las referencias sobre el comportamiento de los materiales pétreos sometidos a la acción de fuego real son muy escasas y limitadas normalmente al estudio de la alteración química o mineralógica, los cambios de color o la variación de parámetros como la densidad o la porosidad del material. Respecto de la modificación de las propiedades mecánicas de las rocas expuestas a fuego real, la información disponible es prácticamente inexistente.

La publicación de Gómez-Heras et al. (2009) resulta interesante en este sentido y hace referencia a las evidentes ventajas que supone el empleo de hornos eléctricos en laboratorio: sencillez y economía en las campañas de ensayos, además de permitir la estandarización y facilitar las comparaciones con otras investigaciones. Sin embargo, la atmósfera creada en el interior del horno no refleja realmente el entorno real de una edificación durante el desarrollo de un incendio, básicamente porque el principal mecanismo de transmisión de calor es la convección en el primer caso y la radiación en el segundo. Además, los ensayos en horno no contemplan el efecto de los humos que se producen durante la combustión, cuyas partículas también pueden afectar al comportamiento del material. Obviamente el calentamiento con fuego real permitirá simular con mucha más aproximación el efecto de un incendio sobre la piedra, si bien habrá que valorar otros aspectos negativos, especialmente la aleatoriedad entre diferentes ensayos.

Chakrabarti et al. (1996) estudian los efectos del fuego sobre los materiales pétreos en algunos edificios históricos del Reino Unido afectados por incendios. Los análisis se centran fundamentalmente en el aspecto visual del material, modificaciones en el color, cambios químicos y mineralógicos y estudio de alteraciones físicas (fisuración, desprendimientos, delaminación superficial, etc.). El incendio de la iglesia de St. Michael (Newquay) se prolongó durante tres horas y se estima que la piedra pudo alcanzar temperaturas del orden de 300 °C en algunas zonas. Aunque se trata de niveles de temperatura relativamente bajos desde el punto de vista de la resistencia de la piedra, tal y como se ha comentado a lo largo de este apartado, fueron suficientes para producir fisuras

y desprendimientos de hasta 3 cm de profundidad que llegaron a reducir la sección transversal de algunas columnas en un 25% aproximadamente, obligando a la reposición completa de estos elementos con nuevo material.

Hajpál et al. (2002) presentan una investigación en la que se referencia el efecto del fuego sobre la piedra tras los incendios sufridos por algunos edificios en Hungría y Alemania. Nuevamente los estudios se centran fundamentalmente en los cambios de color y en los daños observados a nivel de fisuras, desprendimientos, pérdidas de material y desintegración superficial. Resulta interesante comprobar como los elementos pétreos sufren niveles de deterioro variables dentro del mismo edificio, debido a los gradientes de temperatura que se producen durante el incendio entre las zonas expuestas más calientes y las zonas protegidas más frías, o entre los elementos más delgados, que sufren una mayor velocidad de calentamiento, y los más masivos, que permanecen a menor temperatura. Estos gradientes generan complejos estados tensionales en la piedra que, evidentemente, no pueden simularse mediante ensayos de laboratorio con probetas y hornos eléctricos.

El trabajo de Koca et al. (2006) resulta muy interesante, presentando la investigación realizada tras el incendio de la escuela secundaria Mithatpasa Technical Junior High School en la ciudad de Esmirna (Turquía), en el año 1997. Se analizan dos columnas de mármol afectadas por el fuego, cuya duración se prolongó aproximadamente durante dos horas, alcanzándose temperaturas del orden de 700 °C en el interior del edificio. Se estudia el comportamiento mecánico de la piedra afectada, para lo cual se extraen dos grupos de muestras correspondientes a las caras de las columnas expuestas al fuego y a las caras protegidas, respectivamente. También se toman muestras del material intacto, que se someten a diferentes niveles de temperatura (hasta 700 °C) mediante horno eléctrico en laboratorio. Los resultados de los ensayos de compresión uniaxial reflejan descensos de resistencia del orden del 25%, estimándose que la temperatura real alcanzada por la piedra pudo oscilar en torno a 500 °C. Para ello se comparan los valores obtenidos en las muestras afectadas por el fuego con la curva proporcionada por los ensayos de laboratorio. Algunas de las muestras tomadas en las columnas afectadas se vuelven a someter a distintos niveles de temperatura, comprobándose que el material se desintegra a partir de 300 °C, lo que pone de manifiesto que la piedra queda seriamente dañada tras el incendio y que

difícilmente podría soportar nuevamente la acción de un fuego. En estas mismas series se analiza el comportamiento elástico de la roca, detectándose descensos importantes en el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, siguiendo las tendencias comentadas anteriormente en otras investigaciones.

Brotons et al. (2014) proponen una metodología interesante para el estudio de muestras de Piedra de San Julián sometidas a fuego real, presentando los resultados de una prueba sencilla realizada únicamente con dos probetas. El ensayo se realiza en las instalaciones del Consorcio Provincial de Bomberos de la Diputación de Alicante. En un contenedor destinado a pruebas y entrenamiento de los bomberos se prepara un fuego real mediante la ignición de material combustible, monitorizándose el control de la temperatura en el interior del recinto mediante una cámara termográfica que registró temperaturas máximas del orden de 600 °C, si bien en una de las muestras (emplazada a 1 m de altura) se alcanzaron 350 °C, mientras que en la otra (a 2 m de altura) se llegó hasta los 520 °C. Comparando los resultados con otros ensayos previos, se detectan descensos entre un 9 y un 30% en la resistencia a compresión y entre un 20 y un 60% en el módulo de elasticidad, si bien estos valores deben tomarse con prudencia, dado el reducido número de muestras analizadas. No obstante, el procedimiento empleado se tomará como base para el desarrollo de los ensayos a fuego real de la presente tesis, corrigiendo y mejorando algunos aspectos, tal y como se detallará más adelante.

2.3. LA PÉRDIDA DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PÉTREOS EXPUESTOS A LA HUMEDAD

Otra de las líneas de trabajo que se propone en esta tesis requiere una investigación previa acerca del comportamiento de los materiales pétreos en función del contenido de humedad, por lo que se revisan a continuación algunos estudios relevantes publicados por diferentes investigadores. Nuevamente se centra la atención en aquellos trabajos que analizan el comportamiento mecánico de las rocas y la variación de sus propiedades elásticas en muestras secas y saturadas o con niveles de humedad intermedios, prestándose un interés especial a los estudios sobre pétreos de características similares a la Piedra de San Julián.

Hawkins y McConnell (1992) presentan una exhaustiva investigación en la que estudian 35 rocas areniscas tomadas de diferentes regiones del Reino Unido. Se trabaja con probetas cilíndricas de 55 mm de diámetro en todos los casos en series de 4 ejemplares, estudiándose el comportamiento de muestras secas, completamente saturadas y con niveles intermedios de humedad. En todas las series ensayadas se detecta un descenso en la resistencia a compresión de la piedra, de mayor o menor entidad en función de su naturaleza. Las mayores caídas de resistencia alcanzan el 78% en algunas series completamente saturadas y las mínimas apenas superan el 8%, siendo el descenso medio del 32% considerando todas las series ensayadas. En la Fig. 2.10.a se representan las pérdidas de resistencia obtenidas, pudiéndose comprobar en líneas generales que las mayores reducciones se producen en las rocas más débiles. En la Fig. 2.10.b se muestran las curvas tensión-deformación en una de las series ensayadas con muestras secas (D) y completamente saturadas (S), observándose claramente los descensos de resistencia y rigidez del material. Resulta interesante comprobar como en la mayoría de los casos la curva tensión-deformación de las muestras saturadas presenta una mayor concavidad en su tramo inicial, debido a la presencia de agua en los poros del material que aumenta la presión sobre las fases sólidas e incrementa la deformación a niveles reducidos de tensión. La variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad también es objeto de estudio en esta investigación, detectándose descensos más o menos acusados en todas las series ensayadas.

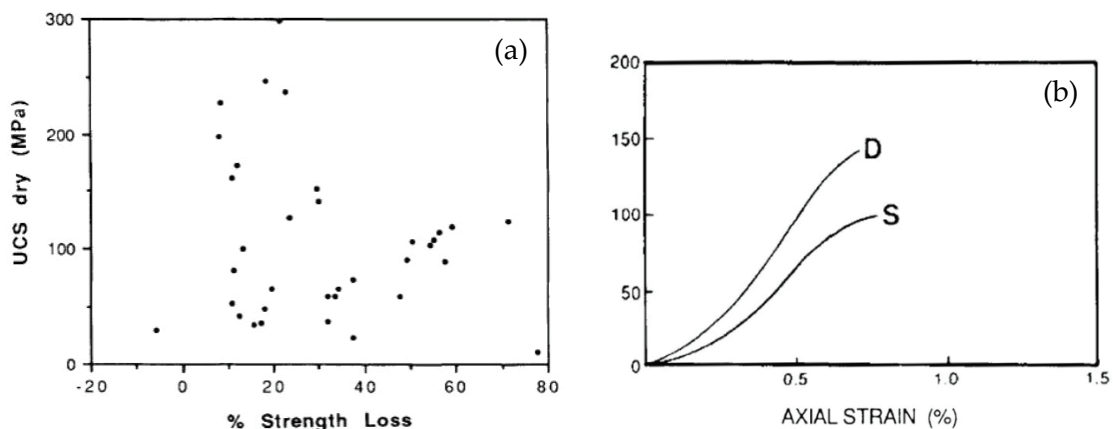


Figura 2.10. Reducción de la resistencia a compresión (%) de diferentes tipos de rocas areniscas completamente saturadas (a) y curvas tensión-deformación en una de las series ensayadas (b) (Hawkins y McConnell 1992).

Los resultados de la investigación de Hawkins y McConnell (1992) son retomados posteriormente por Vászárhelyi y Ván (2006), presentando un interesante análisis estadístico de los datos. Sin entrar en las diferentes relaciones matemáticas que se obtienen, pues exceden de los objetivos de la presente tesis, puede observarse en la Fig. 2.11.a la tendencia definida por la resistencia a compresión de la piedra, obteniéndose un descenso medio aproximado del 25% en las muestras saturadas respecto de las secas. En la Fig. 2.11.b se representa la reducción de la resistencia a compresión en función del contenido en agua, comprobándose que en la mayoría de las rocas estudiadas la mayor parte del descenso se produce a niveles moderados de humedad, estabilizándose las resistencias por debajo del 40-50%. Este aspecto resulta de gran interés desde el punto de vista de los ensayos que se proponen en esta tesis, pues no son previsibles desviaciones importantes en los resultados aunque no se trabaje con las muestras saturadas al 100%.

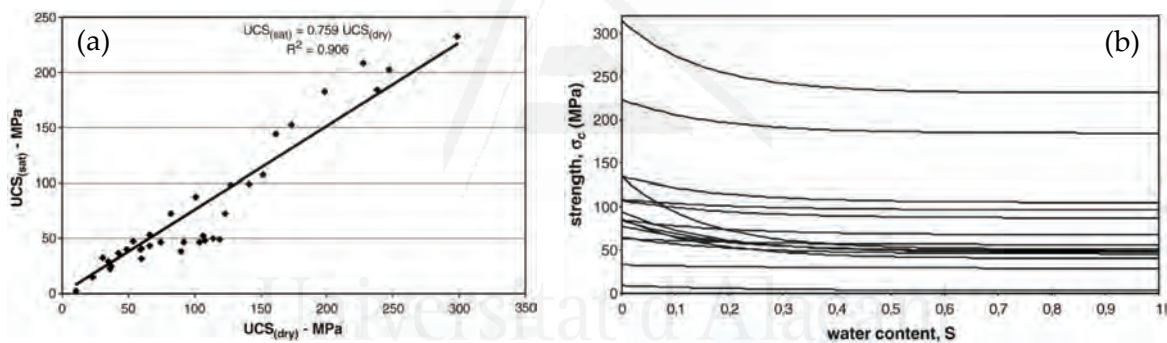


Figura 2.11. Resistencia a compresión de muestras secas frente a saturadas (a) y descenso de la resistencia en función del contenido de humedad (b) (Vászárhelyi y Ván 2006).

Erguler y Ulusay (2009) trabajan con rocas tomadas de 17 regiones distintas de Turquía. Se ensaya una considerable cantidad de muestras a compresión simple, en series secas y saturadas mediante dos procedimientos distintos: inmersión en campana de vacío e inundación a presión atmosférica y almacenamiento en cámara de curado a un 90-100% de humedad relativa. Los resultados obtenidos se visualizan de una manera muy clara en el histograma de la Fig. 2.12, donde se representan los descensos de resistencia y el contenido de humedad de las muestras saturadas para las diferentes rocas estudiadas. El valor medio de dichos descensos se sitúa en torno al 64%, muy superior al obtenido en las investigaciones de Hawkins y McConnell (1992), resultando muy significativas algunas reducciones de hasta el 90% con contenidos muy bajos de humedad (basta observar la

primera de las series reflejada en el gráfico). En esta investigación también se analiza la alteración del módulo de elasticidad del material en las muestras saturadas, presentando descensos más o menos significativos en todas las series ensayadas.

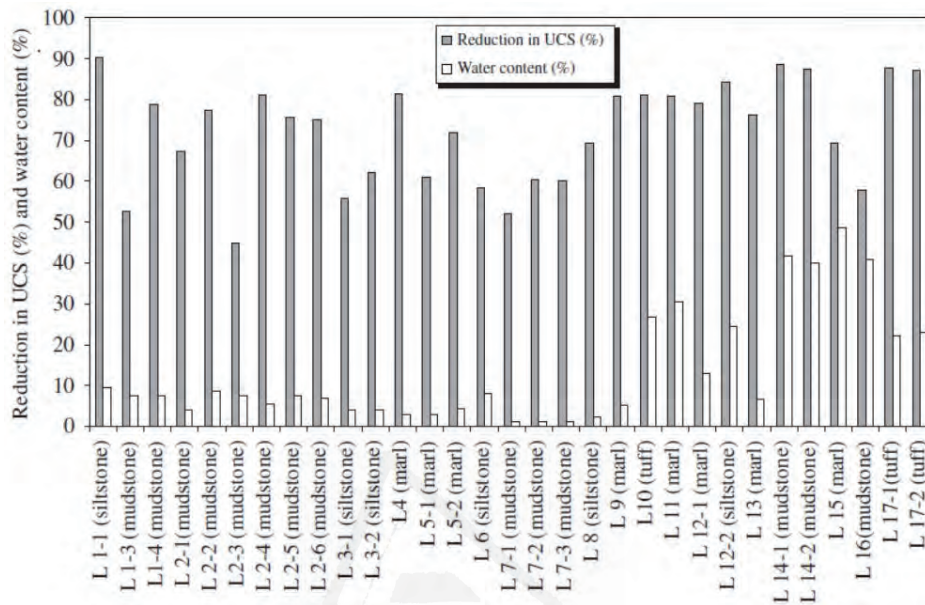


Figura 2.12. Descenso de la resistencia a compresión y contenido de humedad en muestras saturadas de diferentes rocas (Erguler y Ulusay 2009).

Török y Vásárhelyi (2010) estudian muestras de travertino tomadas de la cantera que ha proporcionado el material con el que están construidos buena parte de los edificios históricos de la ciudad de Budapest (Hungría). Se trabaja con probetas de 55 mm de diámetro y dos tipos de roca diferentes, un travertino denso (o masivo) de baja porosidad y un travertino laminado mucho más poroso, que se representan respectivamente mediante triángulos o cuadrados en los gráficos de la Fig. 2.13. La relación entre la resistencia a compresión de las probetas secas frente a las saturadas (Fig. 2.13.a) presenta una tendencia bastante homogénea, con un descenso medio del orden del 12%, claramente inferior a los resultados obtenidos en las investigaciones referenciadas anteriormente. Una de las conclusiones más interesantes de este trabajo es la propuesta de estimación de la resistencia a compresión del material a través del ensayo de ultrasonidos, lo que permite aplicar una técnica no destructiva para determinar tan importante propiedad. En la Fig. 2.13.b se representan las curvas ajustadas a las series de muestras secas y saturadas, apreciándose dispersiones relativamente moderadas y pudiéndose comprobar que la resistencia a compresión se reduce claramente en las rocas húmedas, presentando descensos mucho más

acusados las muestras del material más débil. Evidentemente esta técnica no sustituye al ensayo de compresión uniaxial, pero sí puede resultar muy útil, por ejemplo, a la hora de seleccionar el mejor material en la cantera.

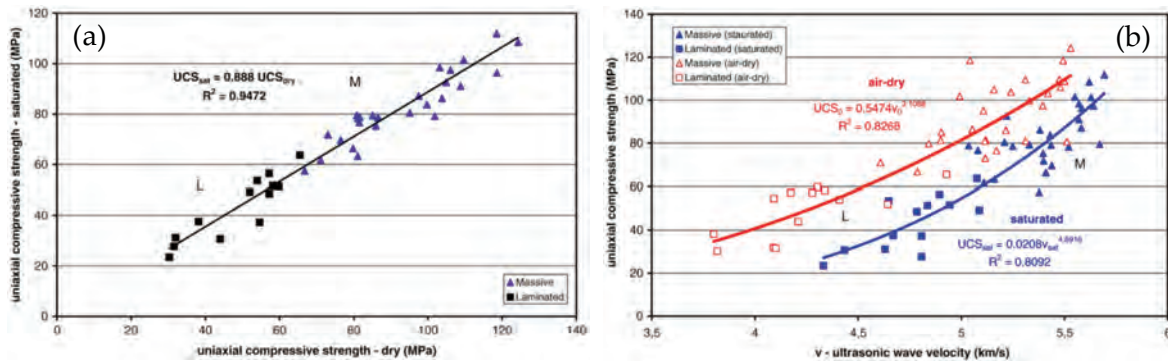


Figura 2.13. Relación entre las resistencia a compresión de muestras de travertino secas y saturadas (a) y estimación de la tensión de rotura en función de la velocidad de las ondas ultrasónicas (b) (Török y Vásárhelyi 2010).

La investigación de Verstryngge et al. (2014) se considera interesante, pues se trabaja con distintos tipos de roca arenisca de baja resistencia y elevada porosidad, de características muy similares a la Piedra de San Julián, objeto de la presente tesis. Las muestras proceden de la reconstrucción de una pequeña iglesia en la localidad de Meldert, al noroeste de la ciudad de Bruselas (Bélgica). Los ensayos se realizan sobre muestras secas, completamente saturadas en campana de vacío y parcialmente saturadas mediante inmersión en agua a presión atmosférica durante 30 minutos o 24 horas, comprobándose que mediante este procedimiento el contenido en agua oscila entre el 42 y el 65% respecto de los ejemplares saturados al 100%. En la Fig. 2.14.a se muestran los resultados de los ensayos de ultrasonidos, pudiéndose apreciar que las velocidades de propagación de las ondas son mayores en el material de mayor calidad (Bru) y se reducen notablemente en las piedras más blandas y porosas (LD). Además, puede comprobarse como las diferencias entre las muestras secas y saturadas son prácticamente inapreciables en el primer caso, mostrándose mucho más acusadas en las muestras de menor calidad. En la Fig. 2.14.b se presentan las curvas tensión-deformación correspondientes a algunas de las series ensayadas, obteniéndose descensos entre un 40 y 60% en la resistencia a compresión de las rocas saturadas y observándose reducciones más o menos significativas en el módulo de elasticidad del material.

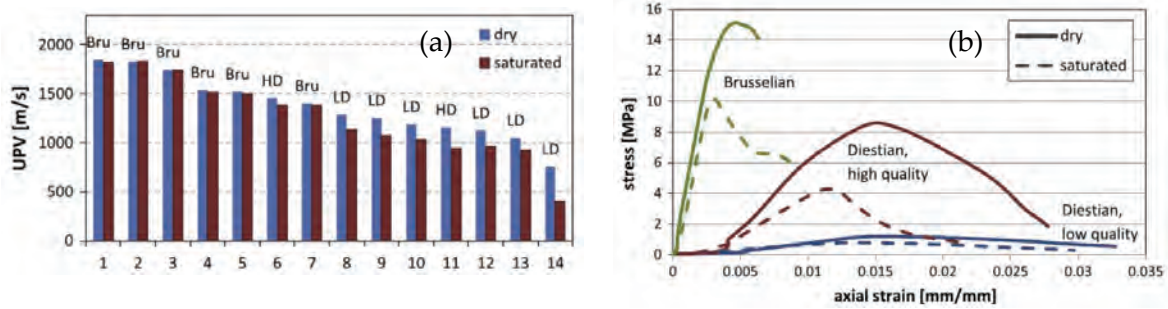


Figura 2.14. Resultados del ensayo de ultrasonidos (a) y curvas tensión-deformación (b) en muestras secas y saturadas (Verstryngte et al. 2014).

Zhou et al. (2016) trabajan también con roca arenisca en series de probetas de 4 ejemplares que se someten a dos tratamientos distintos: saturación de las muestras y análisis con niveles de humedad variables hasta el completo secado y proceso inverso, es decir, se parte de las muestras secas y se va incrementando progresivamente el contenido de humedad. En ambos procesos se trabaja con 4 niveles de saturación diferentes: 0%, 1%, 2% y 3.5%, para lo cual se controla el peso de las muestras y, además, se emplea una novedosa técnica mediante resonancia magnética que permite evaluar con precisión el contenido de agua en el interior de los poros del material. Los ensayos a compresión simple (Fig. 2.15) ponen de manifiesto nuevamente descensos en la resistencia de la roca a medida que aumenta el contenido de humedad, con reducciones máximas en torno al 30%, sin observarse diferencias significativas entre los dos procedimientos empleados. Respecto del módulo de elasticidad, se obtienen descensos máximos del 20%, algo más acusados durante el proceso de secado de las muestras húmedas.

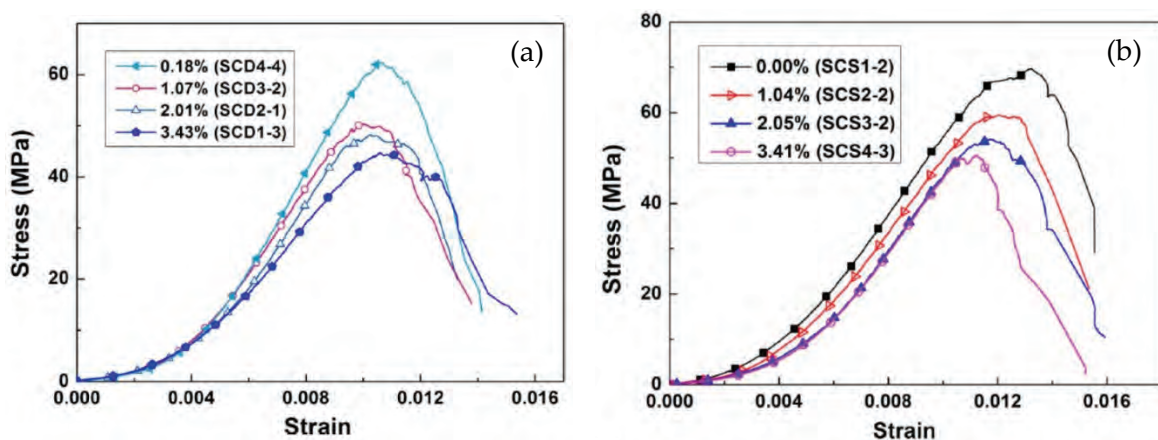


Figura 2.15. Curvas tensión-deformación de rocas con distintos contenidos de humedad; proceso de secado de muestras húmedas (a) y proceso de saturación de muestras secas (b) (Zhou et al. 2016).

2.4. MATERIALES COMPUESTOS APLICADOS AL REFUERZO DE ESTRUCTURAS

2.4.1. Aspectos generales

Un material compuesto es aquel que se forma mediante dos o más fases, de tal manera que sus propiedades y comportamiento están diseñados para resultar superiores al de sus componentes actuando por separado. Generalmente una de las fases es un material discontinuo dispuesto en forma de fibras y embebido en la otra fase, en forma de matriz aglutinante. El resultado es un material ligero, de elevada capacidad mecánica y muy adecuado para el refuerzo de elementos estructurales.

Se trata de materiales de reciente aparición. Vienen empleándose desde hace 30 o 40 años principalmente en la industria aeronáutica, naval o del automóvil, aunque las primeras pruebas en el ámbito de las estructuras de edificación y obra civil se desarrollan en Suiza a mediados de los años 80. Durante los años 90 comienzan a comercializarse algunos sistemas de refuerzo por parte de distintas firmas comerciales en países como Estados Unidos, Alemania o Japón y, a finales de dicha década, se realizan las primeras intervenciones en nuestro país. El empleo de este tipo de materiales en el ámbito de la construcción se ha incrementado considerablemente en los últimos años, debido fundamentalmente a la reducción de los precios y a un mejor conocimiento de sus propiedades y comportamiento estructural.

Entre las principales ventajas que ofrecen estos materiales, pueden destacarse las siguientes:

- Elevada resistencia y rigidez con un peso muy reducido. Se trata de materiales con resistencias superiores a la del acero con densidades similares a la madera.
- Resistencia a la corrosión. Son materiales muy estables e inalterables a largo plazo, y que apenas requieren mantenimiento.
- Control total de su composición química interna, lo que permite optimizar y adaptar sus propiedades a cada situación particular.

- Materiales aptos para la producción de elementos de geometrías complejas y fácilmente adaptables en obra.
- Facilidad de transporte y puesta en obra, dada su ligereza, lo que repercute en la reducción de medios y plazos de ejecución.
- Materiales fácilmente trabajables y de sencillo ensamblaje mediante pegado.
- Los refuerzos ejecutados con este tipo de productos no incrementan las cargas sobre la estructura ni modifican las rigideces originales de sus elementos, al contrario que ocurre con otras técnicas de intervención.

No obstante, es preciso hacer constar también algunos de los principales inconvenientes que presentan estos sistemas:

- Mayor coste de materias primas y de instalaciones de producción. A igualdad de resistencia, son materiales más caros que el acero ordinario, aunque más baratos que el aluminio o el acero inoxidable.
- La resistencia térmica es el punto débil del sistema, pues las resinas empleadas son muy vulnerables al calor y pierden sus propiedades a partir de 60-80 °C, temperaturas que se alcanzan rápidamente durante un incendio. Para resolver esta cuestión pueden adoptarse dos estrategias diferentes: por un lado, proceder a la aplicación de un sistema de protección al fuego para asegurar el cumplimiento de la normativa en vigor; por otro lado, comprobar en situación accidental (incendio) si la capacidad resistente del elemento estructural es satisfactoria, sin contar con el efecto del refuerzo. En los últimos años se han desarrollado notablemente los morteros de base cementosa reforzados con mallas, resultando precisamente una de las grandes ventajas de estos sistemas su estabilidad frente a la acción del fuego, como se explicará un poco más adelante.
- Respecto de la durabilidad, la experiencia en el uso de este tipo de materiales se remonta a unos 25 años, por lo que no se conoce con certeza su comportamiento a largo plazo. No obstante, existen numerosos estudios basados en ensayos de envejecimiento acelerado que avalan durabilidades por encima de los 50 años.

- Los materiales compuestos presentan, en general, rotura frágil. Este aspecto implica la adopción de mayores coeficientes de seguridad en la fase de diseño y cálculo.
- Son materiales sensibles a los ambientes con cambios bruscos de humedad o a la acción de los rayos ultravioleta, por lo que precisan la aplicación de capas protectoras en determinadas circunstancias.
- Los impactos, roces o actos vandálicos pueden llegar a despegar o deteriorar seriamente los refuerzos realizados con este tipo de materiales, por lo que puede resultar recomendable su protección mediante alguna capa de acabado en caso de intervenciones que vayan a quedar accesibles.
- Se trata, en general, de materiales no reciclables.

En la actualidad existen dos sistemas diferentes aplicados al refuerzo de estructuras de edificación u obra civil: los polímeros reforzados con fibras (**FRP**, del inglés *Fiber Reinforced Polymer*) y los morteros de base cementosa reforzados con mallas (**FRCM**, del inglés *Fabric-Reinforced Cementitious Matrix*, también denominados **TRM**, *Textile Reinforced Mortars*). Se presentan en los siguientes apartados las principales características de los diferentes sistemas indicados, para lo cual se han consultado algunas de las normas y guías de diseño más relevantes: ACI 440.2R-17 (2017), ACI 549.4R-13 (2013), CNR-DT 200 R1/2013 (2013), TR-55 (2013), FIB Bulletin N° 14 (2001) y Guide for Composites, Gurit (2017).

2.4.2. Polímeros reforzados con fibras (FRP)

2.4.2.1. Características del material

Los FRP son materiales compuestos formados por una determinada cantidad de fibras de elevadas prestaciones embebidas en una matriz de resina. Las fibras soportan la mayor parte de los esfuerzos, mientras que la matriz permite la transferencia de tensiones entre ellas, además de servir de protección frente a las condiciones ambientales o agentes mecánicos que pudieran dañarlas o desgastarlas. Normalmente estas resinas poseen una buena resistencia a la compresión y las fibras aportan elevadas resistencias a tracción. La combinación entre ambas fases da como resultado un material con un excelente comportamiento mecánico, que se adhiere externamente al elemento a reforzar.

Comercialmente, los FRP se suministran en forma de laminados prefabricados, en los que el producto se presenta completamente acabado mediante un proceso industrializado (Fig. 2.16.a), o en forma de tejidos de fibras que se impregnan con la resina de forma manual para fabricar el material compuesto in situ (Fig. 2.16.b).

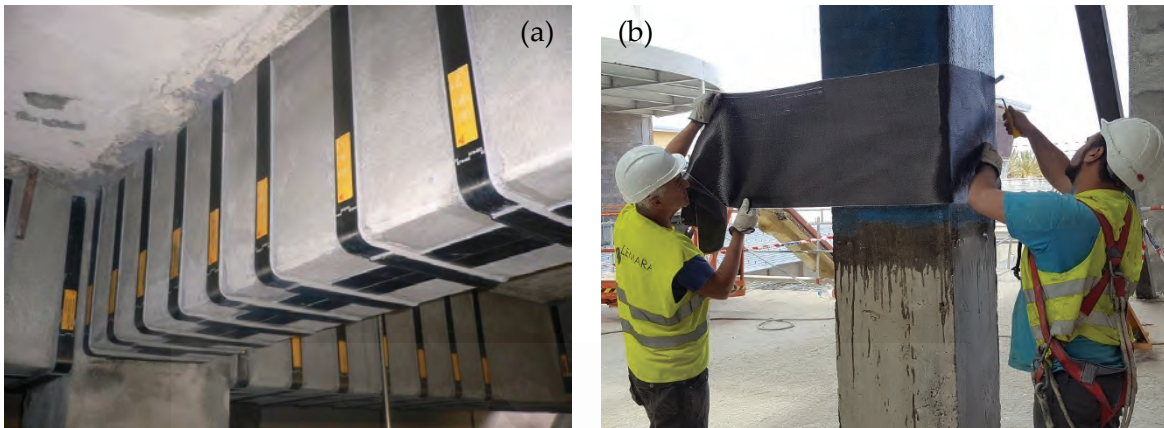


Figura 2.16. Refuerzos a flexión y cortante en vigas de hormigón con laminados prefabricados (a) (Sika) y detalle de ejecución del refuerzo de un pilar por confinamiento mediante tejidos de fibras de carbono aplicados in situ (b) (Lemara Restauraciones, S.L.).

Los laminados prefabricados se producen en factoría con elevados controles de calidad y los procesos de fabricación permiten mayores relaciones fibra/resina, por lo que se obtienen generalmente las máximas prestaciones en el material compuesto. Las piezas resultantes pueden ser lineales o tomar otras formas en función del refuerzo requerido y el procedimiento de ejecución en obra se limita a adherir dichas piezas al elemento a reforzar mediante la aplicación de las resinas adecuadas.

Respecto de los tejidos, se presentan normalmente en forma de rollos con las fibras orientadas en una o varias direcciones. El material compuesto se fabrica in situ mediante la aplicación manual de la matriz de resina, por lo que la calidad del refuerzo depende en gran medida de la pericia de los operarios y del control de ejecución, que debe ser mucho más estricto en este caso. Obviamente este sistema resulta mucho más versátil y adaptable en obra a diferentes situaciones o geometrías más o menos complejas.

Uno de los parámetros que más influye en el comportamiento de los FRP es la fracción en volumen o en peso de fibras respecto de la matriz de resina. En el caso de los laminados prefabricados esta relación oscila normalmente entre el 40-60%, reduciéndose a valores del orden del 20-40% en el caso de los tejidos saturados in situ.

Otro de los parámetros importantes que determina las propiedades de estos materiales es la geometría y disposición de las fibras de dentro de la matriz de resina. Al contrario que ocurre con materiales isótropos como el acero, los materiales compuestos presentan un comportamiento claramente anisótropo, es decir, sus propiedades varían en función de la dirección considerada.

2.4.2.2. Tipos de fibras y resinas

Las fibras más empleadas en la actualidad para la fabricación de este tipo de materiales son fundamentalmente de tres tipos: fibras de carbono, de vidrio o de aramida, siendo las primeras las más utilizadas en el campo del refuerzo de estructuras, dadas sus mayores prestaciones mecánicas.

Las **fibras de carbono** son fibras sintéticas que se obtienen a partir de diferentes compuestos químicos ricos en carbono mediante un proceso de estiramiento e hilado, tras el cual se aplica un proceso de carbonización a temperaturas muy elevadas. El resultado es una fibra de extraordinaria capacidad mecánica. Generalmente las fibras de carbono se clasifican en función de su módulo de elasticidad como fibras de módulo estándar (hasta 265 GPa), módulo intermedio (entre 265 y 320 GPa) y módulo elevado (por encima de 320 GPa), si bien estas últimas se emplean en situaciones con exigencias mecánicas muy importantes y no son de uso frecuente en la industria de la construcción. En la Fig. 2.17 se muestra un ejemplo de tejido unidireccional (a) y bidireccional (b) fabricado con este tipo de fibras.

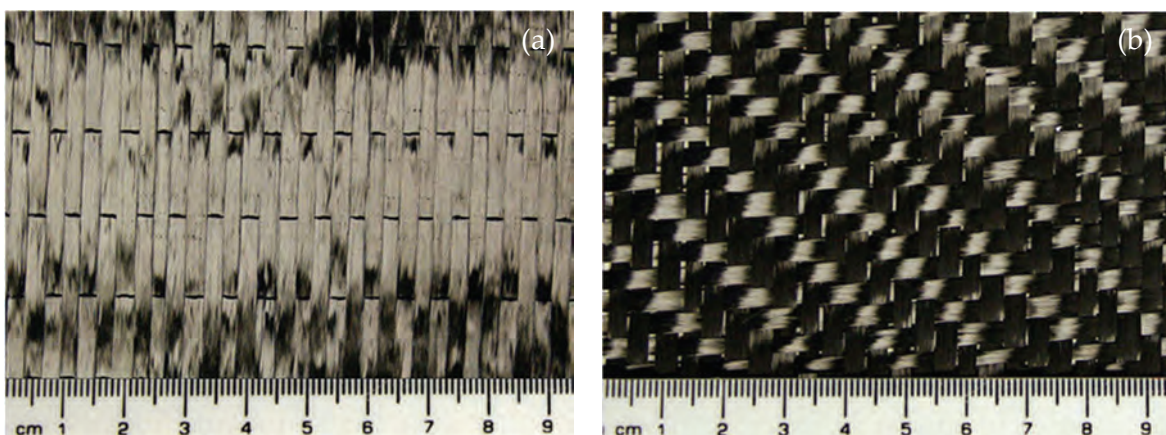


Figura 2.17. Tejido unidireccional (a) y bidireccional (b) de fibras de carbono (Gurit Composite Technologies).

Las **fibras de vidrio** (Fig. 2.18) se utilizan principalmente para fabricar productos moldeados, empleándose mucho menos en el campo del refuerzo de estructuras, dadas sus menores prestaciones mecánicas. Se fabrican a partir de diferentes minerales que se funden a elevadas temperaturas y, en forma líquida, se someten a un proceso de enfriamiento rápido para obtener los filamentos. De entre todas las fibras que se encuentran en el mercado son las más económicas, por lo que uno de sus campos de aplicación más interesantes es la fabricación de materiales compuestos híbridos, combinándose con fibras de carbono a fin de optimizar la relación calidad/precio de los productos resultantes.

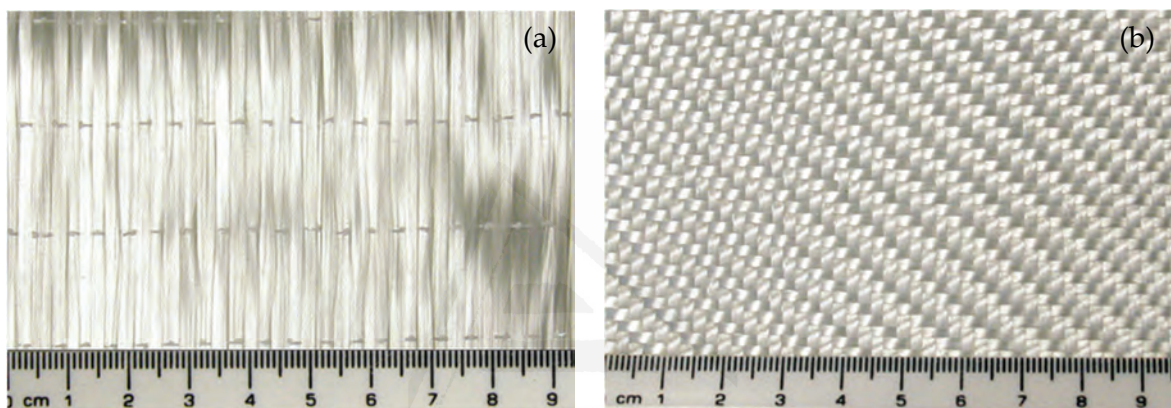


Figura 2.18. Tejido unidireccional (a) y bidireccional (b) de fibras de vidrio (Gurit Composites Technologies).

Las **fibras de aramida** (Fig. 2.19) son fibras orgánicas derivadas del petróleo que fueron introducidas en 1972 bajo el nombre comercial “Kevlar”, empleándose inicialmente en la fabricación de elementos de protección militar y cables de alta capacidad. Normalmente son materiales que no se emplean en el sector de la construcción, reservándose su uso a aplicaciones específicas en otras industrias como la aeronáutica.

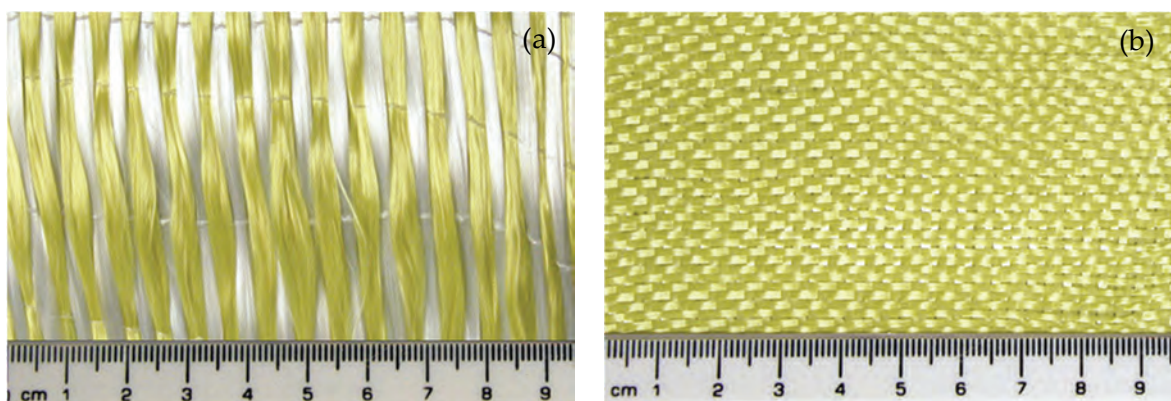


Figura 2.19. Tejido unidireccional (a) y bidireccional (b) de fibras de aramida (Gurit Composite Technologies).

Respecto de las resinas, frecuentemente llamadas polímeros, en el mercado se encuentran productos de diferente composición química, aunque fundamentalmente se emplean las resinas de poliéster, éster vinílico y, sobre todo, las resinas epoxi.

Las **resinas de poliéster** son las más económicas y pueden ser formuladas para cubrir un amplio rango de propiedades en función de su aplicación concreta, pudiéndose obtener materiales de diferente resistencia y ductilidad. Otra ventaja que ofrecen estas resinas es su baja viscosidad y los reducidos tiempos de curado, si bien su principal problema es la retracción que sufren al endurecer.

Las **resinas de éster vinílico** ofrecen mejores propiedades que las anteriores y son mucho más resistentes frente a la exposición a ambientes agresivos o en presencia de humedad. En términos generales, presentan mejor comportamiento mecánico y mayor resistencia al impacto y a la fatiga. Entre sus principales inconvenientes, su coste más elevado y la retracción en fase de curado, similar a la sufrida por las resinas de poliéster.

Las **resinas epoxi** son, sin duda, las que presentan mejores propiedades, por lo que resultan las más empleadas en el caso del refuerzo de elementos estructurales. Aunque son los productos más caros, han demostrado ser las matrices que mejor impregnan las fibras y proporcionan mayores adherencias. Entre sus principales ventajas cabe destacar sus mejores prestaciones mecánicas, su resistencia y durabilidad en condiciones ambientales adversas, su reducida (o casi nula) retracción durante el proceso de curado o su capacidad de endurecimiento bajo amplios rangos de temperatura y humedad.

2.4.2.3. Propiedades mecánicas

Las fibras presentan, en general, un comportamiento elástico y lineal con rotura frágil a tensiones muy elevadas. Las resinas, en cambio, responden según comportamientos mucho más dúctiles, con deformaciones plásticas muy importantes previas a la rotura. La combinación entre ambas fases proporciona un material compuesto de alta capacidad mecánica, donde suele predominar el comportamiento frágil de la fase fibrosa. En la Fig. 2.20.a se representan cualitativamente las curvas tensión-deformación de un FRP y de sus fases por separado. Cabe insistir en la idea de que la resistencia y rigidez del material compuesto vienen determinadas por la relación fibras/resina, según se ha comentado con

anterioridad. En este sentido, las propiedades del FRP pueden estimarse de manera aproximada en base a la contribución de cada uno de sus componentes, método que se conoce normalmente como regla de las mezclas:

$$P_{FRP} = P_F V_F + P_M V_M \quad (2.2)$$

donde: P_{FRP} representa una determinada propiedad del material compuesto

P_F y P_M son las propiedades de las fibras y la matriz, respectivamente

V_F y V_M son las fracciones volumétricas de las fibras y la matriz, respectivamente

$$V_F + V_M = 1$$

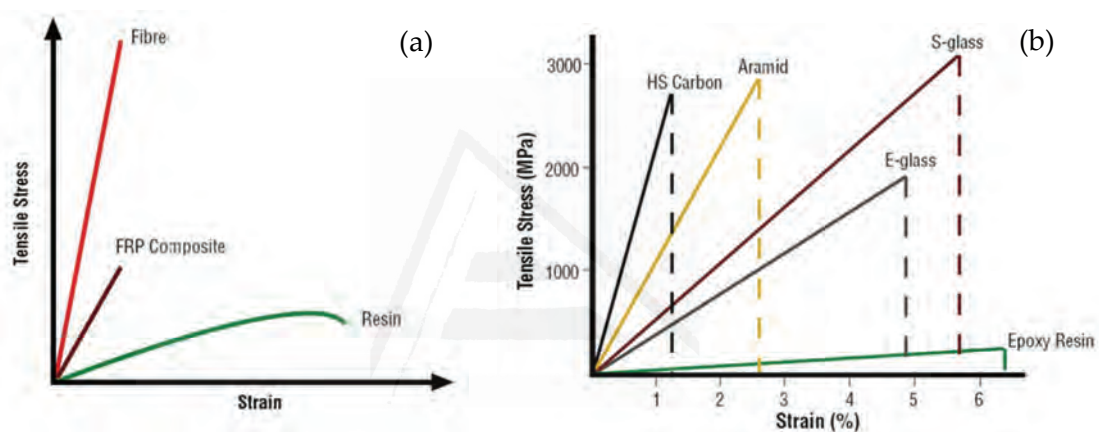


Figura 2.20. Diagrama tensión-deformación característico en un FRP (a) y comportamiento de diferentes tipos de fibras y resina epoxy (b) (Gurit Composite Technologies).

En la Fig. 2.20.b se muestran los diagramas tensión-deformación característicos de diferentes tipos de fibras junto con el de la resina epoxy. Cabe destacar el comportamiento elástico y lineal de las fibras y su rotura frágil a tensiones elevadas, lo que implica normalmente la necesidad de incrementar los coeficientes de seguridad al trabajar con este tipo de materiales, como se detallará más adelante. Se observa como las fibras de vidrio presentan deformaciones de rotura mucho más elevadas que las de carbono o aramida, en un entorno de resistencias similares. Este aspecto resulta de vital importancia a la hora de seleccionar las resinas a emplear, que deberán ser compatibles con las elongaciones de las fibras para conseguir las máximas prestaciones del material compuesto.

En la Tabla 2.2 se resumen las principales propiedades mecánicas de las fibras empleadas habitualmente en la fabricación de los materiales compuestos para el refuerzo de estructuras, según datos proporcionados por ACI 440.2R-17 (2017).

Tabla 2.2. Principales propiedades de las fibras empleadas para la fabricación de los FRP (ACI 440.2R-17 (2017)).

Tipo de fibra	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Alargamiento en rotura (%)
Carbono ⁽¹⁾	2050 - 3790	220 - 240	1.2
Carbono ⁽²⁾	3790 - 4820	220 - 240	1.4
Carbono ⁽³⁾	1720 - 3100	340 - 520	0.5
Vidrio ⁽⁴⁾	1860 - 2680	69 - 72	4.5
Aramida	3440 - 4140	69 - 83	2.5

⁽¹⁾ Fibras de carbono de módulo estándar.

⁽²⁾ Fibras de carbono de módulo estándar y alta resistencia.

⁽³⁾ Fibras de carbono de módulo elevado.

⁽⁴⁾ Fibras de vidrio tipo E.

Como puede comprobarse, las fibras alcanzan resistencias considerables en todos los casos, muy superiores a las de otros materiales estructurales como el acero (con tensiones de rotura entre 360 y 470 MPa en los aceros laminados empleados normalmente en estructuras de edificación y obra civil). En cuanto al módulo de elasticidad, se observa como las fibras de carbono presentan valores mucho más elevados que las de vidrio o aramida, siendo una de las principales razones por la que la mayor parte de los productos que se comercializan para el refuerzo de estructuras se fabriquen con fibras de carbono y matriz de resina epoxi. Respecto de los alargamientos en rotura, se alcanzan los máximos valores en el caso de las fibras de vidrio, como se mostraba claramente en la Fig. 2.20.b comentada con anterioridad.

En la Tabla 2.3 se presentan las características de algunos materiales compuestos fabricados con diferentes tipos de fibras y matriz de resina epoxi, según datos tomados de ACI 440.2R-17 (2017) a partir de la información proporcionada por distintos fabricantes. Los valores indicados están basados en productos con un contenido en fibras entre el 40 y el 60% y un espesor medio del laminado de 2.5 mm aproximadamente. Se consideran dos tipos de tejidos en todos los casos: unidireccionales (0°) y bidireccionales (0-90°). En la tabla se incluyen, además, las características de otros materiales de uso habitual como el acero S275 o el aluminio de la serie 6000 (aleación de aluminio, magnesio y silicio, la más frecuente para la fabricación de chapas y perfiles estructurales), a fin de poder establecer las

comparaciones oportunas. Desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis, los valores indicados deben tomarse con prudencia, pues al trabajarse con materiales compuestos con la matriz aplicada in situ, las relaciones fibras/resina resultarán inferiores (del orden del 20 al 40%, según se ha comentado con anterioridad).

Tabla 2.3. Propiedades mecánicas de FRP fabricados con distintos tipos de fibras y matriz de resina epoxi, espesor de laminado medio de 2.5 mm y contenido en fibras entre el 40 y el 60% (ACI 440.2R-17 (2017)).

Tipo de FRP	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Alargamiento en rotura (%)
CFRP 0° ⁽¹⁾	1020 - 2080	100 - 140	1 - 1.5
CFRP 0-90° ⁽²⁾	700 - 1020	55 - 76	1 - 1.5
GFRP 0° ⁽³⁾	520 - 1400	20 - 40	1.5 - 3
GFRP 0-90° ⁽⁴⁾	520 - 1020	14 - 34	2 - 3
AFRP 0° ⁽⁵⁾	700 - 1720	48 - 68	2 - 3
AFRP 0-90° ⁽⁶⁾	280 - 550	28 - 34	2 - 3
Acero S275	430	210	> 15
Aluminio	150 - 300	110 - 250	6 - 16

⁽¹⁾ Fibras de carbono de módulo estándar y alta resistencia + resina epoxi (tejido unidireccional).

⁽²⁾ Fibras de carbono de módulo estándar y alta resistencia + resina epoxi (tejido bidireccional).

⁽³⁾ Fibras de vidrio tipo E + resina epoxi (tejido unidireccional).

⁽⁴⁾ Fibras de vidrio tipo E + resina epoxi (tejido bidireccional).

⁽⁵⁾ Fibras de aramida + resina epoxi (tejido unidireccional).

⁽⁶⁾ Fibras de aramida + resina epoxi (tejido bidireccional).

Como puede comprobarse, el material compuesto con fibras de carbono y matriz de resina epoxi es el que ofrece mejor comportamiento mecánico, llegando a multiplicar por 4 la tensión de rotura del acero. Los compuestos de fibra de vidrio presentan, en general, los valores más moderados. Analizando los módulos de elasticidad, se observa que en los materiales compuestos los valores descienden considerablemente respecto de los indicados para las fibras en seco (Tabla 2.2), como consecuencia de los reducidos módulos que aportan las matrices (entre 2 y 4 MPa). Este efecto se amplifica en los tejidos que se impregnan in situ, donde se reduce la relación fibras/resina. Respecto de los alargamientos en rotura, se pone de manifiesto el comportamiento frágil del material, frente a los metales como el acero o el aluminio, con grandes deformaciones plásticas previas a la rotura.

2.4.3. Morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM)

Las técnicas de refuerzo mediante morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM o TRM) comienzan a desarrollarse a finales de los años 90, pero no es hasta bien entrada la primera década del siglo XXI cuando se van introduciendo progresivamente en la industria de la construcción, debido fundamentalmente a la escasez de investigaciones realizadas y a la ausencia de reglamentos o guías de diseño en las que apoyarse. De hecho, hay que esperar hasta el año 2013 para la publicación de la primera normativa de referencia que regula este tipo de refuerzos, la ACI 549.4R-13. Se trata, por consiguiente, de sistemas mucho menos estudiados y de uso poco extendido, hasta el momento, en comparación con los polímeros reforzados con fibras (FRP).

Los FRCM son materiales compuestos basados en una matriz inorgánica de base cementosa que, al contrario que ocurre con las matrices poliméricas de los FRP, no es capaz de impregnar completamente las fibras. Por esta razón se sustituyen los tejidos por mallas, más o menos tupidas y generalmente bidireccionales, que quedan embebidas entre dos capas de mortero, aunque las fibras individualmente permanecen secas dentro de cada grupo de filamentos que componen dichas mallas.

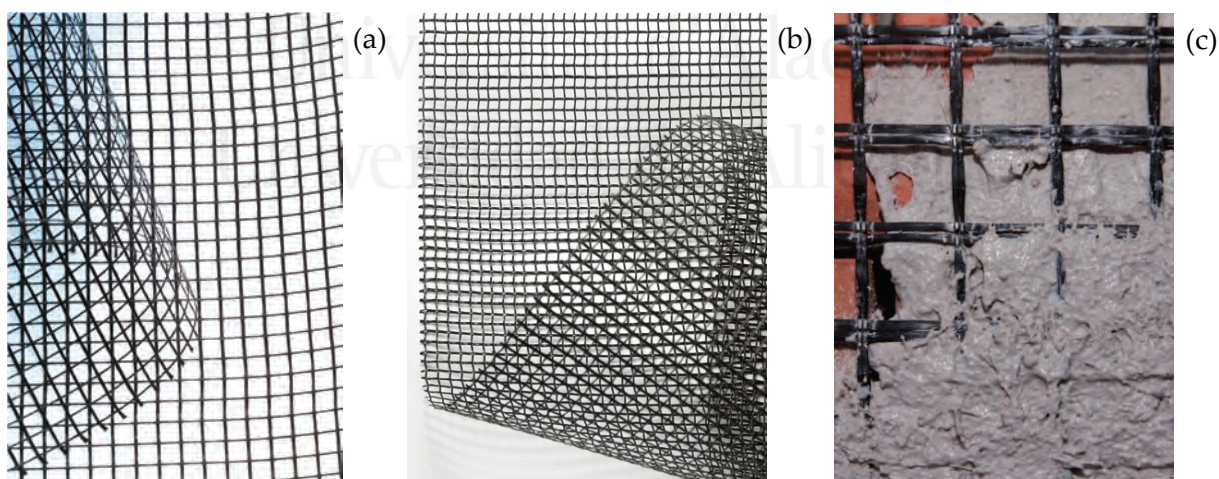


Figura 2.21. Ejemplos de mallas fabricadas con fibras de vidrio (a) o basalto (b) empleadas habitualmente en los refuerzos con FRCM y detalle del proceso de puesta en obra (c) (Mapei).

Las mallas más empleadas para este tipo de refuerzos se fabrican, sobre todo, a partir de fibras de vidrio o basalto, aunque también se encuentran en el mercado mallas confeccionadas con fibras de carbono, aramida y otros materiales, e incluso híbridas,

mezclándose fibras de distintos tipos. La cantidad de filamentos en cada haz y la separación entre ellos pueden controlarse de manera independiente en cada dirección de la malla, condicionando estos aspectos la capacidad mecánica del tejido resultante y el grado de penetración del mortero a través de los huecos. En la Fig. 2.21 pueden observarse algunos ejemplos de las mallas empleadas habitualmente y un detalle de su puesta en obra con la matriz cementosa aplicada in situ.

Entre las principales ventajas que presentan este tipo de refuerzos frente a los FRP, cabe destacar las siguientes:

- Mayor compatibilidad con las propiedades químicas, físicas y mecánicas de los elementos estructurales a reforzar, generalmente de hormigón, ladrillo, piedra o mampostería.
- En general se trata de materiales más económicos y que presentan mayor facilidad de puesta en obra, empleándose técnicas y herramientas tradicionales que no requieren gran especialización.
- El carácter poroso de la matriz cementosa permite la transpiración del sustrato, al contrario que ocurre con las matrices poliméricas de los FRP, que generan una barrera impermeable. Esta propiedad es muy interesante en caso de intervenciones en elementos afectados por la humedad, situación habitual en el arranque de algunos soportes en contacto con el terreno, por ejemplo.
- El comportamiento en caso de incendio es una de las principales ventajas que presentan estos sistemas. Los morteros de base cementosa alcanzan una resistencia al fuego mucho más elevada que las resinas empleadas en los FRP, como se ha comentado anteriormente, por lo que en muchas intervenciones pueden funcionar perfectamente sin necesidad de protecciones adicionales.
- Otra propiedad interesante es la reversibilidad de este tipo de refuerzos. Al contrario que ocurre con los FRP, las capas de mortero pueden ser fácilmente eliminadas en un futuro si es necesario, y sin alterar apenas las condiciones del sustrato original. Esta característica puede resultar muy conveniente en caso de intervenciones en edificios de gran valor histórico o arquitectónico.

Sin embargo, el principal inconveniente que presentan estos materiales es el comportamiento mecánico, mucho más discreto que el de los FRP, por lo que su campo de aplicación en el ámbito del refuerzo estructural tiene bastantes limitaciones. Desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis, y como se comprobará más adelante, no son sistemas demasiado eficaces para el refuerzo de elementos comprimidos mediante la técnica del confinamiento.

Para determinar las propiedades mecánicas de los FRCM se fabrican probetas rectangulares que se ensayan a tracción según el procedimiento indicado en AC434 (2017). Resulta muy importante controlar con atención el proceso de ejecución de dichas probetas, a fin de evitar dispersiones excesivas en los resultados, debiéndose vigilar aspectos como la perfecta alineación de las mallas en el interior de los moldes, la homogeneidad en las proporciones malla/mortero entre los diferentes ejemplares, el proceso de mezclado, compactación y curado del mortero, etc.

El comportamiento mecánico de estos materiales es muy diferente al explicado en el apartado anterior para el caso de los FRP. En los polímeros reforzados con fibras se obtiene una respuesta elástica y lineal, alcanzándose resistencias muy elevadas y deformaciones de rotura reducidas, propias del comportamiento frágil del material. Los FRCM presentan, en cambio, una curva tensión-deformación muy distinta, que se representa de forma idealizada en la Fig. 2.22, si bien la respuesta real de las probetas ensayadas puede diferir notablemente, como se comprobará después.

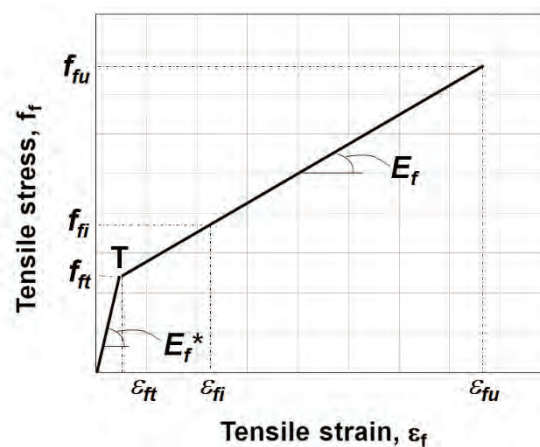


Figura 2.22. Curva tensión-deformación característica de una probeta de FRCM ensayada a tracción (AC434 (2017)).

Como puede observarse en la Fig. 2.22, el material responde inicialmente en régimen elástico y lineal hasta que se produce la fisuración de la matriz cementosa (punto de transición T). A partir de este punto se genera una transferencia de las tensiones a la malla de refuerzo y se desarrolla una segunda rama, mucho más tendida, hasta que se produce la rotura de la pieza como consecuencia del agotamiento a tracción de las fibras. Las deformaciones en rotura son muy notables y propias de un comportamiento mucho más dúctil. Es importante caracterizar en el ensayo los siguientes parámetros del material:

- Módulo de elasticidad de la pieza intacta (E_r^*).
- Módulo de elasticidad de la pieza fisurada (E_f).
- Tensión de rotura (f_{tu}).
- Alargamiento en rotura (ϵ_{tu}).
- Tensión correspondiente al punto de transición T (f_{tt}).
- Deformación correspondiente al punto de transición T (ϵ_{tt}).

Para concluir este apartado, se resumen en las Tablas 2.4 y 2.5 las principales propiedades de diferentes mallas fabricadas con fibras de vidrio, basalto y carbono, así como algunos morteros empleados en refuerzos con FRCM, según ACI 549.4R-13 (2013) a partir de datos proporcionados por distintos fabricantes.

Tabla 2.4. Características de distintas mallas para FRCM fabricadas con fibras de vidrio, basalto y carbono (ACI 549.4R-13 (2013)).

		Tipo de fibras		
		Vidrio	Basalto	Carbono
Características de las fibras	Tensión de rotura (MPa)	1280	2600 - 4800	3790 - 4900
	Módulo de elasticidad (GPa)	72	85 - 89	230 - 255
	Alargamiento en rotura (%)	1.8	3	1.6 - 1.9
Características de la malla	Gramaje (g/m^2)	225	220 - 250	202 - 270
	Área resistente (mm^2/m) ⁽¹⁾	35.27	31.50 - 38.91	51.37 - 63.20
	Resistencia a tracción (kN/m) ⁽¹⁾	45	60 - 82	240 - 252

⁽¹⁾ Datos proporcionados por metro de anchura de malla.

Tabla 2.5. Características de algunos morteros de base cementosa empleados en refuerzos con FRCC (ACI 549.4R-13 (2013)).

	Morteros			
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
Resistencia a compresión a 28 días (MPa)	18	> 15	> 20	> 30
Resistencia a flexión a 28 días (MPa)	8	6	> 3.5	> 4
Módulo de elasticidad a 28 días (MPa)	8000	10000	7000	7000

2.5. REFUERZO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS POR CONFINAMIENTO

Entre las diferentes técnicas de intervención en rehabilitación estructural, una de las más habituales es el refuerzo por confinamiento de soportes comprimidos. El mecanismo de confinamiento se basa en coartar la dilatación transversal por efecto Poisson del elemento sometido a compresión, del tal forma que dicho elemento permanece bajo un estado triaxial de tensiones. Este estado tensional incrementa la resistencia a compresión de la pieza confinada al reducirse las tensiones tangenciales en el interior del material, como está sobradamente demostrado.

El efecto del confinamiento en elementos sometidos a compresión es bien conocido y ampliamente investigado desde hace años. Los primeros estudios al respecto se remontan a comienzos del siglo XX, resultando muy destacadas las investigaciones de Richart, Brandtzaeg y Brown (1928 y 1929), que analizaron el incremento de resistencia y ductilidad de piezas cilíndricas de hormigón mediante confinamiento por presión hidrostática o refuerzo con espirales de acero. Muchos años después, Mander et al. (1988) desarrollan un modelo teórico para predecir el comportamiento de piezas de hormigón confinadas con estribos o espirales de acero, tanto de sección circular como rectangular, modelo que ha servido de base para la mayoría de las investigaciones publicadas posteriormente.

La introducción de los materiales compuestos en la industria de la construcción ha hecho posible el desarrollo de nuevas técnicas de confinamiento con este tipo de productos, demostrando en muchas ocasiones una mayor eficacia que los sistemas tradicionales de refuerzo. Tal y como se ha explicado anteriormente, los materiales compuestos exhiben una relación tensión-deformación elástica y lineal hasta la rotura, con elevadas resistencias a

tracción y sin experimentar la plastificación que sufren otros materiales como el acero más allá de su límite elástico. Por ejemplo, con un nivel suficiente de confinamiento, un elemento de hormigón encamisado con FRP alcanza simultáneamente su máxima resistencia y deformación de rotura, con incrementos generalmente muy elevados en ambos casos. En el caso del confinamiento con chapa de acero, sin embargo, el efecto del zunchado no es tan eficaz a niveles de tensión elevados, debido a la fluencia que sufre este material.

2.5.1. Técnicas de refuerzo

Las técnicas de refuerzo de soportes comprimidos por confinamiento que suelen emplearse en la actualidad se basan, generalmente, en la aplicación de alguno de los siguientes sistemas: refuerzo con elementos metálicos, refuerzo con encamisados de hormigón o refuerzo con materiales compuestos. Desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis, se prestará especial atención a este último caso. Para ampliar la información relativa a los refuerzos con acero u hormigón puede consultarse, por ejemplo, la Monografía M-29 de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (2016) o las publicaciones de Regalado (1999) y Regalado et al. (2016). Se analizan a continuación, y de forma somera, las principales características de cada uno de los sistemas indicados.

2.5.1.1. Refuerzo con elementos metálicos

Una de las técnicas de refuerzo más empleadas se basa en el zunchado exterior del soporte mediante chapas o perfiles de acero. El refuerzo puede ser continuo, en forma de chapas que cubran por completo la superficie expuesta del soporte, o discontinuo, bien a base de angulares dispuestos en las esquinas y unidos por presillas transversales, o bien a base de anillos cerrados y separados entre sí. Los refuerzos continuos resultan más eficaces, pues proporcionan un mayor volumen de confinamiento; sin embargo, son menos empleados en la práctica porque la ejecución y el ajuste de las chapas resulta más complicado y, sobre todo, porque consumen mayor cantidad de acero. En la Fig. 2.23 se muestran algunos ejemplos de soportes reforzados mediante este procedimiento.

Uno de los aspectos que más condiciona la eficacia del refuerzo es el ajuste entre el soporte y los elementos metálicos que conforman el encamisado, que debe ser lo más preciso posible. Para ello se emplean frecuentemente morteros sin retracción o ligeramente

expansivos, a fin de garantizar el máximo contacto. El efecto del confinamiento puede mejorarse precalentando las chapas o presillas antes de proceder a su soldadura, para aprovechar el efecto de la contracción del metal al enfriarse. También puede mejorarse notablemente la eficacia del zunchado mediante confinamientos activos diseñándose, por ejemplo, sistemas atornillados que permitan ejercer una presión controlada sobre el soporte a reforzar.



Figura 2.23. Ejemplos de soportes reforzados con perfiles y chapas de acero.

Entre las diferentes ventajas que presentan los refuerzos realizados con perfiles y chapas de acero, cabe destacar la rapidez de ejecución, el bajo coste de los materiales y el reducido espesor adicional que aportan, en comparación con los encamisados de hormigón. Además, se trata de refuerzos que pueden ser puestos en carga de manera inmediata, al contrario que ocurre con el resto de los sistemas estudiados, por lo que resultan técnicas muy adecuadas en caso de intervenciones en situaciones de emergencia. Como principales inconvenientes cabe mencionar que los elementos metálicos requieren protección contra la corrosión y, sobre todo, contra el fuego, lo que obliga normalmente a la aplicación de capas protectoras. Por otro lado, la eficacia del refuerzo resulta muy variable y depende en gran medida de la calidad de la ejecución, determinada esencialmente por la cualificación de la mano de obra. Además, resulta complicado asegurar la transmisión de esfuerzos entre tramos de soportes de plantas consecutivas, especialmente en caso de momentos flectores elevados, lo que puede conseguirse con mayor facilidad mediante encamisados de hormigón con armaduras pasantes.

2.5.1.2. Refuerzo con encamisados de hormigón

El confinamiento mediante encamisados de hormigón consiste básicamente en la ejecución de un anillo perimetral de hormigón armado, de 5 a 10 cm de espesor, incluyendo armaduras de refuerzo tanto longitudinales como transversales. Dada su naturaleza, son refuerzos prácticamente impensables a la hora de abordar intervenciones en edificaciones de interés histórico o arquitectónico construidas con piedra, objeto principal de la presente tesis. En la Fig. 2.24 pueden observarse algunas intervenciones realizadas en soportes de hormigón armado.



Figura 2.24. Ejemplos de ejecución de encamisados de hormigón.

Las armaduras longitudinales deben anclarse del orden de 20 a 25 cm en ambos extremos mediante taladros e inyección con resinas epoxi. Cuando el refuerzo afecta a varias plantas, puede darse continuidad a las armaduras mediante taladros pasantes a través de los forjados, inyectándose igualmente resina epoxi en su interior. Respecto de los estribos, es habitual reducir su separación tanto en la base como en la coronación, a fin de reforzar de manera especial las zonas más solicitadas del soporte. Es recomendable, en cualquier caso, colocar sobreabundancia de estribos, pues colaboran de manera muy importante en el incremento de capacidad portante del pilar original al aumentar el nivel de confinamiento.

La puesta en obra del hormigón puede hacerse de diferentes formas. La más habitual consiste en la colocación de un encofrado y el vertido del hormigón por la parte superior del mismo. Normalmente se emplean hormigones de consistencia fluida y tamaños de árido

reducidos, a fin de evitar la aparición de coqueras. También puede ejecutarse el recrecido sin encofrado, bien mediante la técnica del gunitado (hormigón proyectado) o bien mediante la aplicación manual de morteros de reparación en capas sucesivas hasta lograr el espesor deseado. Independientemente del método utilizado, resulta conveniente un tratamiento previo de la superficie del soporte a reforzar mediante picado, limpieza y aplicación de una capa de resina epoxi adhesiva como puente de unión entre el sustrato y el hormigón del refuerzo. En caso de soportes de sección rectangular, es recomendable redondear o achaflanar las esquinas a fin de aumentar el efecto del confinamiento, como se explicará más adelante.

Entre las principales ventajas que ofrecen los encamisados de hormigón, destaca su gran eficacia respecto a otros métodos de refuerzo. Además, no se precisa mano de obra especialmente cualificada ni materiales o medios de coste elevado. Los refuerzos pueden quedar vistos y, generalmente, no precisan protección contra la corrosión o frente al fuego. Por otro lado, son los únicos sistemas que permiten la transmisión de esfuerzos entre tramos de plantas consecutivas. Entre los principales inconvenientes cabe destacar el incremento de sección que sufre el soporte reforzado y la modificación de su rigidez original, que no es despreciable como ocurre con otros sistemas de refuerzo, lo que puede alterar la distribución de esfuerzos en caso de estructuras hiperestáticas. Otro de los grandes inconvenientes que presentan estos refuerzos es que los plazos de puesta en carga vienen condicionados por el endurecimiento del hormigón. Y, tal y como se ha apuntado con anterioridad, cabe insistir en la idea de que se trata de intervenciones visualmente muy agresivas, por lo que resulta prácticamente inviable plantear este tipo de refuerzos en edificios históricos construidos con piedra, que constituyen el objeto fundamental de esta investigación.

2.5.1.3. Refuerzo con materiales compuestos

La aparición de los materiales compuestos en el campo de la rehabilitación y refuerzo de estructuras ha introducido la posibilidad de reforzar soportes por confinamiento de una manera muy sencilla y eficaz. El procedimiento consiste básicamente en envolver el soporte mediante encamisados realizados in situ con los diferentes tipos de materiales que se han presentado en apartados anteriores. Habitualmente los refuerzos se disponen de forma

continua, cubriendo por completo el fuste del soporte, aunque también pueden plantearse refuerzos discontinuos en forma de espirales o bandas horizontales separadas entre sí. La mayor eficacia se consigue con las fibras orientadas perpendicularmente a la directriz del soporte, de tal manera que trabajen en la dirección del máximo esfuerzo al coartar la dilatación transversal por efecto Poisson.

Otro sistema de refuerzo, mucho menos empleado, consiste en la colocación de camisas prefabricadas que se llevan a obra en forma de una o dos piezas que se cierran sobre el pilar y se unen mediante pegado. La prefabricación de la camisa proporciona un material más fiable y homogéneo, aunque resulta más complicado su ajuste sobre el pilar y limita en gran medida la adaptabilidad en formas y dimensiones. Para asegurar el contacto entre la camisa y el soporte debe inyectarse una resina o mortero sin retracción que elimine cualquier holgura.

El proceso constructivo debe seguir, básicamente, las etapas que se explican a continuación, ilustrándose el caso habitual del confinamiento de pilares con tejidos de fibras de carbono y matriz de resina epoxi (los morteros de base cementosa reforzados con mallas siguen un procedimiento similar, aunque con algunas particularidades que se explicarán más adelante):

- 1) Las superficies a tratar deben estar totalmente secas y en perfectas condiciones, debiéndose eliminar todo resto de manchas, suciedad o elementos desprendidos o mal adheridos. En caso necesario se procederá al tratamiento del sustrato mediante aire comprimido, chorro de arena, chorro de agua a alta presión o se aplicarán métodos manuales como cepillado, repicado o abujardado.
- 2) En caso de existencia de fisuras, coqueras o zonas cóncavas, se aplicarán productos específicos para su inyección o relleno, de tal manera que la superficie de trabajo resulte perfectamente regular y homogénea.
- 3) En caso de soportes de sección cuadrada o rectangular, deberán redondearse o achaflanarse las esquinas para garantizar un nivel de confinamiento adecuado y prevenir la rotura prematura del encamisado. Habitualmente se trabaja con radios de curvatura mínimos del orden de 20 a 30 mm.

- 4) Para la preparación de la resina deberán respetarse estrictamente las indicaciones del fabricante. Generalmente se trabaja con resinas bicomponente, cuya dosificación y tiempos de mezclado y utilización es preciso controlar. La resina deberá extenderse en una fina capa mediante llana, espátula, rodillo o brocha, en función de su viscosidad. En ocasiones puede resultar necesaria la aplicación de una imprimación previa sobre la superficie del soporte, a fin de garantizar una correcta adherencia con el refuerzo.
- 5) Sobre la capa de resina fresca se colocará el tejido de fibras, respetándose los solapes mínimos establecidos por el fabricante en la dirección de las mismas (normalmente se prescriben longitudes de solape entre 100 y 200 mm, en función del tipo de fibras). El tejido debe quedar perfectamente embebido en la matriz, para lo cual se aplica presión mediante un rodillo ranurado especial en la dirección de las fibras de manera que la resina fluya a través de ellas y pueda eliminarse cualquier pliegue o burbuja de aire ocluido. A medida que se presiona con el rodillo se aplica una segunda capa de resina, que deberá quedar homogéneamente repartida en toda la superficie del encamisado.
- 6) En caso de tener que aplicarse capas adicionales de tejido, deberá hacerse de manera inmediata y antes de que la resina comience el proceso de endurecimiento (del orden de 1 hora en condiciones ambientales normales), incorporándose una nueva mano de resina y repitiendo el proceso. Si no es posible aplicar las nuevas capas de tejido de manera inmediata, deberán transcurrir al menos 12 horas antes de volver a colocar otra mano de resina fresca. Cuando se dispongan dos o más capas de tejido, deberá controlarse que los solapes no coincidan en la misma vertical.
- 7) Para mejorar el acabado superficial del refuerzo se puede aplicar finalmente una nueva capa de resina y, en estado fresco, proceder a espolvorear algún producto como arena de cuarzo, a fin de materializar una capa protectora de mayor dureza.

En la Fig. 2.25 pueden observarse algunas fases del procedimiento descrito, para el caso del refuerzo de un pilar rectangular de hormigón armado con tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi: aplicación de la capa inicial de resina sobre la superficie

del soporte previamente regularizada y con las esquinas redondeadas (a); colocación de los tejidos con las fibras orientadas en dirección horizontal y con solapes verticales de 200 mm y horizontales de 50 mm, aplicándose presión mediante rodillo ranurado metálico (b); detalle de aplicación de la resina con rodillo de pelo corto, dada su viscosidad (c); segunda mano de resina y aspecto del soporte terminado antes de recibir el acabado final (d).

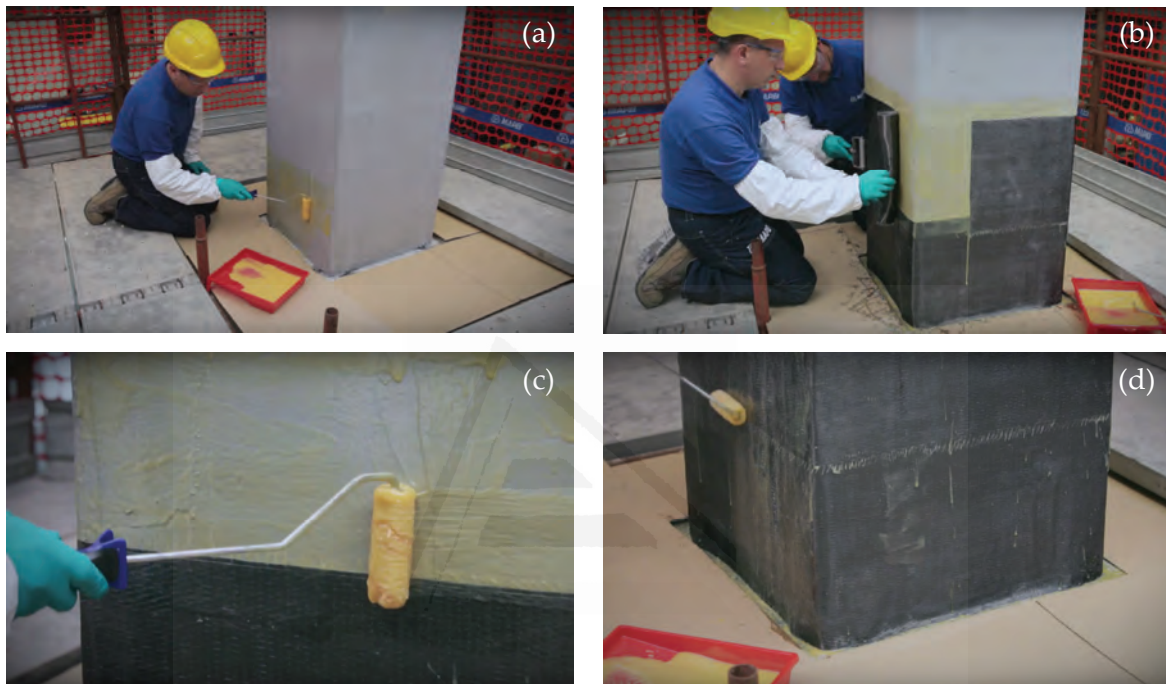


Figura 2.25. Procedimiento de refuerzo de un soporte de hormigón armado con FRP (Mapei).

De las tres técnicas que se han presentado, es obvio que el zunchado con materiales compuestos ofrece ventajas muy claras frente a los refuerzos con elementos metálicos o encamisados de hormigón, destacando su gran ligereza, lo que facilita enormemente el suministro, acopio y manipulación de materiales en la obra. En el caso frecuente del refuerzo de pilares en el interior de edificios ocupados, el proceso constructivo ocasiona muchas menos molestias a los usuarios (ruidos, vibraciones, suciedad, etc.) y precisa menos espacio, por lo que puede resultar muy interesante en zonas de difícil acceso. Además, la dimensión inicial de los soportes reforzados apenas se ve modificada, al contrario que ocurre con el resto de los sistemas estudiados.

Entre los principales inconvenientes, como ya se ha apuntado en anteriores apartados, la necesidad de proteger los refuerzos frente al fuego, pues las resinas empleadas son muy vulnerables al calor (aspecto que mejoran notablemente los morteros de base

cementosa reforzados con mallas). Por otro lado, es preciso indicar que el precio de los materiales es considerablemente superior al del acero o el hormigón que se emplean en el resto de los sistemas, si bien el coste total por soporte reforzado no resulta tan diferente, dada la importante reducción de mano de obra y plazos de ejecución. Respecto de los tiempos de puesta en carga, las resinas epoxi suelen requerir plazos de curado del orden de 7 días para su completo endurecimiento, muy inferiores a los plazos que necesita el hormigón o los morteros de base cementosa, aunque resulta evidente que estos refuerzos no pueden plantearse en situaciones de emergencia como, por ejemplo, ante la acción de un sismo, donde normalmente se precisarán intervenciones que puedan entrar en carga de manera inmediata.

2.5.2. Confinamiento de elementos comprimidos con FRP

Los primeros estudios experimentales acerca del comportamiento de elementos comprimidos reforzados por confinamiento con materiales compuestos son relativamente recientes pues, como ya se ha comentado, se trata de sistemas que vienen empleándose en el ámbito de la construcción desde hace apenas tres décadas.

En la mayoría de las investigaciones publicadas se trabaja generalmente con elementos de hormigón, analizándose todo tipo de variables, entre las que pueden destacarse las siguientes:

- Diferentes materiales de refuerzo: fibras de carbono, vidrio, aramida o mixtas, así como resinas de distinta naturaleza.
- Encamisados en forma de tubos prefabricados o tejidos aplicados in situ, con distintas orientaciones de las fibras, espesores variables y disposiciones continuas o discontinuas.
- Hormigones con distintas composiciones y resistencias, desde hormigones mal curados y de muy bajas prestaciones hasta hormigones de alta resistencia.
- Probetas de distintas geometrías (secciones circulares, cuadradas, rectangulares o elípticas); análisis de la influencia de la geometría de las esquinas en piezas prismáticas.

- Estudio de piezas de hormigón en masa o elementos reforzados con armaduras longitudinales y/o transversales.
- Análisis de diferentes estados de carga: compresión pura, flexocompresión, cargas dinámicas o cargas a largo plazo.
- Estudio de piezas confinadas con distintas esbelteces y elementos de gran formato o incluso a escala real.
- Estudio de elementos con hormigones degradados o sometidos a condiciones ambientales adversas: ciclos de hielo – deshielo, armaduras corroídas, exposición a temperaturas elevadas, etc.

A pesar de la gran producción científica acerca del comportamiento del hormigón confinado con FRP, los estudios publicados en la actualidad sobre elementos pétreos o de mampostería son mucho más escasos. Tal y como se ha comentado en la introducción de esta tesis, resulta evidente que trabajar con hormigón permite la fabricación de un número ilimitado de probetas, de cualquier tamaño y geometría, facilitando la estandarización y repetibilidad de los ensayos. La dificultad de conseguir un material natural como la piedra, en cantidad suficiente para obtener las muestras necesarias y de características homogéneas, supone un insalvable inconveniente a la hora de planificar toda investigación.

Se revisan en los siguientes apartados algunas de las principales publicaciones basadas en elementos de hormigón confinados con FRP, prestando especial atención a los trabajos más relevantes entre el notable número de investigaciones realizadas. A continuación, se revisarán los principales estudios acerca de elementos pétreos o de mampostería, como objetivo fundamental de la presente tesis, comprobándose que la información disponible en este caso es, por el momento, bastante más limitada.

2.5.2.1. Confinamiento de elementos de hormigón

Uno de los primeros estudios sobre elementos de hormigón confinados con FRP es el publicado por Nanni y Bradford (1995), en el que se trabaja con probetas cilíndricas fabricadas con hormigones de distintas resistencias, entre 35 y 45 MPa. El confinamiento se realiza mediante tres procedimientos diferentes: en primer lugar, bandas de fibras de

aramida impregnadas con resina epoxi y arrolladas en espiral con distintas separaciones; en segundo lugar, encamisados de fibras de vidrio fabricados in situ con resinas de poliéster o éster vinílico y espesores variables entre 0.3 y 2.4 mm; en tercer lugar, láminas preformadas con fibras de vidrio y aramida y resina epoxi. Los resultados ponen de manifiesto que los encamisados proporcionan un confinamiento pasivo, que se activa únicamente cuando el hormigón se fisura e intenta expandirse lateralmente, quedando coartada esta deformación por las fibras trabajando a tracción y permaneciendo el núcleo bajo un estado triaxial de tensiones de compresión. A niveles de carga moderados, el efecto del confinamiento es prácticamente nulo, debido a las reducidas deformaciones transversales previas a la rotura del hormigón. Las curvas tensión-deformación describen, en general, un comportamiento bilineal, con una zona de transición muy marcada a nivel de la tensión de rotura del hormigón sin confinar, aproximadamente. Hasta este punto, la pendiente de la curva viene determinada por el módulo de elasticidad del hormigón del núcleo, sin apreciarse ningún aporte del encamisado. Pasado dicho punto, el confinamiento queda plenamente activado por la dilatación transversal del hormigón fisurado, dependiendo la pendiente de la curva básicamente de la rigidez del FRP. En la mayoría de los casos, la rotura de las probetas se produce por el agotamiento de las fibras a tracción, con una notable degradación del núcleo de hormigón, obteniéndose importantes incrementos en la resistencia y, sobre todo, en la deformación última de la pieza reforzada. La eficacia del confinamiento resulta mucho más reducida en el caso de las probetas confinadas con las espirales más distanciadas, produciéndose el estallido del hormigón libre entre banda y banda. Respecto del encamisado con las láminas preformadas, se produjo la rotura por fallo de adherencia en las costuras de unión, mostrándose una menor capacidad de confinamiento.

Los estudios de Mirmiran y Shahawy (1997) son quizá los más interesantes y se han convertido en referente absoluto en todas las investigaciones posteriores. Se trabaja con tubos prefabricados de sección circular rellenos de hormigón, con una resistencia media de 31 MPa. Los tubos fueron fabricados con fibras de vidrio y resina de poliéster y diferentes espesores (6, 10 y 14 capas de refuerzo). En los ensayos a compresión uniaxial se comprueba que el agotamiento se produce por rotura de las fibras a tracción, generalmente en la zona

media de la pieza. La rotura es brusca, pero predecible, pues en la fase final del ensayo puede escucharse como algunas fibras rompen a tracción y, además, aparecen zonas de color blanco que los autores atribuyen a un fenómeno de delaminación del material compuesto inmediatamente antes del agotamiento del encamisado.

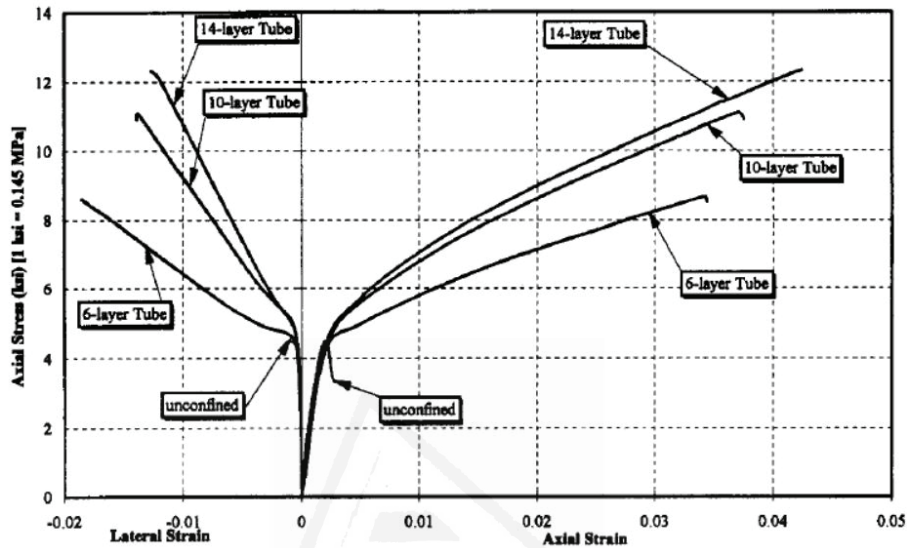


Figura 2.26. Comportamiento de tubos de fibra de vidrio y resina de poliéster rellenos de hormigón con diferentes espesores (Mirmiran y Shahawy 1997).

En la Fig. 2.26 se muestran las curvas tensión-deformación correspondientes a las muestras de hormigón sin reforzar y confinadas con encamisados de tres espesores distintos, representándose tanto las deformaciones longitudinales (a la derecha) como las transversales (a la izquierda). El comportamiento de las piezas reforzadas es similar al presentado por Nanni y Bradford (1995), resultando destacables los siguientes aspectos:

- La respuesta del hormigón confinado con FRP es aproximadamente bilineal, con una pequeña zona de transición en el entorno definido por la tensión de rotura del hormigón sin reforzar.
- En una primera fase, el efecto del zunchado es prácticamente despreciable y el hormigón se comporta como si no hubiera sido reforzado. A niveles de tensión reducidos, la expansión lateral del núcleo resulta insignificante, manteniéndose desactivado el mecanismo de confinamiento. La pendiente de la curva en este primer tramo viene determinada únicamente por el módulo de elasticidad del hormigón empleado.

- Cuando la carga produce tensiones próximas a las de rotura, se produce una microfisuración del hormigón y una dilatación transversal de la pieza mucho más acusada. Esta deformación queda coartada por efecto del encamisado, que se activa rápidamente a medida que aumenta la degradación del hormigón.
- Una vez activado plenamente el efecto del zunchado, la expansión lateral del hormigón permanece impedida y la curva se estabiliza en una línea aproximadamente recta hasta que se produce la rotura de la pieza. El hormigón en esta fase está sometido a un estado triaxial de tensiones de compresión, mientras que el encamisado sufre un estado tensional que se explicará con detalle en apartados posteriores.
- La respuesta en la última fase depende de la rigidez del FRP, determinada esencialmente por las características de las fibras empleadas y el espesor del encamisado, obteniéndose tensiones y deformaciones de rotura muy elevadas. Como puede observarse, el agotamiento es súbito, en respuesta al comportamiento frágil del material compuesto, tal y como se ha explicado con anterioridad.

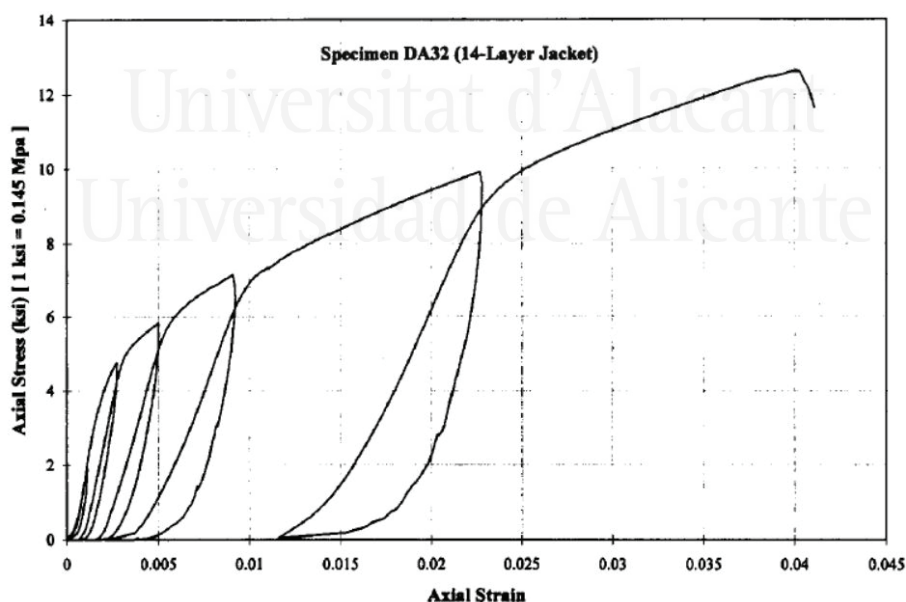


Figura 2.27. Diagrama tensión-deformación bajo ciclos de carga-descarga (Mirmiran y Shahawy 1997).

Además de los ensayos bajo cargas estáticas, en esta investigación también se estudia el comportamiento de probetas sometidas a ciclos de carga-descarga, con el objeto de evaluar la degradación del refuerzo en estas condiciones. En la Fig. 2.27 se muestra la curva

tensión-deformación correspondiente a las muestras confinadas con 14 capas, representándose únicamente las deformaciones longitudinales. Puede comprobarse como la curva obtenida bajo cargas estáticas (Fig. 2.26) se ajusta aproximadamente a la envolvente del trazado para los ciclos de carga-descarga, lo que pone de manifiesto que la degradación del refuerzo no resulta significativa.

Poco después Mirmiran et al. (1998) publican los resultados de un nuevo y amplio programa experimental en el que investigan otros efectos, como la forma de la sección transversal, la esbeltez del elemento reforzado y la adherencia entre el encamisado y el núcleo de hormigón. Se vuelve a trabajar con tubos prefabricados con fibras de vidrio y resina de poliéster y tres espesores distintos (6, 10 y 14 capas de refuerzo), pero en esta ocasión se fabrican probetas de sección circular y cuadrada, de 152.5 mm de diámetro (o lado) y 305 mm de altura. Para estudiar el efecto de la esbeltez se preparan, además, muestras de 457, 610 y 762 mm de altura, que se corresponden con relaciones aproximadas 2:1, 3:1, 4:1 y 5:1. Para el análisis de la adherencia se interponen láminas de papel encerado en algunas muestras, a fin de asegurar la independencia entre el material compuesto y el núcleo. La resistencia de los hormigones empleados oscila entre 30 y 40 MPa.

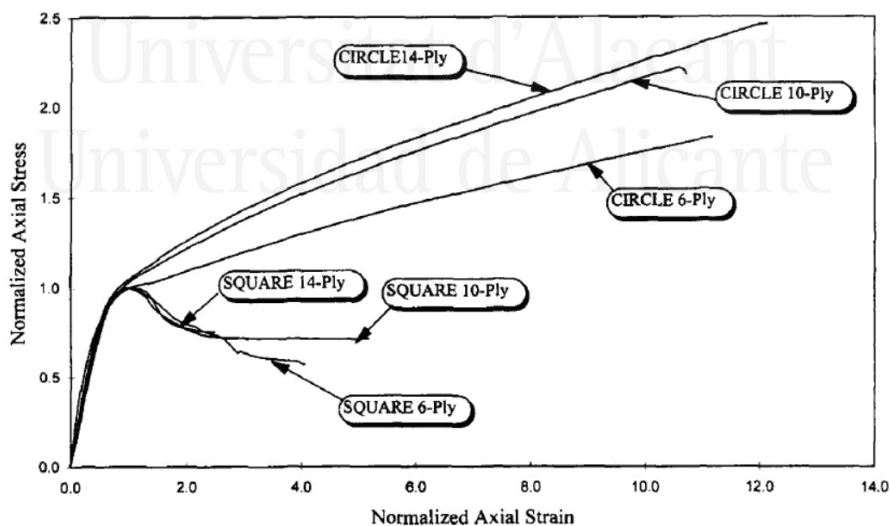


Figura 2.28. Comportamiento de probetas de sección cuadrada y circular con diferentes niveles de confinamiento (Mirmiran et al. 1998).

Desde el punto de vista de la forma de la sección, se observa una diferencia sustancial entre el comportamiento de las probetas circulares y las cuadradas (Fig. 2.28). Resulta evidente que el efecto del confinamiento en estas últimas es muy inferior, obteniéndose un

valor máximo en la curva tensión-deformación al que sigue una rama descendente hasta que se produce la rotura de la pieza, sin apreciarse grandes diferencias entre los distintos espesores ensayados. Este aspecto es importante, pues al contrario que ocurre con las secciones circulares, el número de capas de refuerzo resulta prácticamente irrelevante en las secciones cuadradas, pudiéndose obtener los mismos resultados sin necesidad de incrementar los espesores del encamisado. El agotamiento se produce por rotura de las fibras a tracción a lo largo de las aristas, donde se genera la máxima concentración de tensiones. Si en las secciones circulares la presión es uniforme y depende únicamente de la rigidez aportada por el refuerzo y el diámetro de la probeta, en las secciones rectangulares la presión de confinamiento varía desde un valor máximo en las esquinas hasta un valor mínimo en el punto medio de las caras, resultando de vital importancia el tratamiento de las aristas.

Desde el punto de vista de la esbeltez de las piezas, se muestran en la Fig. 2.29 las curvas obtenidas para las diferentes muestras ensayadas, con encamisados de 10 capas en todos los casos. Como puede observarse, los incrementos de resistencia y deformación de rotura son muy notables y la pendiente de las curvas apenas se ve influenciada por la altura de las probetas, aunque sí se aprecia un mayor efecto de confinamiento en el caso de los ejemplares de menor esbeltez.

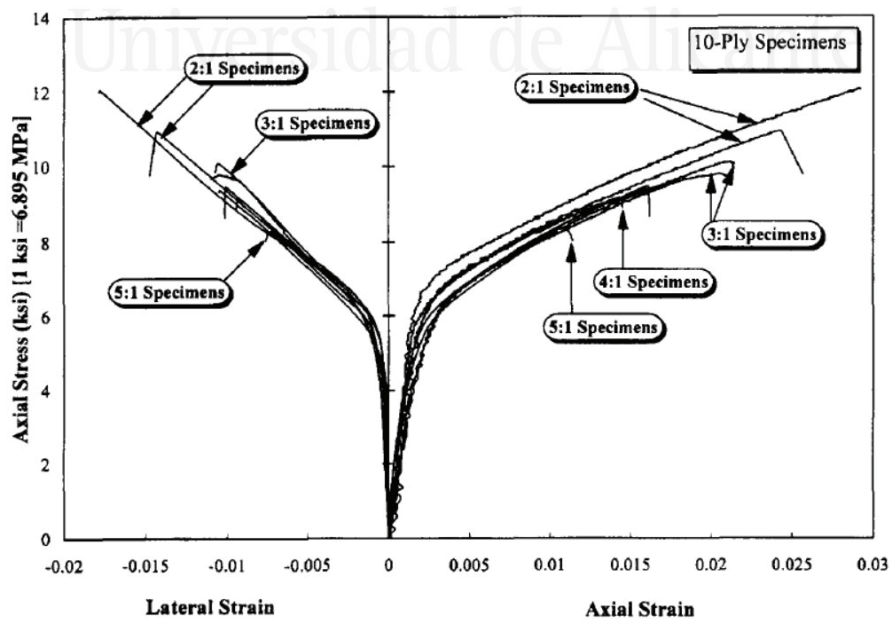


Figura 2.29. Comportamiento de probetas confinadas en función de su esbeltez (Mirmiran et al. 1998).

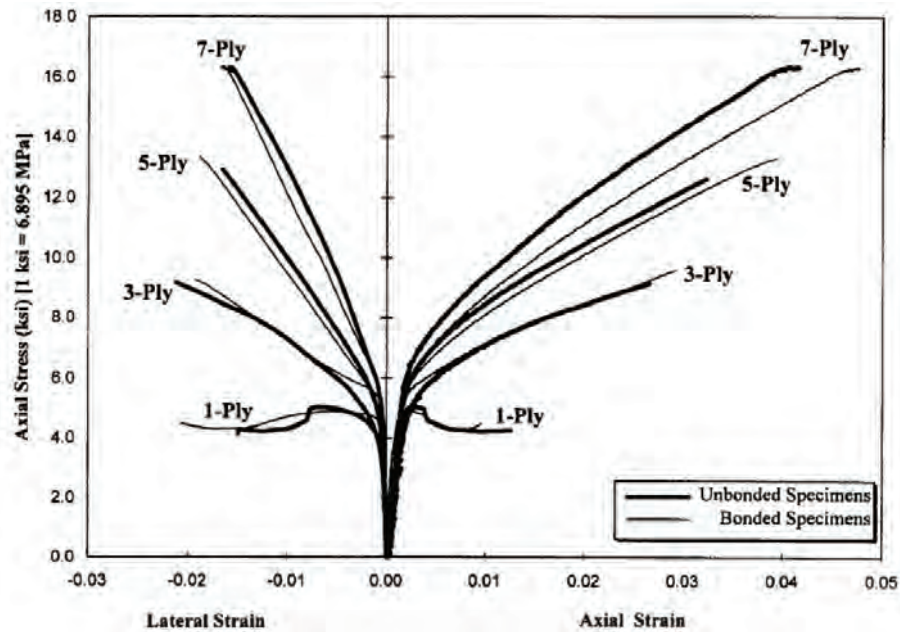


Figura 2.30. Efecto de la adherencia entre el encamisado y el núcleo de hormigón en probetas con distintos niveles de confinamiento (Mirmiran et al. 1998).

Respecto del efecto de la adherencia entre el refuerzo y el núcleo de hormigón, se muestran en la Fig. 2.30 las curvas tensión-deformación de probetas zunchadas con distintos espesores, obteniéndose la misma respuesta bilineal que en los casos anteriores y sin detectarse diferencias significativas entre los encamisados adheridos y los no adheridos. Desde el punto de vista de los objetivos de la presente tesis, este aspecto resultará de gran relevancia en las series de probetas reforzadas en estado húmedo tras el proceso de saturación de la piedra, como se analizará más adelante, donde las condiciones de adherencia del material compuesto con el sustrato serán muy reducidas.

La investigación de Toutanji (1999) es también muy destacada y continuamente referenciada en buena parte de las publicaciones posteriores. Se trabaja con probetas cilíndricas de hormigón con una tensión de rotura media de 30 MPa. El confinamiento se realiza mediante la aplicación in situ de tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi. En todos los casos se disponen dos capas de refuerzo. Los resultados muestran notables incrementos de resistencia, del orden de un 200% en el caso de las fibras de carbono y un 100% en las de vidrio, tal y como puede comprobarse en la Fig. 2.31. En las curvas tensión-deformación se observa el comportamiento bilineal descrito en las investigaciones anteriores, si bien en el caso de las fibras de carbono el cambio de

pendiente entre las dos fases es mucho más suave, lo que parece indicar que el encamisado se va activando de una manera más progresiva y no tan súbita. Del análisis de las curvas se desprende que, para un mismo nivel de tensión, las deformaciones longitudinales y transversales son muy parecidas en el caso de las fibras de vidrio, mientras que las fibras de carbono reducen de manera apreciable las deformaciones transversales, como consecuencia de la mayor rigidez que aportan estos compuestos. El fallo se produce por agotamiento de las fibras a tracción, generalmente en la zona intermedia de la pieza, con rotura brusca y sin previo aviso, mostrándose el hormigón del núcleo fuertemente degradado.

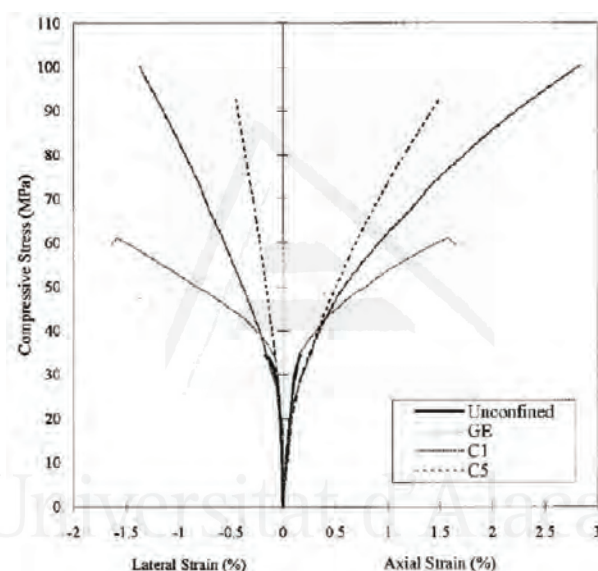


Figura 2.31. Curvas tensión-deformación de probetas de hormigón confinadas con tejidos de fibras de carbono y vidrio y matriz de resina epoxi (Toutanji 1999).

Saafi et al. (1999) trabajan con tubos prefabricados con fibras de vidrio o carbono y resinas de poliéster y espesores variables, entre 0.11 y 0.55 mm en el primer caso y entre 0.8 y 2.4 mm en el segundo. Dichos tubos se rellenan de hormigón con una resistencia media de 38 MPa. Los resultados son muy similares a los obtenidos por Toutanji (1999), como se muestra en la Fig. 2.32, obteniéndose incrementos de resistencia de hasta el 137% en el caso de las fibras de vidrio y el 177% en las de carbono. Respecto de las deformaciones de rotura, los incrementos son muy elevados y llegan hasta el 1100% con las fibras de vidrio y el 788% con las de carbono, lo que pone de manifiesto la gran ductilidad que aporta el zunchado con este tipo de materiales.

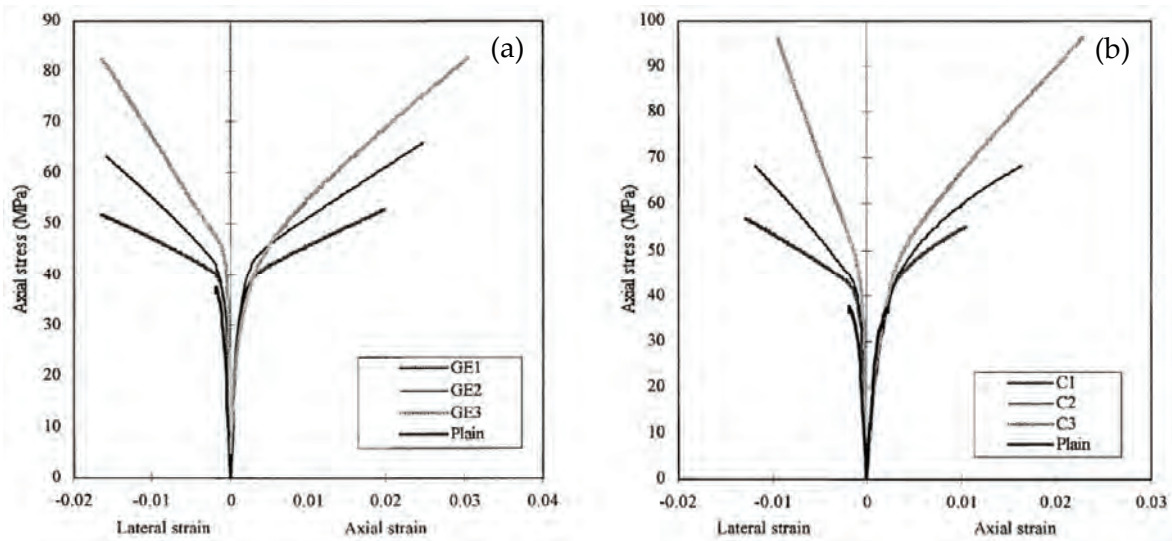


Figura 2.32. Comportamiento de tubos de fibra de vidrio (a) o carbono (b) y resina de poliéster, rellenos de hormigón (Saafi et al. 1999).

En la investigación presentada por Pessiki et al. (2001) se analizan probetas de sección circular o cuadrada de 152 mm de diámetro (o lado) y 610 mm de altura, así como elementos a escala real, tanto de sección circular (508 mm de diámetro y 1830 mm de altura) como cuadrada (457 mm de lado y 1830 mm de altura), en los que se incorporan armaduras de refuerzo longitudinales y transversales. Para el confinamiento se trabaja con tejidos unidireccionales de fibras de vidrio o carbono y tejidos multidireccionales de fibras de vidrio, de características similares a los empleados en la presente tesis, con una, dos y tres capas de refuerzo. Los resultados, en la línea de las anteriores investigaciones presentadas, muestran incrementos de resistencia entre el 128 y el 244% en las probetas circulares de pequeñas dimensiones, con deformaciones de rotura hasta 7 veces superiores respecto de las piezas sin confinar. En las probetas de sección cuadrada se observa una capacidad de confinamiento inferior, que se estima en un 70% aproximadamente respecto de la pieza circular equivalente. En las piezas a escala real, los incrementos en la resistencia y deformación de rotura resultan más moderados, aunque notables en cualquier caso. De forma aproximada, el confinamiento que proporcionan tres capas de FRP en las piezas a escala real resulta equivalente al aportado por una única capa en las probetas de pequeñas dimensiones. Esta circunstancia resultará de vital importancia a la hora de estudiar el refuerzo de un soporte en una edificación real donde, con toda seguridad, será necesario considerar un determinado factor de escala.

Una de las conclusiones más importantes que se desprenden de la investigación de Pessiki et al. (2001) es que el alargamiento en rotura del FRP, determinado de forma experimental mediante ensayos a tracción sobre muestras fabricadas en laboratorio, nunca llega a alcanzarse en los encamisados, según los datos proporcionados por las galgas extensométricas emplazadas a mitad de altura de la pieza y en la dirección de las fibras. Este aspecto, que se abordará con mayor profundidad al analizar los modelos de confinamiento, está relacionado principalmente con dos fenómenos: por un lado, la microfisuración del núcleo de hormigón produce ligeras irregularidades y concentraciones de tensiones que llevan a la rotura prematura del FRP; por otro lado, el efecto de la curvatura del encamisado y la presión radial a la que queda sometido supone una diferencia sustancial respecto de las muestras planas ensayadas a tracción.

Entre los numerosos trabajos publicados acerca de elementos de hormigón confinados con FRP se destaca, por último, la investigación de Wang y Wu (2007), en la que se presenta un exhaustivo e interesante programa experimental a fin de evaluar el efecto del confinamiento en piezas de hormigón de sección circular, cuadrada y con distintos radios de curvatura en las aristas. Tal y como se ha comentado con anterioridad, la eficacia del zunchado está directamente relacionada con la geometría de la sección transversal, según se representa esquemáticamente en la Fig. 2.33.

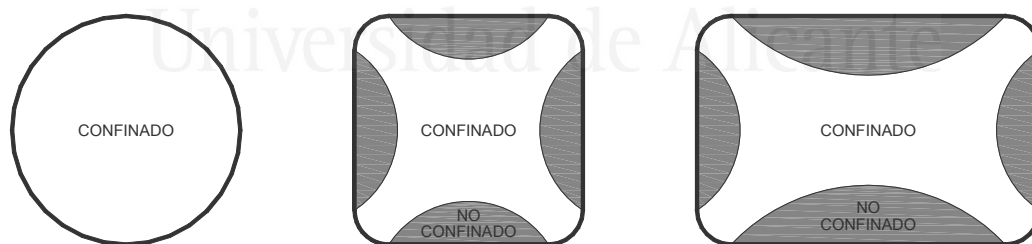


Figura 2.33. Efecto del confinamiento con FRP en secciones circulares, cuadradas y rectangulares.

Se trabaja con un gran número de probetas de 150x150 mm de sección y 300 mm de altura y diferentes radios de curvatura (0, 15, 30, 45, 60 y 75 mm), tal y como puede observarse en la Fig. 2.34.a. Se emplean dos tipos de hormigón, con resistencias características a compresión de 30 y 50 MPa. El refuerzo se realiza mediante una o dos capas de tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi. En la Fig. 2.34.b se representan las curvas tensión-deformación obtenidas en las series fabricadas con hormigón de 30 MPa

y dos capas de refuerzo. Resulta evidente que el efecto del confinamiento va perdiendo eficacia a medida que se reduce el radio de curvatura, siendo prácticamente nulo en el caso de las piezas de sección cuadrada, en las que se produce el desgarro del tejido de forma muy marcada a lo largo de la arista y el hormigón del núcleo permanece casi intacto. Puede comprobarse como el zunchado comienza a ser significativo para radios de curvatura por encima de los 30 mm. Este aspecto resultará crucial a la hora de abordar el refuerzo de un soporte de sección rectangular con materiales compuestos en una obra real: si no se achaflan o redondean las esquinas antes de aplicar el encamisado, su aportación será totalmente inútil.

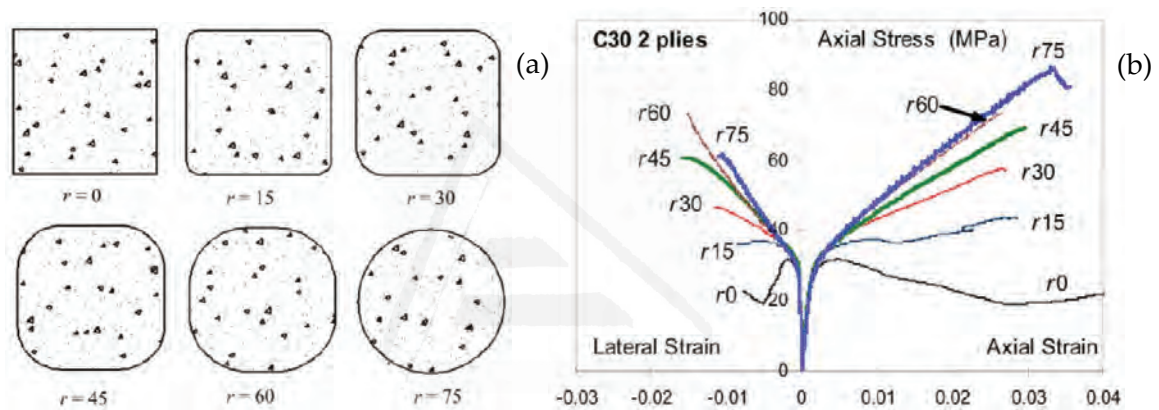


Figura 2.34. Comportamiento de probetas de hormigón confinadas con tejidos de fibras de carbono y resina epoxi, en función de la geometría de la sección transversal (Wang y Wu 2007).

2.5.2.2. Confinamiento de elementos de piedra o mampostería

Como se ha comentado en el apartado anterior, el comportamiento del hormigón confinado con materiales compuestos ha sido muy estudiado en los últimos años y puede encontrarse gran cantidad de información al respecto. Sin embargo, los trabajos realizados sobre elementos pétreos o de mampostería resultan, por el momento, mucho más limitados. Se revisan a continuación algunas de las principales investigaciones publicadas.

Uno de los estudios más interesantes e íntimamente relacionados con los objetivos de la presente tesis es el de Aiello et al. (2007), en el que se trabaja con pequeñas columnas fabricadas con piezas de roca caliza. Dichas columnas, de 200 mm de diámetro y 600 mm de altura, se componen de bloques de piedra más pequeños tomados con mortero. Algunos ejemplares se someten a precargas del 60 y el 80% respecto de la tensión de rotura de la roca (del orden de 10 MPa), antes de proceder al refuerzo. Para el confinamiento se recurre a

tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, dispuestos de manera continua o en forma de bandas horizontales separadas entre sí. En muchas ocasiones se interviene sobre soportes en contacto con el terreno en los que la piedra está sometida a un determinado estado de humedad por ascensión capilar, en función de su porosidad; en estas situaciones puede resultar interesante plantear refuerzos discontinuos a fin de permitir la transpiración del material, que quedaría impedida en caso de aplicar un encamisado continuo en todo el fuste del soporte. En la Fig. 2.35 se representa un esquema de las piezas ensayadas.

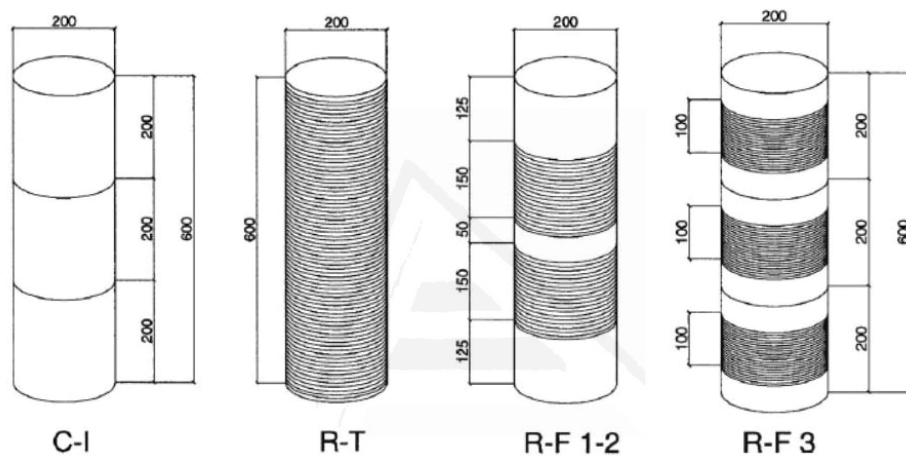


Figura 2.35. Configuración de probetas de piedra y soluciones de confinamiento con tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi (Aiello et al. 2007).

De los resultados obtenidos en esta investigación se desprenden, entre otras, las siguientes conclusiones:

- La rotura de las columnas sin reforzar (C-I) se produce de forma frágil, con un comportamiento aproximadamente lineal, comprobándose que las juntas de mortero proporcionan continuidad entre los diferentes bloques de piedra, reparten de forma eficaz las tensiones entre ellos y los hacen trabajar como una única pieza compacta.
- En las columnas reforzadas con encamisado continuo (R-T) se observa el comportamiento bilineal descrito anteriormente para el caso del hormigón, obteniéndose incrementos de resistencia en torno al 93% y aumentando casi en un 200% las deformaciones últimas. El agotamiento de las piezas resulta similar al descrito en el caso del hormigón, con roturas explosivas, fallo de las fibras a tracción y fuerte degradación del núcleo de piedra. Sin embargo, del análisis de las curvas

tensión-deformación (Fig. 2.36.a) se deduce una respuesta algo diferente, comprobándose que el punto de transición entre las dos ramas no se produce a nivel de la tensión de rotura del material sin confinar, sino que se mantiene el tramo recto en la fase inicial hasta niveles notablemente superiores. Este comportamiento, que también se observa en otras investigaciones con materiales pétreos, resulta similar al obtenido en los ensayos de la presente tesis, como se explicará más adelante.

- En las columnas con dos bandas de refuerzo (R-F 1-2) el efecto del confinamiento es mucho más reducido (Fig. 2.36.b), produciéndose en algunos ejemplares el estallido del material libre en las zonas no zunchadas. Los incrementos de resistencia no llegan más allá del 15% y la curva tensión-deformación presenta un claro descenso tras la rotura de la pieza e importantes deformaciones últimas a tensión constante.
- Sin embargo, en el caso de las piezas reforzadas con tres bandas (R-F 3) el efecto del confinamiento resulta casi tan eficaz como el del encamisado continuo (Fig. 2.36.b), con incrementos de resistencia del 73% y deformaciones de rotura del mismo orden. Este aspecto puede resultar de gran interés a la hora de abordar el refuerzo de un soporte en un edificio real pues, además de un ahorro de material, el zunchado con bandas discontinuas permitirá la transpiración de la piedra del núcleo, cuestión fundamental en caso de elementos expuestos a la humedad.
- Respecto de las columnas precargadas, no se observan diferencias sustanciales entre los diferentes ejemplares ensayados, por lo que no parece que el nivel de daño que pueda sufrir el material del núcleo afecte en gran medida al comportamiento final de la pieza confinada.

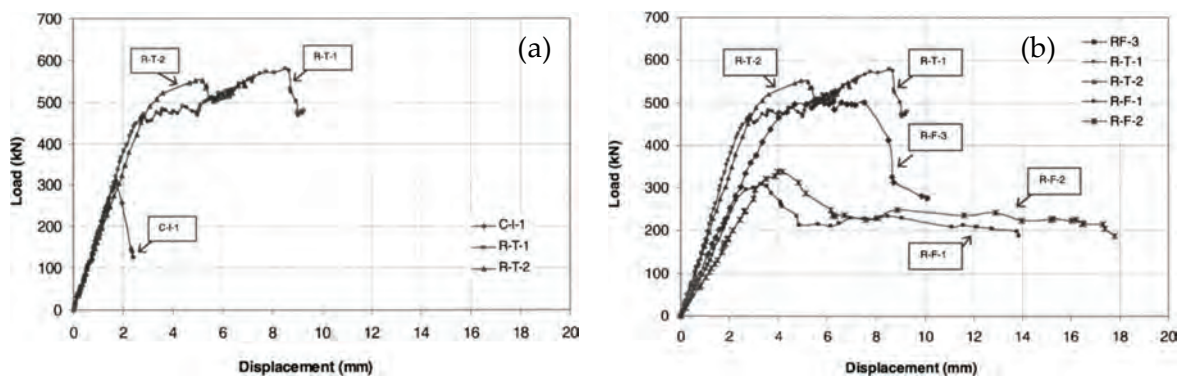


Figura 2.36. Comportamiento de piezas de piedra con distintas soluciones de refuerzo (Aiello et al. 2007).

En una investigación posterior [Aiello et al. 2009] se amplía el programa experimental y se trabaja con piezas de sección cuadrada de 250 mm de lado y 500 mm de altura. Estas piezas se fabrican con unidades más pequeñas de roca caliza, de unos 14 MPa de resistencia a compresión, recibidas con mortero. Para el confinamiento se recurre a una o dos capas de tejido unidireccional de fibras de vidrio y resina epoxi, previo redondeo de las aristas del núcleo de piedra con radios de 10 o 20 mm.

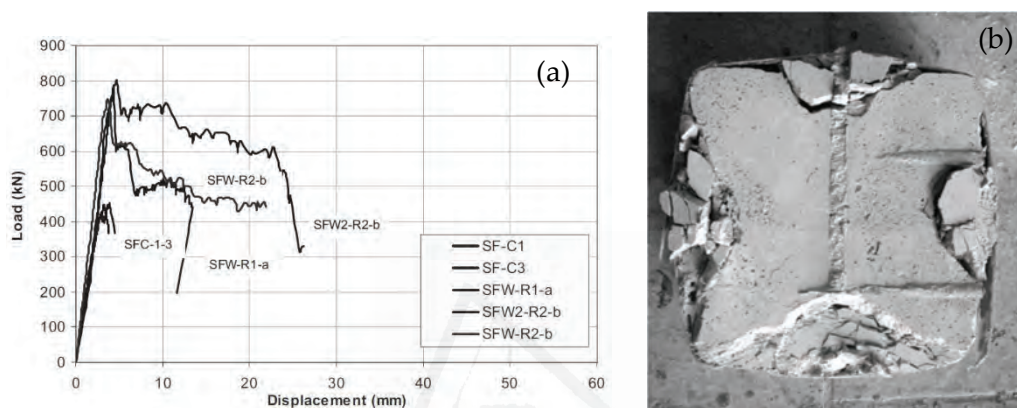


Figura 2.37. Curvas tensión-deformación en piezas cuadradas de piedra confinadas con tejidos de fibras de vidrio y resina epoxi (a) y detalle de rotura de uno de los ejemplares (b) (Aiello et al. 2009).

En la Fig. 2.37.a se representan las curvas tensión-deformación de algunos ejemplares ensayados. En las piezas sin reforzar (SFC-1-3) se observa un comportamiento claramente lineal con rotura frágil del material, respuesta muy habitual en este tipo de pétreos. En las piezas reforzadas se aprecia un notable incremento de resistencia, pero al contrario que ocurre en las probetas de sección circular, se produce una rama descendente una vez alcanzada la máxima tensión, con deformaciones últimas variables en función del radio de curvatura de las esquinas y del número de capas de refuerzo del encamisado. El efecto del confinamiento resulta inferior en las probetas con radio de curvatura de 10 mm y una única capa de refuerzo (SFW-R1), presenta mejor comportamiento en caso de aumentar el radio a 20 mm (SFW-R2) y alcanza la máxima capacidad si, además, se disponen dos capas de refuerzo (SFW2-R2). En ningún caso se consigue que la segunda rama del diagrama tensión-deformación presente una pendiente ascendente, lo que pone de manifiesto que el confinamiento de soportes de sección rectangular con materiales compuestos resulta mucho más problemático y no es tan eficaz como en los circulares. En la Fig. 2.37.b se muestra la rotura de una de las piezas, pudiéndose observar con claridad como el núcleo

permanece intacto desde las cuatro esquinas mientras que en los puntos medios de las caras el material aparece fuertemente disgregado, como se ha explicado en el apartado anterior para el caso de las piezas de hormigón.

Faella et al. (2011) plantean un estudio con pequeñas columnas de sección cuadrada fabricadas con elementos pétreos de diferente naturaleza. Por un lado, se trabaja con probetas de 250 mm de base y 500 mm de altura fabricadas con piezas de piedra caliza recibidas con mortero; por otro lado, se preparan probetas de 400 mm de lado y 500 mm de altura (aproximadamente) con piezas de tufo volcánico, muy ligeras y porosas, tomadas igualmente con mortero. La resistencia a compresión de estos pétreos resulta del orden de 14 y 4 MPa, respectivamente. Como elementos de refuerzo se emplean tejidos unidireccionales de fibras de vidrio o carbono y resina epoxi, en una o dos capas, redondeándose las esquinas previamente con radios de 10 o 25 mm.

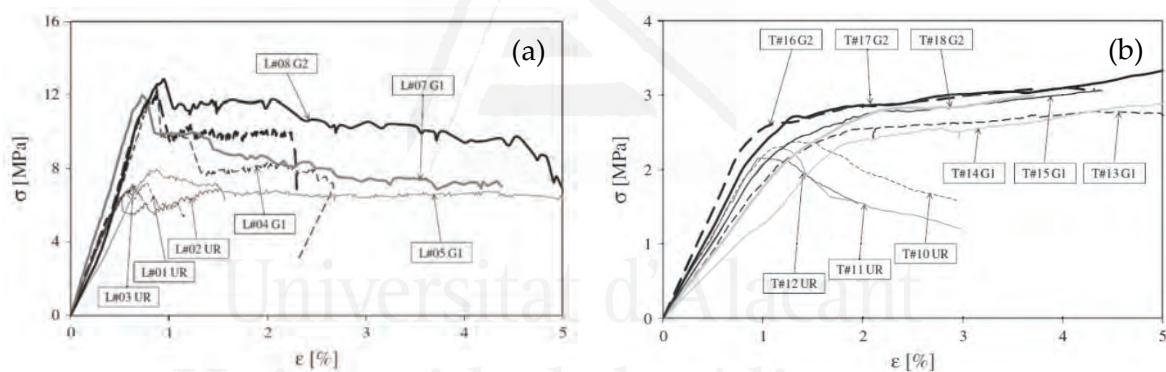


Figura 2.38. Comportamiento de piezas de piedra caliza (a) o tufo volcánico (b) confinadas con tejidos unidireccionales de fibra de vidrio y resina epoxi (Faella et al. 2011).

De los ensayos a compresión uniaxial pueden deducirse algunas conclusiones interesantes. En todos los casos se observa el comportamiento bilineal descrito en investigaciones anteriores, si bien la respuesta es algo diferente en función del material pétreo del núcleo. En las piezas de piedra caliza (Fig. 2.38.a) se aprecia un comportamiento muy similar al descrito por Aiello et al. (2009), duplicándose prácticamente la tensión de rotura en las piezas confinadas (G1-G2) respecto del material sin reforzar (UR). Al valor de tensión máxima sigue una rama más o menos descendente con deformaciones de rotura muy notables, mejorando la eficacia del confinamiento en los ejemplares con mayor radio de curvatura en las aristas y dos capas de refuerzo. En el caso del tufo volcánico, en cambio,

se observan dos claras diferencias (Fig. 2.38.b): por un lado, la transición entre las dos ramas se produce aproximadamente a nivel de la tensión de rotura del material pétreo sin reforzar, al contrario que ocurría en el caso anterior; por otro lado, la pendiente de la segunda rama, aunque reducida, es ascendente en todos los casos y no se aprecian grandes diferencias en función del número de capas de refuerzo (el radio de curvatura de las aristas no varía en este caso). Estas diferencias entre los pétreos empleados están relacionadas no solo con la tensión de rotura de rotura del material, sino con las propiedades elásticas del mismo, como se comentará más adelante. El módulo de elasticidad de la roca y su coeficiente de Poisson determinarán de forma muy importante la capacidad de confinamiento de los encamisados con FRP.

Micelli et al. (2014) presentan una investigación interesante en la que trabajan con columnas de piedra caliza de sección circular formadas por tres bloques recibidos con mortero, de características similares a las piezas empleadas por Aiello et al. (2007). En esta ocasión se proponen dos sistemas de refuerzo diferentes: por un lado, tejidos unidireccionales de fibras de vidrio o basalto y resina epoxi; por otro lado, morteros de base cementosa reforzados con mallas (cuyos resultados se presentarán en el siguiente apartado). Los encamisados se disponen continuos en todo el fuste de la columna, o discontinuos, en forma de bandas horizontales con distintas separaciones entre sí.

También se trabaja con encamisados híbridos formados por tejidos de fibra de vidrio y resina epoxi combinados con aleaciones con memoria de forma (SMA, del inglés *Shape Memory Alloys*). Estos materiales son aleaciones metálicas que, después de una deformación aparentemente plástica, recuperan la forma original tras su calentamiento. Se trata de materiales en pleno desarrollo en la actualidad que ofrecen un potencial enorme en la industria de la construcción aunque, por el momento, las investigaciones realizadas son escasas y el coste de los productos resulta muy elevado. La gran ventaja de estos sistemas es que pueden plantearse confinamientos activos, mucho más eficaces que los pasivos. Esta técnica de refuerzo queda fuera del alcance de los objetivos de la presente tesis y resultará interesante poder abordar su estudio en futuras investigaciones.

Los resultados obtenidos vuelven a demostrar que el encamisado con FRP incrementa de forma sustancial la capacidad mecánica de las piezas de sección circular,

observándose importantes diferencias en función de las características del refuerzo. En la Fig. 2.39 se muestran los resultados de las piezas reforzadas con tejidos de fibras de vidrio y basalto y matriz de resina epoxi; las curvas negras representan los encamisados continuos (T1-T2) y las grises los discontinuos (D1-D2). La tensión de rotura de las piezas sin reforzar no está grafiada en los diagramas, pero oscila en torno a 5 MPa. Como puede comprobarse, la eficacia de los encamisados continuos es claramente superior, alcanzándose incrementos de resistencia del 324% (fibras de vidrio) y el 232% (fibras de basalto), con deformaciones de rotura muy elevadas. La diferencia entre un refuerzo y otro se debe al gramaje de los tejidos empleados, 900 g/m² en el caso de las fibras de vidrio y 300 g/m² en las de basalto, a pesar de tener estas últimas mejores prestaciones mecánicas. En las piezas reforzadas con encamisados discontinuos se produjo el estallido del material pétreo en las zonas libres no zunchadas, reduciéndose drásticamente el efecto del confinamiento.

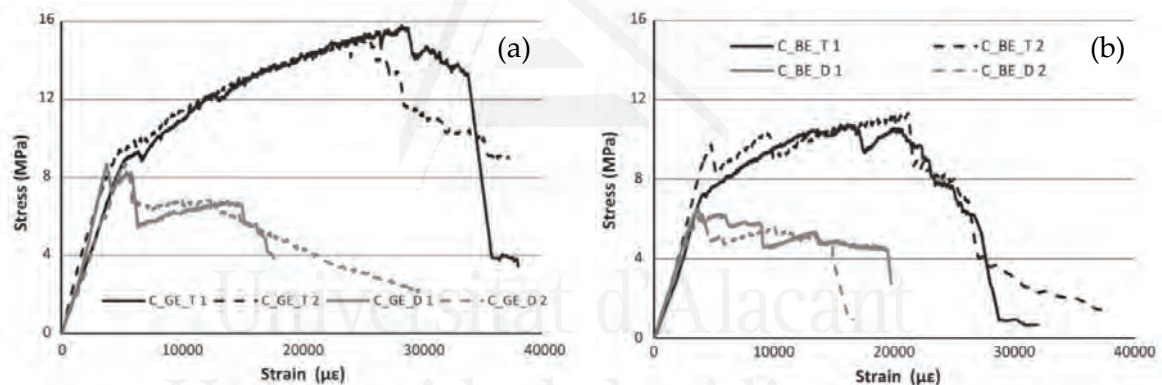


Figura 2.39. Probetas de piedra caliza confinadas con refuerzos continuos o discontinuos de tejido unidireccional de fibras de vidrio (a) o basalto (b) y resina epoxi (Micelli et al. 2014).

Cabe destacar, por último, la investigación publicada por Witzany y Zigler (2015), en la que se trabaja con columnas de sección cuadrada de mayor formato (550 mm de lado y 1750 mm de altura). Estas columnas se fabrican con piezas de piedra arenisca con una tensión de rotura a compresión entre 22 y 24 MPa, preparándose dos tipos diferentes: por un lado, se trabaja con bloques de piedra perfectamente tallados, a fin de imitar una fábrica de sillería; por otro lado, se emplean bloques de forma irregular, a modo de fábrica de mampostería. En todos los casos las piezas se reciben con mortero de cal. Para los refuerzos se emplean tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, dispuestos en una única capa y en forma de bandas horizontales separadas entre sí (4 bandas de 250 mm de

altura con separación de 250 mm entre ellas). El zunchado se ejecuta sobre las superficies del soporte previamente regularizadas con mortero y con un redondeo de 20 mm en las aristas. Los resultados, como puede comprobarse en la Fig. 2.40, muestran notables diferencias entre las columnas fabricadas con piezas regulares o irregulares. En el primer caso el efecto del confinamiento incrementa apenas en un 15% la resistencia de la pieza, con deformaciones de rotura muy similares. En el segundo caso se observa un mayor aporte del encamisado, duplicándose la tensión de rotura e incrementándose en más de un 50% la deformación de rotura. Estas diferencias están relacionadas con los mecanismos de rotura del material del núcleo, comprobándose que las columnas fabricadas con piezas irregulares sufren mayor degradación previa a la rotura, lo que se traduce en deformaciones transversales más acusadas que aumentan la activación del encamisado. En cualquier caso, vuelve a apreciarse como la eficacia del confinamiento en piezas de sección rectangular resulta mucho más reducida y, aún menor, si el zunchado se dispone de manera discontinua.

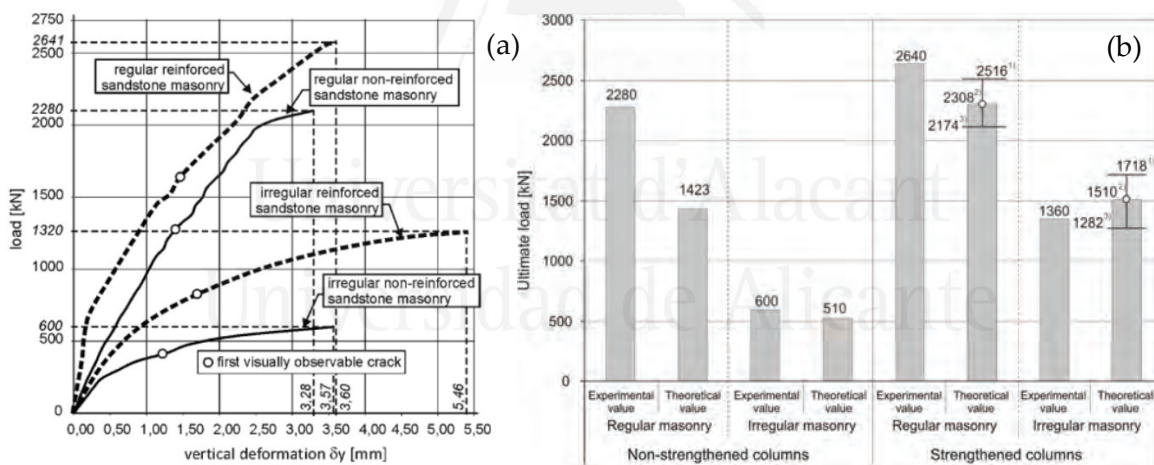


Figura 2.40. Comportamiento de columnas de piedra arenisca con piezas regulares o irregulares y refuerzo mediante bandas horizontales de tejido unidireccional de fibras de carbono (Witzany y Zigler 2015).

2.5.3. Confinamiento de elementos comprimidos con FRCM

Tal y como se ha comentado con anterioridad, los morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM o TRM) son productos de reciente aparición y, por el momento, se trata de sistemas mucho menos estudiados y de uso poco extendido, en comparación con los polímeros reforzados con fibras (FRP). En el caso particular del

refuerzo por confinamiento de elementos comprimidos, las investigaciones publicadas son escasas y centradas casi exclusivamente en elementos de hormigón, sin encontrarse apenas referencias sobre elementos pétreos o de mampostería. Se revisan a continuación algunos de los trabajos más destacados.

Triantafillou et al. (2006) plantean un programa experimental con probetas de hormigón de sección circular de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura y pequeños pilares de sección rectangular de 250 mm de lado y 700 mm de altura, aunque centraremos el análisis únicamente en el primer caso. Se emplean hormigones de resistencia característica entre 16 y 22 MPa. El confinamiento se realiza mediante dos o tres capas de malla bidireccional de fibras de carbono y dos tipos de mortero de diferentes prestaciones, con resistencias a compresión en torno a 8 y 30 MPa, respectivamente (aunque similares resistencias a flexión, entre 3 y 4 MPa). En algunos ejemplares se sustituye el mortero por matriz de resina epoxi, a fin de evaluar el comportamiento de los dos sistemas de refuerzo.

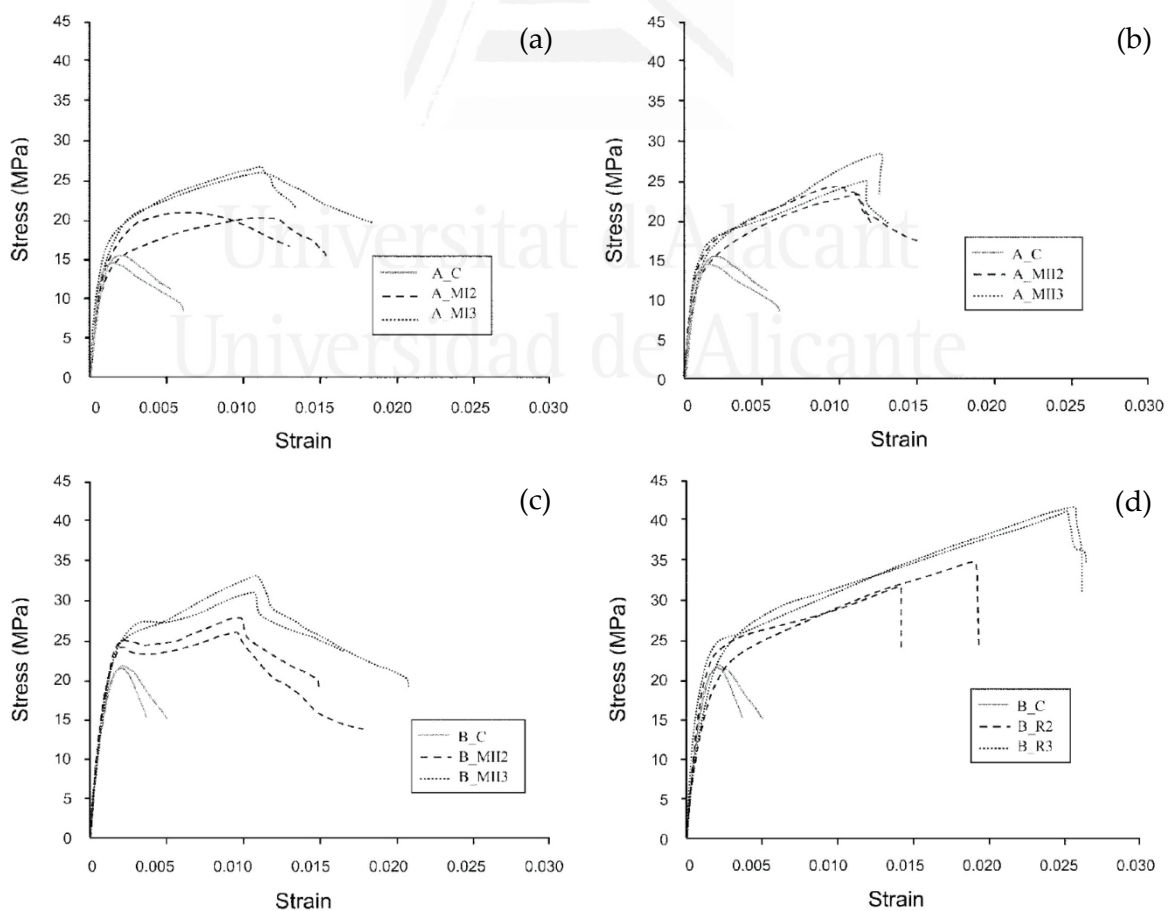


Figura 2.41. Curvas tensión-deformación de probetas de hormigón confinadas con mallas de fibras de carbono y morteros de base cementosa o resina epoxi (Triantafillou et al. 2006).

En la Fig. 2.41 se muestran las curvas tensión-deformación correspondientes a las diferentes series ensayadas, adoptándose la siguiente nomenclatura: A y B (tipo de hormigón, con tensiones de rotura de 16 o 22 MPa respectivamente); C (muestras sin reforzar); MI y MII (tipo de mortero empleado); R (muestras reforzadas con resina epoxi); 2 y 3 (número de capas de refuerzo). Del análisis de estas curvas se desprenden algunas conclusiones importantes:

- La capacidad de confinamiento del encamisado apenas se ve influenciada por el tipo de mortero empleado (Fig. 2.41.a.b), pues dicha capacidad está relacionada básicamente con la resistencia a tracción, es decir, con la resistencia a flexión (muy parecida en ambos casos, a pesar de las grandes diferencias en compresión). Este aspecto resultará crucial a la hora de seleccionar el mortero más adecuado para proyectar un refuerzo por confinamiento.
- Se aprecia un comportamiento bilineal similar al descrito en el apartado anterior para el confinamiento con FRP, aunque en este caso las roturas no son bruscas y explosivas, sino que se comprueba durante el ensayo que el agotamiento se inicia en algunos haces de fibras de la malla y se va propagando poco a poco al resto, observándose un mecanismo de rotura mucho más dúctil.
- El concepto de rotura de las piezas confinadas con FRCM es mucho más ambiguo que en el FRP, por la razón expuesta en el punto anterior. En caso de no producirse una rotura más o menos clara, como ocurre en algunos ejemplares, los autores proponen como punto de agotamiento aquel que sufre un descenso superior al 20% respecto de la máxima tensión alcanzada.
- La capacidad de confinamiento de la misma malla de refuerzo embebida en mortero de base cementosa (Fig. 2.41.c) o en matriz de resina epoxi (Fig. 2.41.d) resulta muy diferente. En el primer caso se obtienen incrementos de resistencia entre el 25 y 49%, llegando hasta el 53 y el 92% en el segundo, en función del número de capas de refuerzo. En las deformaciones de rotura las diferencias resultan aún mayores, como se observa en los diagramas. Es evidente que la resina epoxi impregna las fibras de manera mucho más efectiva que el mortero, mejorando el reparto de tensiones entre ellas e incrementando la capacidad mecánica del encamisado.

Di Ludovico et al. (2010) trabajan con probetas de hormigón cilíndricas, de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, con un hormigón de 15 MPa de resistencia característica a compresión. Para el confinamiento se plantean diferentes soluciones: tejido unidireccional de fibras de vidrio con resina epoxi (una capa) y morteros de base cementosa reforzados con mallas de fibra de vidrio o basalto (una o dos capas). En el caso de las mallas de fibra de basalto, se procede a su impregnación con resina epoxi inmediatamente antes de embeberlas en el mortero, a fin de evaluar si esta técnica mejora el reparto de tensiones entre las fibras e incrementa la capacidad del encamisado.

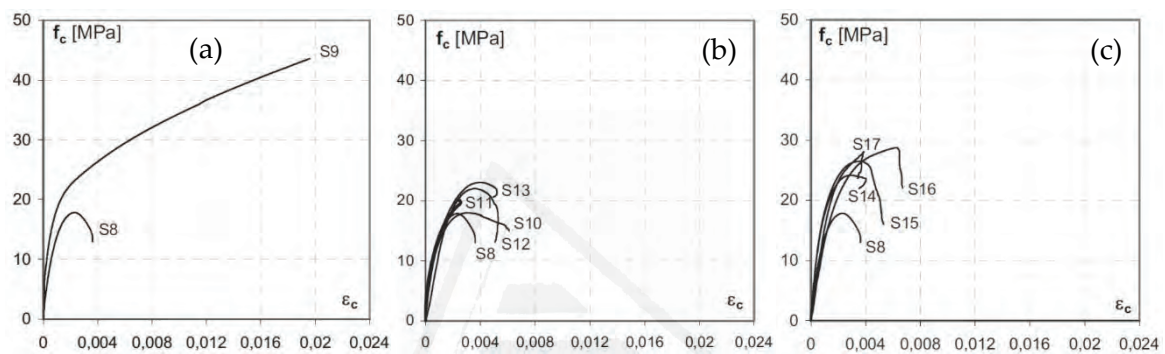


Figura 2.42. Probetas de hormigón confinadas con tejido de fibras de vidrio y resina epoxi (a) y morteros de base cementosa reforzados con mallas de fibra de vidrio (b) o basalto (c) (Di Ludovico et al. 2010).

En el caso de las probetas reforzadas con FRP (Fig. 2.42.a), la respuesta es similar a la observada en el resto de las investigaciones, obteniéndose la característica curva bilineal y grandes incrementos de resistencia y deformación de rotura. Sin embargo, el comportamiento de las piezas confinadas con FRCM resulta bien diferente. Generalmente las roturas no son bruscas, salvo en algún caso, sino que al valor máximo de tensión sigue una rama descendente que se corresponde con el agotamiento progresivo que va sufriendo el encamisado a medida que se van fracturando los haces de fibras. Resulta evidente que el efecto del confinamiento con FRCM es muy inferior, especialmente en el caso de las mallas de fibras de vidrio (Fig. 2.42.b), presentando mejor comportamiento las mallas de fibras de basalto preimpregnadas con resina epoxi (Fig. 2.42.c), sin apreciarse grandes diferencias en función del número de capas de refuerzo. La rotura, al igual que se ha comentado al explicar el trabajo de Triantafillou et al. (2006), no queda definida en un punto claro como ocurre con los refuerzos con FRP, estableciendo los autores en este caso el agotamiento en la rama descendente a un nivel de tensión del 95% respecto del máximo valor alcanzado.

En este trabajo también se realiza un análisis muy interesante acerca de la deformación de rotura que presentan los encamisados en relación a los resultados proporcionados por los ensayos a tracción sobre muestras planas fabricadas con los mismos materiales. Al igual que se indicaba al explicar la investigación de Pessiki et al. (2001) y se concluye en otras muchas publicaciones, el alargamiento en rotura obtenido en el ensayo de tracción nunca llega a alcanzarse en los encamisados. De hecho, se comprueba que en el caso del FRP el alargamiento en rotura es del 52% respecto de las probetas ensayadas a tracción, resultando esta reducción mucho más significativa en el caso del FRCM, con alargamientos entre el 26 y el 29%. Este aspecto, absolutamente crucial a la hora de establecer un modelo adecuado para estimar el confinamiento con este tipo de materiales, se analizará más adelante con mayor profundidad.

De Caso y Basalo et al. (2012) plantean una investigación con probetas cilíndricas de características similares a las de los estudios anteriores, con hormigón de 20 MPa de resistencia a compresión. Sin embargo, para el confinamiento se emplean tejidos unidireccionales de fibras de vidrio o basalto en lugar de mallas, a fin de evaluar su compatibilidad con los morteros de base cementosa. Se trabaja con dos tipos de mortero diferentes, uno de ellos especialmente formulado para este tipo de refuerzos (tipo H), mientras que el otro es un mortero de albañilería convencional fabricado con cemento pórtland (tipo A). El mortero tipo H presenta una resistencia a compresión 12 veces superior, multiplicando por 7 la resistencia a tracción respecto del tipo A. En algunos ejemplares se sustituye el mortero por resina epoxi, con el objeto de analizar la respuesta de los encamisados en función del tipo de matriz.

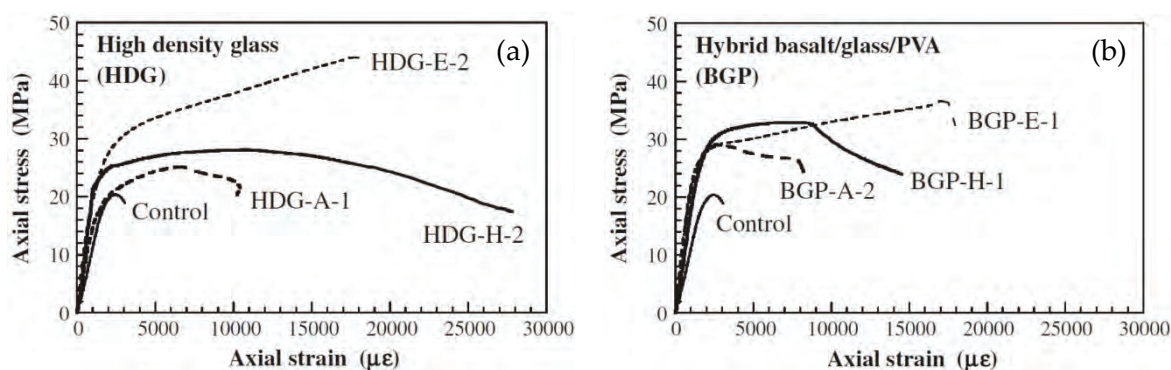


Figura 2.43. Probetas de hormigón reforzadas con fibras de vidrio (a) o basalto (b), con distintos tipos de mortero (H-A) o matriz de resina epoxi (E) (De Caso y Basalo 2012).

Los resultados muestran, como cabía esperar, un mejor comportamiento de los refuerzos ejecutados con resina epoxi y menor eficacia en el caso de los morteros. Sin embargo, aunque el mortero tipo H ofrece mejor capacidad de confinamiento, la diferencia con el mortero tipo A no resulta tan significativa como podría estimarse a priori (Fig. 2.43). Las roturas se producen por una progresiva pérdida de compatibilidad entre los tejidos y el mortero, desgarrándose el encamisado poco a poco a medida que se va agotando la resistencia a tracción de las fibras, con un mecanismo de fallo muy distinto al del FRP, en el que la rotura es brusca y de carácter explosivo. Esta respuesta se traduce en la rama descendente que se observa más allá del punto de máxima tensión alcanzada en todos los ejemplares ensayados. En este trabajo se realiza, además, un análisis muy interesante mediante microscopio electrónico de los encamisados tras las roturas, comprobándose que los morteros tienen una capacidad muy limitada para impregnar las fibras. Esta dificultad se traduce en un reparto de tensiones irregular entre los distintos puntos del encamisado, lo que limita su capacidad mecánica y genera el mecanismo de agotamiento descrito.

En la investigación de Colajanni et al. (2014) también se trabaja con probetas de hormigón, en este caso de 25 MPa de resistencia característica a compresión, de sección circular o cuadrada entre 154 y 200 mm de lado y 335 a 425 mm de altura. Para los refuerzos se emplean mallas bidireccionales de Zylon, una fibra sintética de elevadas prestaciones que se viene utilizando desde hace unos años en la industria aeronáutica o en la Fórmula 1, aunque comienza a introducirse poco a poco en el sector de la construcción. Los encamisados se ejecutan mediante 2 o 3 vueltas de tejido embebidas entre capas de mortero de base cementosa. Los resultados permiten comprobar nuevamente que la capacidad de confinamiento con este tipo de materiales no resulta tan eficaz como ocurre con el FRP. En la Fig. 2.44 se muestran las curvas tensión-deformación para el caso de las probetas cilíndricas de menor tamaño, confinadas con 2 o 3 capas. Como se observa en las curvas, al valor máximo de tensión sigue un ligero descenso y una rama prácticamente plana donde aumentan las deformaciones a tensión más o menos constante, en correspondencia al agotamiento progresivo del encamisado descrito en anteriores investigaciones. Esta rama presenta una tendencia levemente ascendente en el caso de los refuerzos con 3 capas, si bien las diferencias no resultan muy significativas. El descenso que se registra tras la máxima

tensión alcanzada y su posterior recuperación es atribuido a un retardo en la activación del mecanismo de confinamiento, debido al deslizamiento entre las fibras y el mortero al no quedar totalmente impregnadas por la matriz, al contrario que ocurre con el FRP, donde no se observa dicho descenso. En los gráficos también se representan las curvas del modelo de confinamiento propuesto por los autores, observándose una notable aproximación entre dicho modelo y los resultados experimentales.

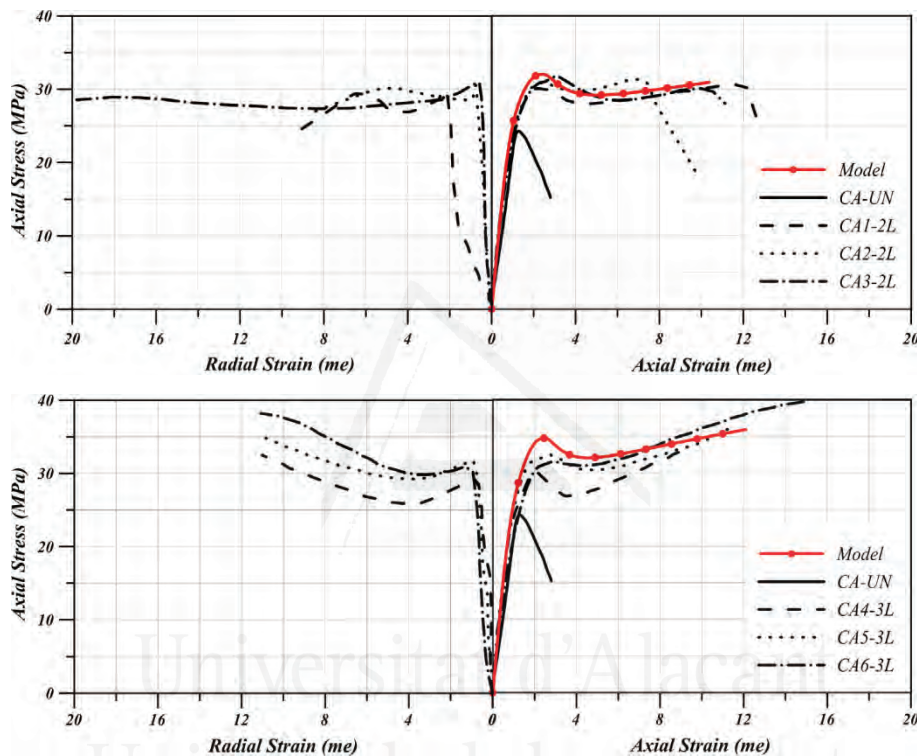


Figura 2.44. Respuesta de probetas cilíndricas de hormigón confinadas con mortero y 2 (a) o 3 (b) capas de Zylon (Colajanni et al. 2014).

Como se ha comentado al comienzo de este apartado, las investigaciones realizadas sobre elementos pétreos o de mampostería confinados con FRCM son prácticamente inexistentes hasta la fecha. En este sentido cabe destacar nuevamente la publicación de Micelli et al. (2014) en la que, tal y como se ha explicado, se trabaja con pequeñas columnas de sección circular formadas por tres bloques de piedra caliza recibidos con mortero. Algunos ejemplares se refuerzan con morteros de base cementosa y mallas bidireccionales de fibras de basalto (2 capas), dispuestos de forma continua o discontinua (3 bandas horizontales separadas entre sí). En la Fig. 2.45.a se muestran los resultados de las columnas sin reforzar, observándose un comportamiento aproximadamente lineal con rotura frágil y

tensión media del orden de 5 MPa. En la Fig. 2.45.b se representan las curvas de las piezas confinadas con encamisado continuo (T) o discontinuo (D), sin apreciarse diferencias sustanciales entre ambas soluciones. La tensión de rotura oscila en torno a 7-8 MPa y el mecanismo de agotamiento, en la línea de los trabajos analizados anteriormente, viene marcado por un progresivo desgarro del encamisado a medida que van rompiendo a tracción las fibras orientadas en la dirección perpendicular a la pieza. A diferencia de los resultados obtenidos en otras investigaciones, sí se observa en este caso un punto de rotura mucho más claro en la mayoría de los ejemplares ensayados.

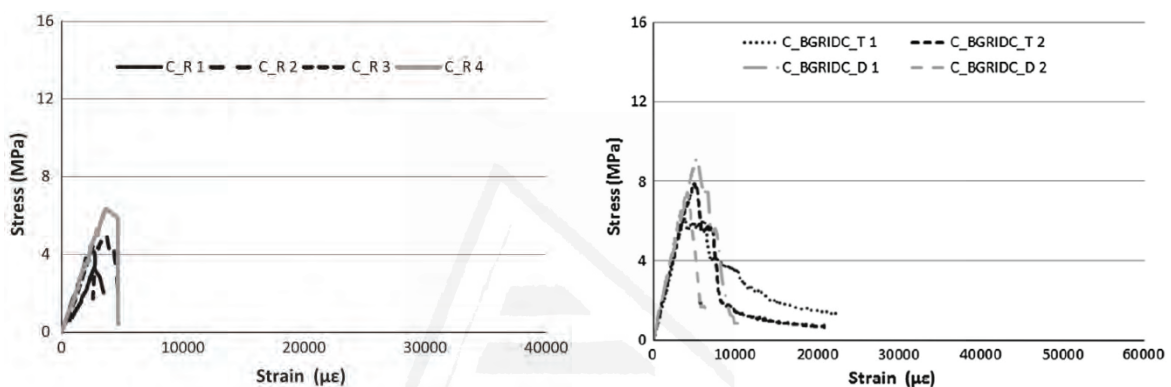


Figura 2.45. Comportamiento de piezas de piedra caliza sin reforzar (a) o confinadas con mortero y 2 capas de malla de fibra de basalto (b) (Micelli et al. 2014).

2.6. CONFINAMIENTO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CONDICIONES ADVERSAS

Desde el punto de vista de los objetivos de la presente tesis y, además del análisis del confinamiento de elementos comprimidos de hormigón o piedra con FRP o FRCM que se ha llevado a cabo en el apartado anterior, se considera necesaria una revisión bibliográfica de las investigaciones disponibles acerca del refuerzo de piezas sometidas a condiciones adversas. De manera particular, procede la revisión de trabajos previos sobre elementos sometidos a temperaturas elevadas o a la acción del agua, así como piezas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión. Si las investigaciones publicadas sobre el confinamiento de elementos pétreos o de mampostería con FRP o FRCM son, por el momento, muy escasas, las referencias sobre este tipo de materiales después de haber sido sometidos a condiciones adversas son nulas, salvo alguna pequeña excepción.

La información disponible acerca del refuerzo de piezas sometidas a temperaturas elevadas se limita a un reducido número de publicaciones y, en todos los casos, referidas a elementos de hormigón. Una de las investigaciones más interesantes es la de Bisby et al. (2011), en la que se trabaja con probetas cilíndricas de hormigón expuestas a diferentes niveles de temperatura y reforzadas posteriormente mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono (1 capa) y matriz de resina epoxi. El tratamiento térmico se realiza en horno eléctrico y se proponen tres niveles de temperatura (300, 500 y 686 °C) y tiempos de exposición diferentes (120 y 240 minutos), dejándose enfriar lentamente las probetas antes de proceder a su refuerzo.

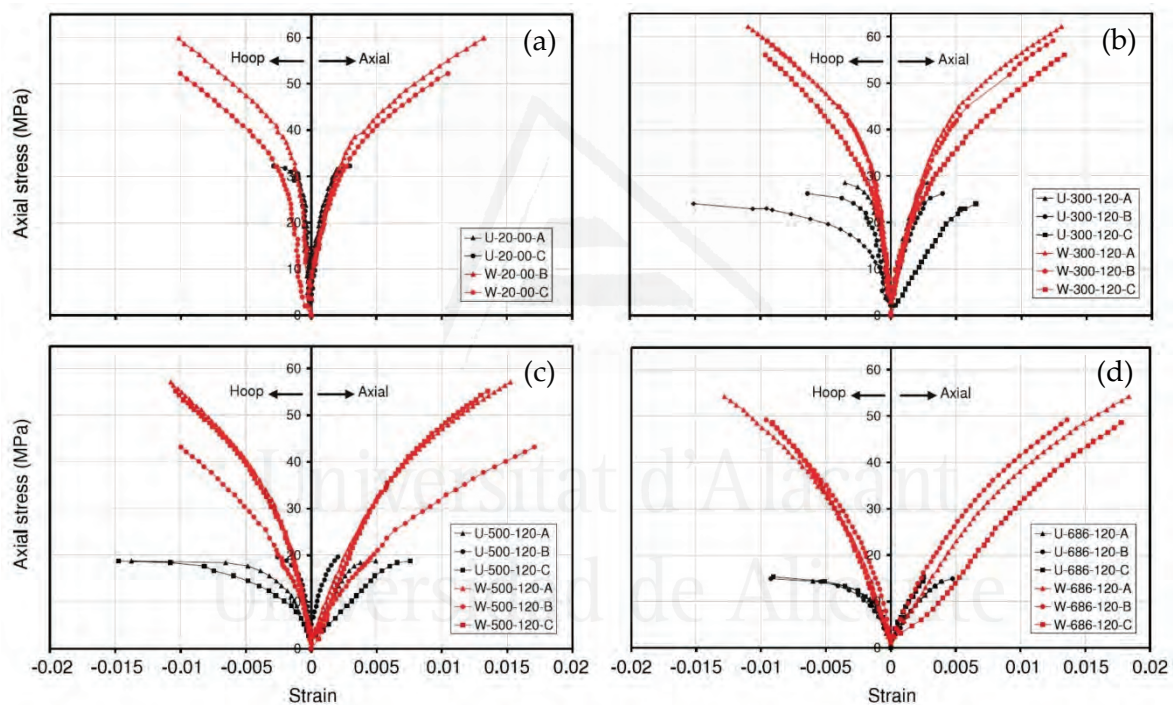


Figura 2.46. Probetas de hormigón confinadas con tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi: sin tratamiento térmico (a) y sometidas a temperaturas de 300, 500 y 686 °C (b, c y d) (Bisby et al. 2011).

Los resultados muestran importantes pérdidas de capacidad mecánica de las probetas de hormigón con el incremento de la temperatura, más acusadas a medida que aumenta el tiempo de exposición. En el caso de los ejemplares expuestos durante 120 minutos (Fig. 2.46) la reducción de resistencia llega al 50%, alcanzando el 60% con tiempos de exposición de 240 minutos. El módulo de elasticidad también sufre descensos muy notables, como puede comprobarse en las curvas correspondientes a las probetas no reforzadas (U). En cuanto a la respuesta de las piezas confinadas con FRP (W), se observa

claramente en los diagramas que los valores de tensión y deformación de rotura resultan similares en todos los casos y no parecen depender en gran medida del nivel de daño que haya sufrido el material del núcleo. Del análisis de las curvas se deduce, además, otra conclusión importante: la pendiente de la rama inicial es aproximadamente igual tanto en las probetas confinadas como en las no confinadas, para cada nivel de temperatura, lo que significa que el encamisado no modifica la rigidez del elemento reforzado al permanecer en estado pasivo hasta que se produce la rotura del núcleo de hormigón. Esta cuestión es absolutamente crucial a la hora de estudiar el refuerzo de un pilar real en un edificio afectado por un incendio, donde deberá analizarse el problema no solamente en términos de tensión de rotura, sino especialmente en la fase de servicio bajo los esfuerzos previsible que deba soportar dicho pilar y donde no podrá contarse con la colaboración del encamisado.

Otra investigación interesante en este sentido es la publicada por Lenwari et al. (2016), en la que se realiza un amplio y exhaustivo estudio experimental sobre probetas cilíndricas de hormigón sometidas a niveles de temperatura de 300, 500 y 700 °C, con tiempos de exposición de 2 o 3 horas. Se trabaja con hormigones de distintas resistencias a compresión (20, 35 y 50 MPa) y encamisados continuos o discontinuos mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi. El tratamiento térmico se realiza en horno eléctrico y se plantean dos sistemas de enfriamiento diferentes: lento (manteniéndose las piezas en el interior del horno desconectado hasta alcanzar la temperatura ambiente) y brusco (extrayendo las probetas a la temperatura objetivo y rociándolas inmediatamente con agua fría durante 30 minutos). En la Fig. 2.47 se muestran los resultados obtenidos en el caso de las series fabricadas con hormigón de 35 MPa, encamisados continuos y tres niveles de temperatura: 300 °C, con enfriamiento lento (a) o brusco (b); 500 °C, con enfriamiento lento (c) o brusco (d) y 700 °C, con enfriamiento lento (e) o brusco (f). Las curvas exhiben un comportamiento muy similar al observado en la investigación de Bisby et al. (2011), apreciándose importantes descensos en la resistencia y en el módulo de elasticidad del hormigón con el aumento de la temperatura, bastante más acusados en el caso de las probetas enfriadas bruscamente. El confinamiento aporta grandes incrementos de resistencia y ductilidad, obteniéndose valores similares en la resistencia y deformación

de rotura, independientemente del nivel de temperatura que haya alcanzado el hormigón o del método de enfriamiento empleado. Sin embargo, se aprecia nuevamente que el encamisado no es capaz de restaurar el módulo de elasticidad del material original, a la vista de la pendiente de la rama inicial en cada caso, similar tanto en las probetas confinadas como en las no confinadas.

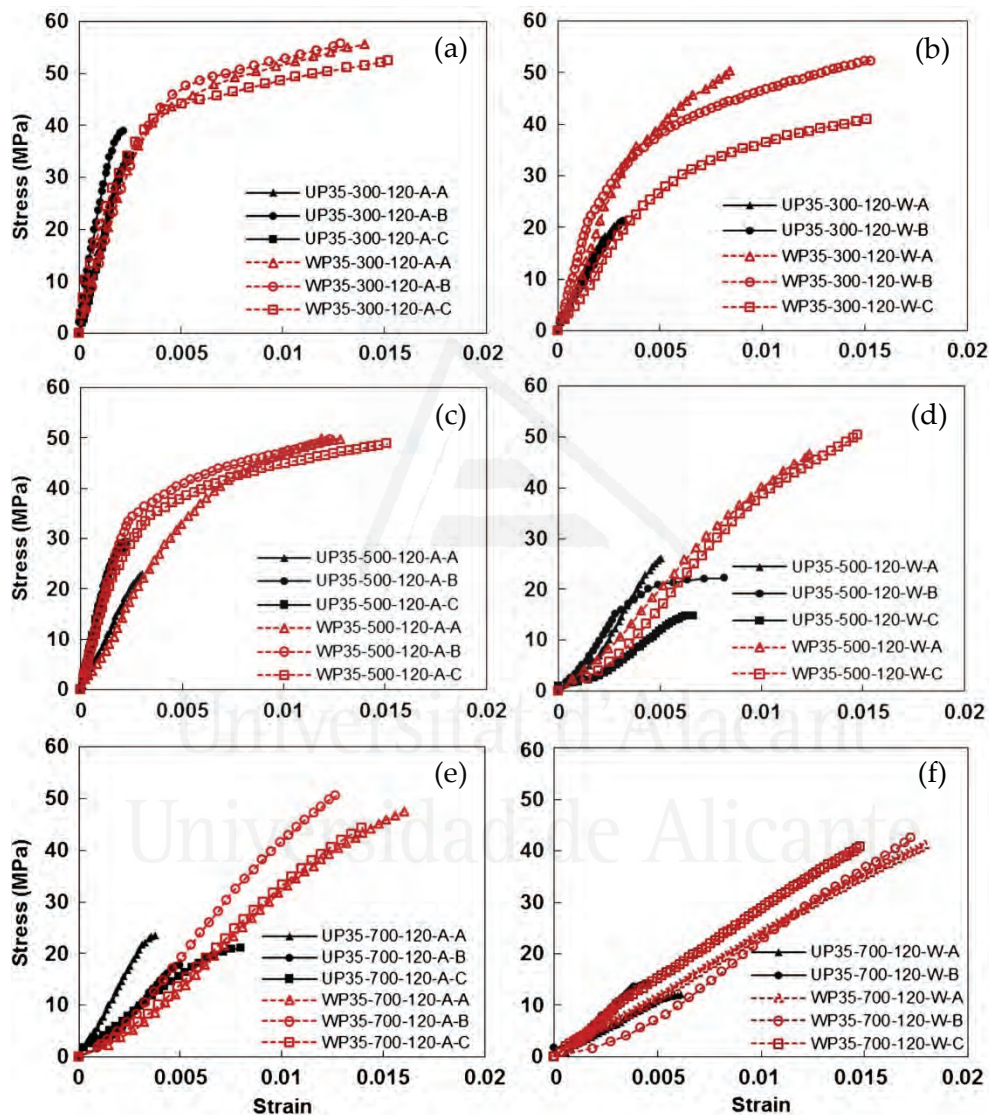


Figura 2.47. Probetas de hormigón sometidas a 300, 500 o 700 °C, con enfriamiento lento o brusco, confinadas mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi (Lenwari et al. 2016).

Respecto de la influencia del agua en los refuerzos de elementos comprimidos con materiales compuestos, se han realizado algunos estudios en elementos de hormigón destinados esencialmente a evaluar la degradación de los encamisados a largo plazo ante ciclos de hielo-deshielo, ciclos de saturación y secado con niveles de temperatura variables

o exposición a ambientes agresivos mediante inmersión en aguas con diferentes compuestos químicos. Sin embargo, no se han encontrado referentes acerca del confinamiento de elementos pétreos saturados, objeto de una de las líneas de trabajo de la presente tesis.

Cabe mencionar, por ejemplo, la investigación de Toutanji (1999), en la que se trabaja con probetas cilíndricas de hormigón reforzadas con tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio y dos tipos de resina epoxi. Algunas series se someten a 300 ciclos de saturación y secado mediante inmersión en agua salada, a fin de reproducir en el laboratorio un ambiente marino agresivo. Cada ciclo consiste en el llenado de la cámara que contiene las muestras durante 4 horas y, pasado este plazo, se procede al vaciado e inyección de aire caliente a 35 °C durante 2 horas más; el ensayo se prolonga durante un total de 75 días.

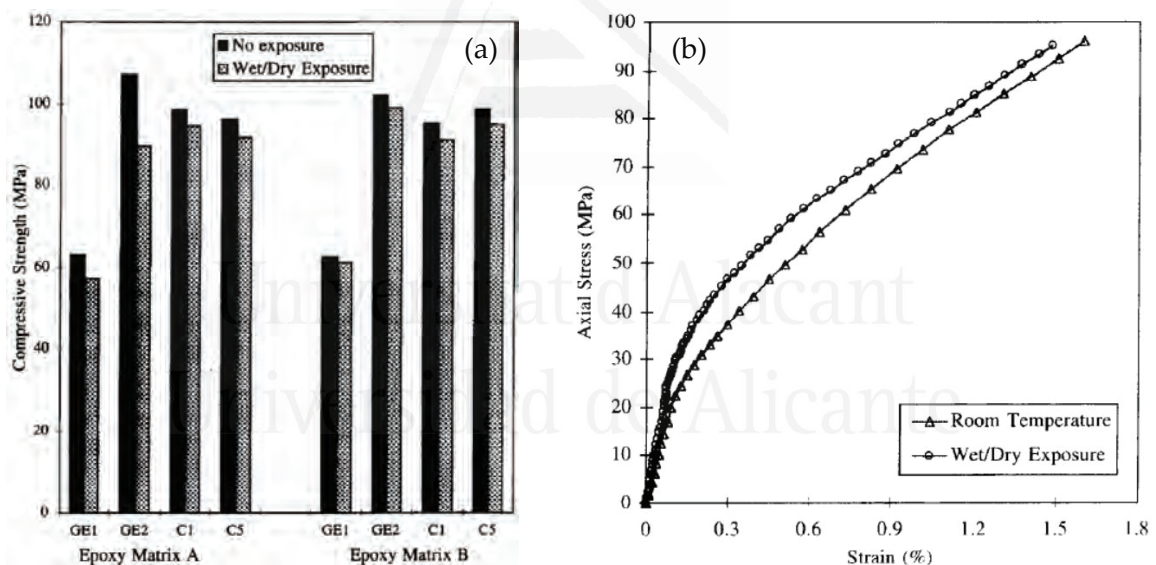


Figura 2.48. Pérdidas de resistencia en probetas de hormigón reforzadas con FRP tras 300 ciclos de saturación y secado en agua salina (a) y ejemplo de las curvas tensión-deformación resultantes (b) (Toutanji 1999).

Los resultados muestran pérdidas de resistencia insignificantes en las series sometidas a la acción del agua, respecto de las muestras inalteradas. En el caso de la resina de mejores prestaciones (resina tipo B, Fig. 2.48.a), las pérdidas resultan inferiores al 5% en todos los casos, lo que parece indicar una buena durabilidad en este tipo de materiales. De hecho, en una buena parte de las series ensayadas, se obtiene una mejor respuesta en las curvas tensión-deformación de las probetas tratadas con los ciclos de saturación y secado,

como puede observarse en la Fig. 2.48.b, correspondiente a los refuerzos con fibras de carbono. Este efecto se atribuye a un mejor curado del hormigón al permanecer en estado húmedo durante mucho más tiempo, sin apreciarse ningún efecto negativo por la presencia de sales disueltas en el agua.

Otra línea de trabajo más estudiada es la pérdida de adherencia de los materiales compuestos respecto del sustrato soporte en función del contenido de humedad. En este caso se han publicado distintos estudios, tanto con FRP como con FRCM, sobre soportes de hormigón, ladrillo o piedra. Cabe destacar en este sentido la investigación de Sciolti et al. (2012), en la que se trabaja con una calcarenita de elevada porosidad, de características similares a la Piedra de San Julián. Los ensayos se realizan sobre piezas prismáticas de roca a las que se adhiere una banda de tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi que se somete a tracción, obteniéndose la tensión tangencial de adherencia en función de la carga de rotura y el área de contacto entre el refuerzo y el sustrato. Algunas series se mantienen sumergidas en agua destilada durante periodos de 8 o 25 semanas, a fin de evaluar la influencia de la humedad en las condiciones de unión del material compuesto con la piedra, además de estudiarse las propiedades de la propia roca y de los productos de refuerzo empleados. Los resultados muestran descensos en la resistencia a compresión y en el módulo de elasticidad de la piedra del orden del 50%. En el caso de la resina epoxi se obtienen caídas en la resistencia a tracción entre el 23 y el 45%, en función del periodo de inmersión, y entre el 36 y el 60% en caso del módulo de elasticidad, mientras que las propiedades de los tejidos de fibras de carbono permanecen prácticamente inalteradas. Respecto de la adherencia, se producen descensos en torno al 25%, sin detectarse diferencias sustanciales entre los distintos tiempos de exposición. El agotamiento parece estar causado por la pérdida de propiedades mecánicas del sustrato, apreciándose una fina capa de material pétreo adherida en la superficie del material compuesto en todos los casos, lo que pone de manifiesto que la influencia del agua afecta en mayor medida al material pétreo que al FRP. Esta conclusión es relevante, pues en el caso particular de los refuerzos por confinamiento de elementos comprimidos, donde se produce el solape del encamisado sobre sí mismo, no es previsible que la acción de la humedad modifique en gran medida la eficacia del zunchado, como se comprobará más adelante.

Respecto del refuerzo de piezas pre-dañadas, se encuentran publicadas algunas investigaciones interesantes realizadas con elementos de hormigón, destacándose por ejemplo el trabajo de Wu et al. (2014), que desarrollan un amplio programa experimental con probetas cilíndricas fabricadas con hormigones de diferente resistencia a compresión (30 y 50 MPa). Se plantean distintos niveles de precarga respecto de la tensión de rotura del hormigón, correspondientes al 85 y al 100% y varios niveles adicionales más allá de este valor, generando estados de fisuración más o menos importantes en las piezas (Fig. 2.49.a). El refuerzo se realiza mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, en una o dos capas, previa reparación superficial de las probetas dañadas mediante un producto epoxídico especialmente formulado para ello.

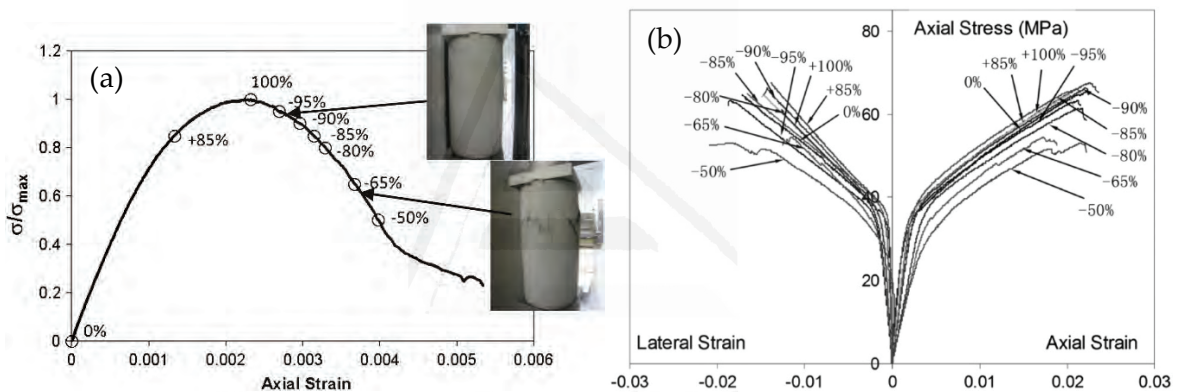


Figura 2.49. Niveles de precarga en probetas de hormigón previos a su refuerzo (a) y comportamiento de piezas confinadas posteriormente con tejido de fibras de carbono y resina epoxi (b) (Wu et al. 2014).

En la Fig. 2.49.b se muestran las curvas tensión-deformación correspondientes a las series fabricadas con hormigón de 30 MPa y refuerzo con 1 capa de tejido, pudiéndose observar claramente que el efecto del confinamiento resulta muy similar en todos los casos y que únicamente se aprecia un leve descenso de resistencia en las dos series sometidas a mayores precargas. En otras palabras, no parece que el nivel de deterioro que pueda haber sufrido el núcleo tenga un efecto significativo sobre el comportamiento en rotura de la pieza reforzada, dentro de unos niveles de daño razonables. Evidentemente, este comportamiento resultará de gran interés a la hora de plantear el refuerzo de un soporte real en un edificio en el que pueda haberse agotado su capacidad mecánica por cualquier motivo, o bien ante una reparación tras la acción de un sismo o cualquier otra circunstancia similar.

El único estudio disponible en el que se hace referencia al refuerzo de elementos pétreos sometidos a precarga es el de Aiello et al. (2007), explicado anteriormente. En este trabajo se plantea el refuerzo de pequeñas columnas fabricadas con piezas de roca caliza mediante tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, continuos o discontinuos (en forma de bandas horizontales separadas entre sí). Antes de proceder al refuerzo, algunas muestras se someten a niveles de precarga del 60 y el 80% respecto de la tensión de rotura de la roca (del orden de 10 MPa). Los resultados, que deben tomarse con prudencia pues solamente se han ensayado dos ejemplares en cada serie, muestran una tendencia similar a la observada en el trabajo de Wu et al. (2014), sin apreciarse diferencias significativas en las curvas tensión-deformación de las columnas sometidas a precarga respecto de las muestras intactas. De hecho, se alcanzan incluso mayores tensiones y deformaciones de rotura en algunos ejemplares pre-dañados, como puede observarse en la Fig. 2.50, si bien las diferencias detectadas deben entenderse dentro del rango de dispersión razonable para un material como la piedra.

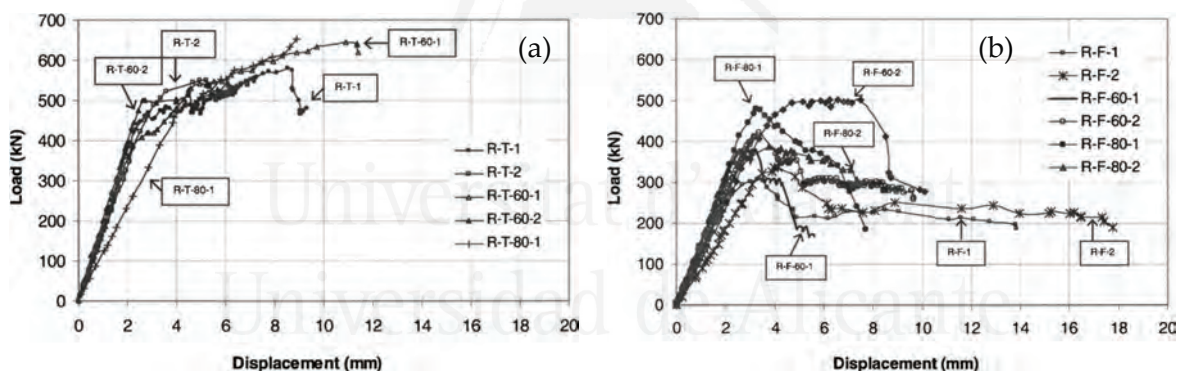


Figura 2.50. Columnas de piedra caliza con encamisados continuos (a) o discontinuos (b) y niveles de precarga del 60 y el 80% respecto de la tensión de rotura de la roca (Aiello et al. 2007).

Respecto de los refuerzos bajo tensión, las investigaciones realizadas hasta la fecha se limitan a un número muy reducido de trabajos con probetas de hormigón en todos los casos, sin encontrarse un solo referente en cuanto a elementos pétreos o de mampostería. La metodología implica cierta dificultad, pues las resinas empleadas habitualmente requieren plazos de curado relativamente importantes, del orden de 7 días, lo que implica que las piezas deben permanecer a tensión constante durante todo este tiempo, problema que se agrava en el caso de los morteros de base cementosa, con periodos de curado mucho más dilatados.

En una investigación previa desarrollada en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante [Ivorra et al. 2010 y 2013], se estudió el comportamiento de probetas cilíndricas de hormigón reforzadas bajo tensión con una capa de tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi. Las muestras se introducen en la prensa de ensayo y se someten a una precarga del 65 o el 85% respecto de la tensión de rotura del hormigón. A las 24 horas se procede a aplicar el refuerzo sobre la probeta, manteniéndose constante la tensión aplicada en todo momento. Para acelerar el proceso de curado de la resina se aplica calor mediante la instalación de una manta térmica alrededor de la pieza, comprobándose que en estas circunstancias el producto desarrolla toda su capacidad mecánica un plazo de 3 días. Transcurrido dicho plazo se incrementa la tensión hasta que se produce la rotura de la probeta. El ensayo alcanza, por lo tanto, una duración total de 4 días, durante los cuales es fundamental que la prensa proporcione la tensión prevista de forma constante e ininterrumpida.

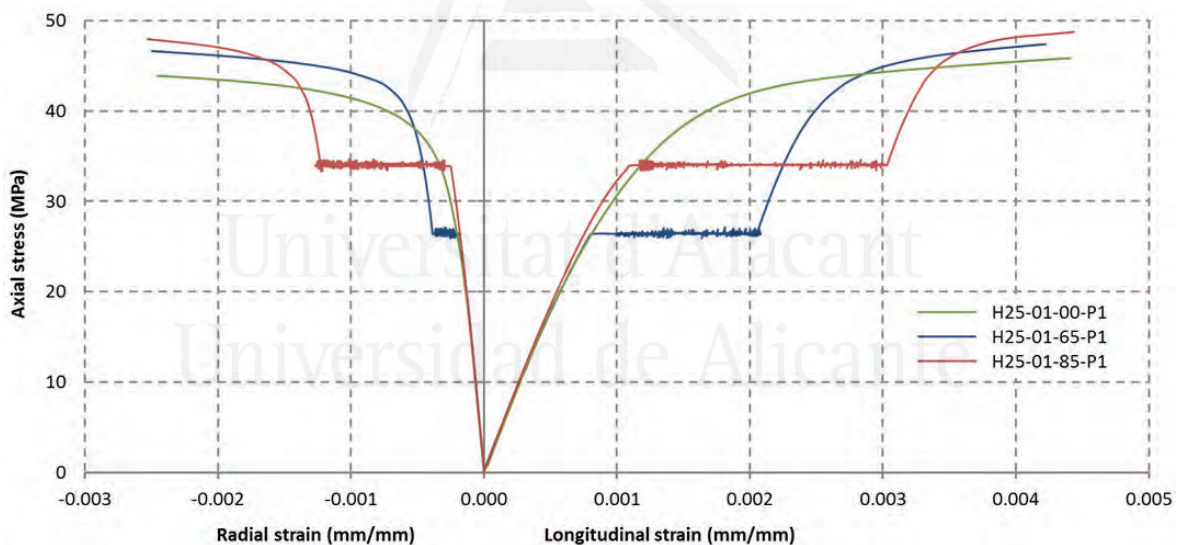


Figura 2.51. Probetas de hormigón confinadas con tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi, sin precarga y reforzadas bajo tensión (Ivorra et al. 2010).

En la Fig. 2.51 se representan las curvas tensión-deformación obtenidas en las distintas series ensayadas: probetas confinadas sin precarga (00) y probetas reforzadas bajo tensión, a niveles de precarga del 65% (65) o del 85% (85). Resulta destacable la respuesta obtenida en estas últimas series, registrándose importantes deformaciones a tensión constante, como consecuencia de la fluencia que sufre el hormigón durante los 4 días que permanecen cargadas las probetas. La magnitud de dichas deformaciones depende del

nivel de tensión aplicado, como puede observarse con claridad. Transcurrido el plazo de curado de la resina se incrementa la carga hasta que se produce el agotamiento de la probeta, obteniéndose valores máximos de tensión y deformación de rotura muy similares a los de las piezas reforzadas sin precarga, con diferencias inferiores al 5% en todos los casos. De esta investigación puede deducirse, a la vista de los resultados, que los confinamientos bajo tensión no parecen influir de manera significativa en el comportamiento en rotura de las piezas reforzadas, cuya respuesta depende básicamente de la rigidez aportada por el encamisado y no del estado en que se encuentre el núcleo de hormigón.

Cabe comentar, por último, la reciente investigación publicada por Ferrotto et al. (2017), en la que se plantea un programa experimental similar al de Ivorra et al. (2010 y 2013), aunque bastante más extenso, con probetas cilíndricas de hormigón y refuerzos con tejidos unidireccionales de fibras de carbono y resina epoxi. En este caso la tensión se mantiene constante durante todo el proceso por medio de un dispositivo mecánico formado básicamente por un bastidor con barras roscadas que permite ejercer la presión necesaria sin necesidad de mantener la prensa en constante funcionamiento. Este procedimiento facilita que la resina pueda endurecer a temperatura ambiente durante los plazos establecidos por el fabricante, por lo que no se acelera su curado como en la investigación anterior. Se proponen, por un lado, encamisados formados por tres capas de tejido, con niveles de precarga del 40, 60 y 80% (Fig. 2.52.a) y, por otro lado, encamisados formados por dos capas y niveles de precarga del 55, 70 y 90% (Fig. 2.52.b).

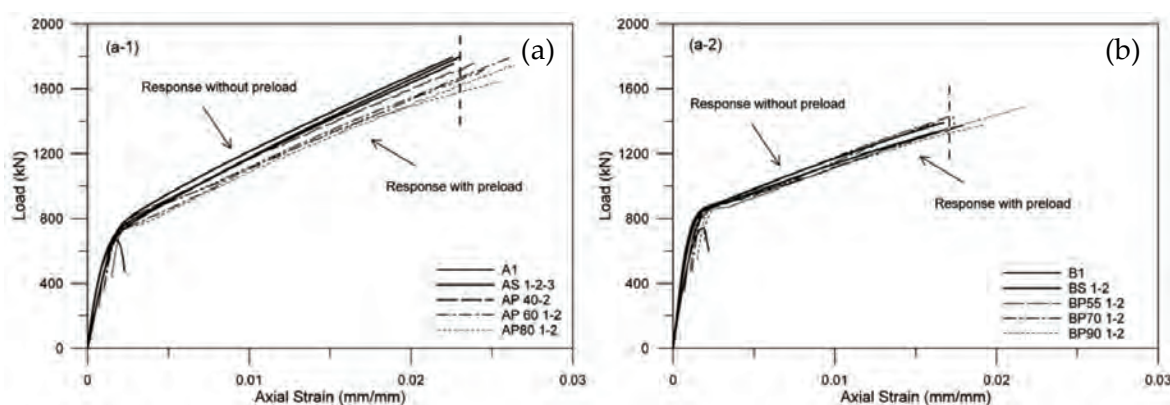


Figura 2.52. Probetas de hormigón reforzadas bajo tensión con 3 (a) o 2 (b) capas de tejido unidireccional de fibras de carbono y resina epoxi y distintos niveles de precarga (Ferrotto et al. 2017).

Los resultados demuestran nuevamente que el comportamiento de las probetas confinadas no parece particularmente afectado por el nivel de precarga al que hayan sido sometidas. Los valores de tensión y deformación de rotura, muy similares en todas las series ensayadas, vienen condicionados básicamente por la rigidez del encamisado, en este caso por el número de capas aplicadas. No obstante, se detecta una gran diferencia en cuanto a las deformaciones por fluencia registradas respecto del trabajo publicado por Ivorra et al. (2010 y 2013). Si se observa con detalle el tramo inicial de las curvas de la Fig. 2.52 puede apreciarse que la fluencia que experimentan en este caso las probetas durante todo el proceso de carga es muy reducida, en comparación con los valores obtenidos en la investigación anterior. Este aspecto puede estar relacionado con el proceso de curado acelerado de la resina mediante la aplicación de calor, circunstancia que puede haber afectado a los datos proporcionados por las galgas extensométricas empleadas para el control de las deformaciones.

2.7. MODELOS DE CONFINAMIENTO

2.7.1. Contexto

Paralelamente a los estudios de carácter experimental, algunos de los cuales se han ido detallando a lo largo de los apartados anteriores, durante las dos últimas décadas se ha realizado un gran esfuerzo para comprender el comportamiento de los elementos confinados con materiales compuestos y establecer modelos adecuados que permitan simular su respuesta y predecir las tensiones y deformaciones de rotura de las piezas reforzadas. La gran mayoría de los modelos disponibles se han desarrollado para elementos de hormigón, mientras que apenas se encuentran referencias acerca de piezas de piedra o de mampostería. De hecho, de todos los reglamentos y guías de diseño publicados hasta el momento, únicamente la norma italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) dedica un capítulo al refuerzo de elementos pétreos si bien, como se explicará más adelante, las diferencias respecto de los modelos equivalentes para hormigón son mínimas.

Los primeros estudios sobre el confinamiento de elementos de hormigón con FRP adoptaron el modelo de Mander et al. (1988), desarrollado para estudiar el efecto del

zunchado proporcionado por los estribos de acero en piezas de hormigón armado de sección circular o rectangular. Sin embargo, pronto se comprobó que este modelo resultaba inadecuado para el caso del refuerzo con FRP, pues asume una presión de confinamiento constante como consecuencia de la plastificación del acero más allá de su límite elástico. En el caso de los encamisados con FRP, cuyo comportamiento es elástico y lineal hasta la rotura, la presión de confinamiento se incrementa progresivamente a medida que aumenta la expansión lateral de la pieza reforzada y hasta que se produce el agotamiento, que dependerá básicamente de la resistencia a tracción del material compuesto. Este comportamiento, ciertamente diferente, obligó al desarrollo de modelos alternativos formulados específicamente para el confinamiento con FRP.

Ozbakkaloglu et al. (2013) presentan un interesante trabajo en el que se recopilan nada menos que 88 modelos de confinamiento, limitados únicamente al refuerzo con FRP de elementos de hormigón de sección circular. En una reciente publicación, Minafò et al. (2017) revisan los modelos disponibles acerca del confinamiento de elementos pétreos o de mampostería, que se limitan a un número muy reducido de investigaciones (y derivadas todas ellas de modelos para piezas de hormigón con ligeras modificaciones) además del modelo de la norma italiana comentada anteriormente.

El análisis pormenorizado de todos estos modelos de confinamiento requeriría una extensión que queda completamente fuera del alcance de esta tesis doctoral, por lo que se ha decidido analizar únicamente los modelos implementados en las principales guías de diseño y comparar con los resultados obtenidos experimentalmente, como se explicará en el capítulo 6. No obstante, dado que la mayoría de estas guías adoptan el modelo de confinamiento de Lam y Teng (2003), se considera adecuado resumir las principales características de dicho modelo, como se detallará al final de este apartado.

2.7.2. Mecanismo de confinamiento

En el caso de elementos de sección circular con refuerzos continuos de FRP, la presión lateral (radial) de confinamiento se asume uniformemente distribuida a lo largo de todo el contorno de la pieza reforzada. El efecto de confinamiento del encamisado sobre el núcleo solamente se activa cuando la pieza experimenta una expansión transversal suficiente por

efecto Poisson, como consecuencia de las cargas aplicadas, incrementándose la presión lateral a medida que aumenta esta deformación. El mecanismo de confinamiento descrito se ilustra gráficamente en la Fig. 2.53, donde f_c es la tensión de compresión aplicada en la dirección longitudinal de la pieza y f_l es la presión lateral ejercida por el encamisado.

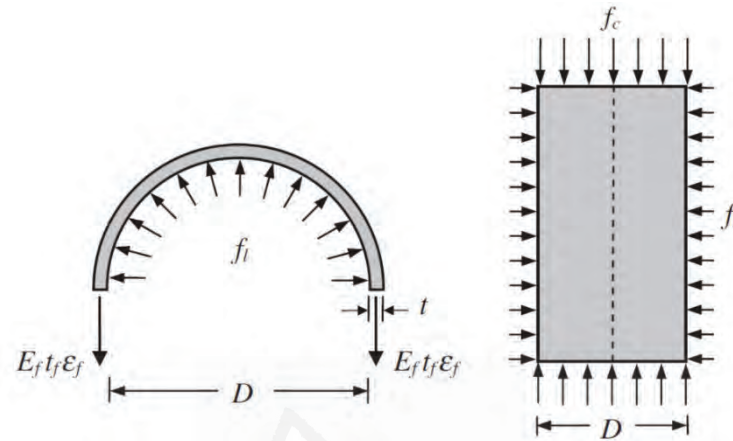


Figura 2.53. Mecanismo de confinamiento de una pieza de sección circular reforzada mediante encamisado continuo de FRP (Ozbakkaloglu et al. 2013).

Planteando la compatibilidad de deformaciones entre el encamisado y el núcleo, puede obtenerse fácilmente la máxima presión de confinamiento (correspondiente a la rotura a tracción del material compuesto) según la Ec. (2.3), donde E_f , t_f y ε_{fe} representan el módulo de elasticidad, el espesor y la deformación de rotura efectiva del FRP, respectivamente.

$$f_l = \frac{2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (2.3)$$

El concepto de deformación de rotura efectiva del FRP, que ya se ha apuntado con anterioridad al explicar el trabajo de Pessiki et al. (2001), considera la circunstancia de que el alargamiento en rotura del material compuesto determinado mediante ensayos a tracción sobre muestras planas nunca llega a alcanzarse en los encamisados aplicados sobre las probetas reforzadas, según se constata en mayor o menor medida en buena parte de los estudios publicados. Este agotamiento prematuro del FRP antes de alcanzar su deformación de rotura teórica se atribuye, entre otras, a las siguientes razones:

- El encamisado está sometido a un estado triaxial de tensiones: además de la tensión principal de tracción en la dirección de las fibras, queda afectado por tensiones

perpendiculares a las mismas por efecto de la adherencia del encamisado con la pieza reforzada, además de la presión radial de confinamiento. Dicho estado triaxial no se presenta en las muestras planas de FRP ensayadas a tracción, en las que únicamente se producen tensiones en la dirección longitudinal de las fibras.

- La microfisuración del sustrato genera pequeñas discontinuidades locales que producen ligeras concentraciones de tensiones, las cuales pueden llevar a la rotura prematura del encamisado.
- La calidad de ejecución del material compuesto generalmente se ve afectada por la curvatura de la pieza a reforzar, con el riesgo de que las fibras no queden perfectamente distribuidas y alineadas en la dirección del máximo esfuerzo de tracción.

Para tener en cuenta esta circunstancia, la mayoría de los modelos publicados y todas las guías de diseño, introducen en los cálculos un factor reductor o coeficiente de eficiencia (k_ε) con el que obtener la deformación de rotura efectiva del encamisado a partir del alargamiento en rotura teórico (ε_{fu}) del FRP, tal y como se establece en la Ec. (2.4). El valor concreto de dicho coeficiente, determinado en base a resultados experimentales, es diferente en cada una de las guías de diseño y se explicará con detalle en el capítulo 6.

$$\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (2.4)$$

2.7.3. Modelo de Lam y Teng (2003)

De todos los modelos de confinamiento disponibles en la literatura se ha decidido destacar únicamente el propuesto por Lam y Teng (2003), pues se trata del modelo que adoptan todas las guías de diseño para el dimensionamiento de elementos confinados con FRP. La única excepción es el documento FIB Bulletin N° 14 (2001), que fue redactado con anterioridad a la publicación de dicho modelo y que no ha sido actualizado desde entonces, donde se adopta el modelo de Spoelstra y Monti (1999) como se explicará en el capítulo 6. El modelo de Lam y Teng (2003) fue revisado posteriormente por los mismos autores [Teng et al. 2009], introduciéndose algunos ajustes en base a los resultados de nuevas campañas experimentales. Sin embargo, y a pesar de haberse publicado nuevas versiones actualizadas

de las diferentes guías de diseño en fechas recientes, la única que ha adoptado el modelo de Teng et al. (2009) es la británica TR-55, mientras que las norteamericanas ACI 440.2R-17 (2017) y ACI 549.4R-13 (2013) y la italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) continúan aplicando el modelo original del año 2003.

2.7.3.1. Respuesta de elementos de hormigón confinados con FRP

En términos generales, la respuesta de los elementos de hormigón confinados con FRP presenta alguna de las curvas tensión-deformación características representadas en la Fig. 2.54, donde:

f'_{co} tensión de rotura a compresión del hormigón sin confinar

f'_{cc} máxima tensión alcanzada por la pieza reforzada

f'_{cu} tensión correspondiente a la deformación última

ε_{cc} deformación correspondiente a la tensión f'_{cc}

ε_{cu} deformación última de la pieza reforzada

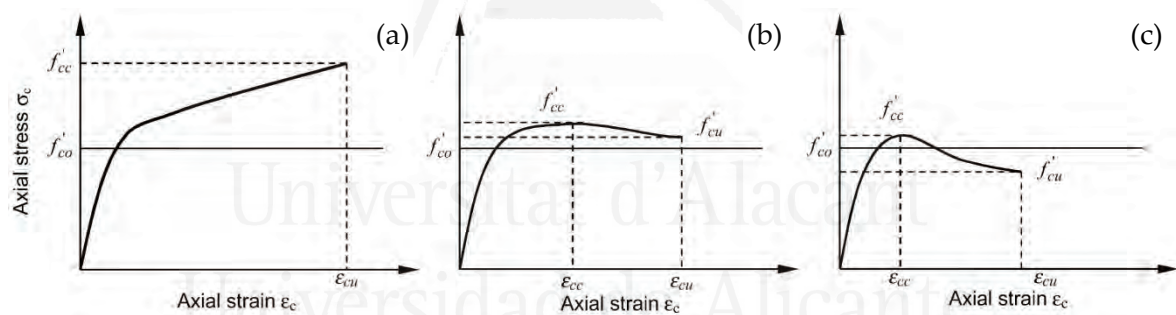


Figura 2.54. Curvas tensión-deformación características para elementos de hormigón reforzados con FRP y en función del nivel de confinamiento (Lam y Teng 2003).

En la mayoría de los estudios realizados se observa un comportamiento bilineal similar al de la Fig. 2.54.a, donde la máxima tensión alcanzada por la pieza coincide con la deformación de rotura, obteniéndose normalmente grandes incrementos respecto de los elementos no reforzados. Sin embargo, en algunos casos se produce una rama descendente en el diagrama más allá del valor máximo de tensión o, en otras palabras, la resistencia a compresión de la pieza reforzada se alcanza antes de la rotura del FRP. Este tipo de respuesta puede, a su vez, presentar dos curvas diferentes: por un lado, puede ocurrir que $f'_{cu} \geq f'_{co}$ (Fig. 2.54.b), en cuyo caso se entiende que el encamisado todavía es capaz de suministrar un determinado nivel de confinamiento; por otro lado, en aquellos casos en los

que $f'_{cu} \leq f'_{co}$ (Fig. 2.54.c), se considera que la pieza queda insuficientemente reforzada y que no cabe esperar mejoras sustanciales por efecto del zunchado.

El modelo propuesto es válido únicamente para elementos suficientemente confinados, según la primera de las curvas comentadas, para lo cual resulta importante establecer previamente si el nivel de confinamiento es adecuado. Esta cuestión es tratada de forma diferente por distintos investigadores, adoptándose en este caso el criterio de Spoelstra y Monti (1999), que fija un nivel mínimo de confinamiento según la Ec. (2.5) en función de la máxima presión lateral de confinamiento (f_l) y de la tensión de rotura del hormigón sin reforzar (f'_{co}).

$$\frac{f_l}{f'_{co}} \geq 0.07 \quad (2.5)$$

2.7.3.2. Modelo de confinamiento propuesto

El modelo de confinamiento propuesto por Lam y Teng (2003) responde a la curva tensión-deformación representada en la Fig. 2.55, adoptándose las siguientes hipótesis y simplificaciones:

- La curva consta de dos tramos diferentes: una primera rama parabólica y una segunda rama recta.
- La pendiente de la parábola en el punto de arranque coincide con el módulo de elasticidad tangente del hormigón sin confinar (E_c).
- El desarrollo de la rama parabólica coincide sensiblemente (aunque no exactamente) con la respuesta del hormigón sin confinar, pues la influencia del encamisado es mínima en esta fase inicial dado su carácter pasivo.
- La transición entre las dos ramas es suave y no se produce cambio de pendiente en el punto de encuentro.
- La rama recta termina en el punto donde se alcanza la máxima tensión y deformación de la pieza reforzada.
- La intersección de la rama recta con el eje de ordenadas coincide, simplificada, con la tensión de rotura del hormigón sin confinar ($f_o = f'_{co}$).

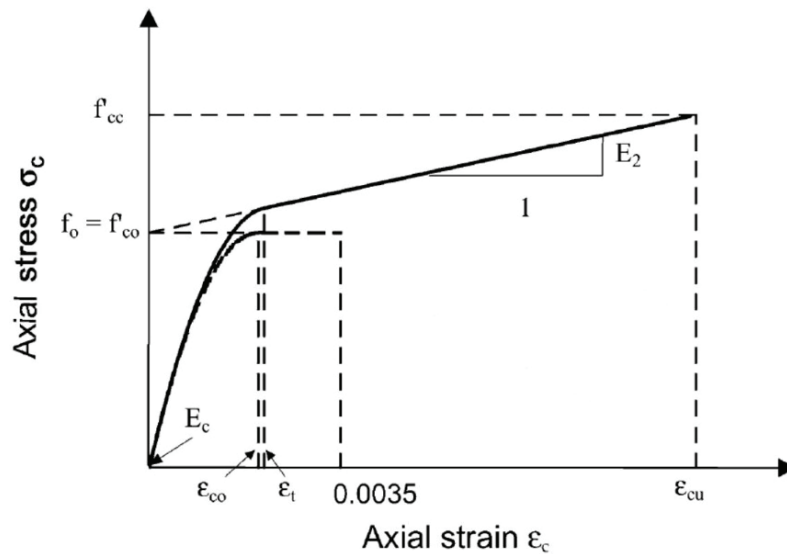


Figura 2.55. Modelo propuesto para elementos de hormigón confinados con FRP (Lam y Teng 2003).

Las curvas responden matemáticamente a las expresiones dadas en las siguientes ecuaciones, correspondientes a la rama parabólica y al tramo recto:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_o} \varepsilon_c^2 \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \quad (2.6)$$

$$\sigma_c = f_o + E_2 \varepsilon_c \quad \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.7)$$

donde E_2 representa la pendiente de la rama recta, dada por la Ec. (2.8), y ε_t es la deformación correspondiente al punto de transición entre ambas ramas, que puede calcularse mediante la Ec. (2.9).

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f_o}{\varepsilon_{cu}} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_t = \frac{2f_o}{(E_c - E_2)} \quad (2.9)$$

2.7.3.3. Tensión máxima y deformación de rotura

La máxima tensión que soporta el hormigón confinado con FRP (f'_{cc}) puede obtenerse a partir de la resistencia del hormigón sin reforzar (f'_{co}) y la presión lateral de confinamiento (f_l), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3.3f_l \quad (2.10)$$

Para determinar la deformación en rotura (ε_{cu}) puede emplearse la Ec. (2.11) debiéndose conocer, además de los datos anteriores, la deformación de rotura del hormigón sin reforzar (ε_{co}) y la deformación de rotura efectiva del FRP (ε_{fe}), explicada anteriormente:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} \left[1.75 + 12 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right) \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0.45} \right] \quad (2.11)$$

Para el cálculo de la presión lateral de confinamiento y la deformación de rotura efectiva del FRP se emplean las Ec. (2.3) y (2.4), en las que se propone un coeficiente de eficiencia del encamisado $k_\varepsilon = 0.586$, obtenido en base a resultados experimentales sobre distintas series de probetas confinadas con tejidos de fibras de carbono. No obstante, y dada la escasez de información al respecto, los propios autores recomiendan que dicho coeficiente se determine con mayor precisión mediante ensayos adicionales. En una publicación posterior [Lam y Teng 2004] se amplía el estudio de este parámetro con nuevos datos experimentales, obteniéndose un valor muy similar para el caso de los tejidos con fibras de carbono ($k_\varepsilon = 0.581$) y algo más elevado para los encamisados con fibras de vidrio ($k_\varepsilon = 0.669$).

Resulta interesante, en este sentido, la investigación de Carey y Harries (2005), en la que se analiza el confinamiento con tejidos de fibras de carbono de elementos de hormigón de sección circular de tres escalas diferentes, con diámetros de 152, 254 y 610 mm y alturas respectivas de 305, 762 y 1830 mm. En el caso de las piezas de mayor tamaño y de escala intermedia, se obtienen coeficientes similares a los indicados anteriormente (entre 0.57 y 0.61); sin embargo, en el caso de las probetas de menor dimensión, los valores resultan mucho más elevados, del orden de 0.90. Este aspecto se considera importante desde el punto de vista del planteamiento de esta tesis, en la que se trabajará con piezas de pequeñas dimensiones, como se explicará más adelante.

Como se ha comentado con anterioridad, el modelo de Lam y Teng (2003) es revisado años después por los mismos autores [Teng et al. 2009], estableciendo nuevas ecuaciones para el cálculo de la tensión máxima y de la deformación de rotura de elementos de hormigón de sección circular confinados con FRP. Estas ecuaciones se desarrollan a partir del análisis de nuevas campañas experimentales y proporcionan valores algo más

ajustados, si bien las diferencias respecto del modelo original de 2003 son mínimas. También se incluyen expresiones adicionales para el cálculo de elementos débilmente confinados, en los que se obtienen ramas descendentes más allá de los valores máximos de tensión alcanzados, según las curvas de comportamiento grafiadas en la Fig. 2.54 (b y c). No obstante, y dado que la única guía de diseño que ha adoptado el modelo actualizado del año 2009 es la norma británica TR-55, se deja para el capítulo 6 la explicación de dicho modelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

3. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS

3.1. PLANTEAMIENTO DE LA TESIS

Del análisis de los antecedentes, detallados en el capítulo anterior, y a modo de breve resumen de algunos conceptos importantes que se han expuesto hasta el momento, cabe señalar las siguientes ideas fundamentales:

- El refuerzo de elementos comprimidos mediante la técnica del confinamiento con materiales compuestos supone un recurso muy eficaz para incrementar su capacidad portante. El procedimiento consiste, básicamente, en la aplicación de una lámina de elevadas prestaciones mecánicas que coarta la expansión lateral por efecto Poisson, mejorando notablemente la resistencia y la deformación de rotura de la pieza reforzada.
- En el caso particular de los elementos pétreos, los refuerzos pueden estar motivados por distintas razones como pueden ser, por ejemplo, la degradación del material, el efecto de acciones accidentales como el sismo o el incendio, la exposición a la humedad, o el caso de rehabilitaciones o cambios de uso que alteren el estado de cargas original de una determinada edificación.
- La exposición de los materiales pétreos a temperaturas elevadas tiene una influencia muy importante desde el punto de vista de su comportamiento mecánico. A niveles de temperatura próximos a los de un incendio, del orden de 600 a 800°C, se producen descensos de resistencia que pueden superar el 60%, mientras que el módulo de

elasticidad sufre caídas que en algunos casos alcanzan el 90%. Evidentemente, la capacidad portante del elemento afectado queda seriamente comprometida en estas circunstancias.

- El análisis de los materiales pétreos sometidos a temperaturas elevadas se plantea generalmente mediante el tratamiento de probetas en hornos eléctricos en laboratorio. Sin embargo, las investigaciones realizadas con exposición a fuego real son prácticamente inexistentes.
- La acción de la humedad también puede afectar significativamente a la capacidad mecánica de la piedra. En función del tipo de roca, la resistencia a compresión de las muestras saturadas puede verse prácticamente inalterada o sufrir descensos muy notables, de hasta el 90%, respecto de las muestras secas. El módulo de elasticidad del material puede verse afectado en igual medida.
- Para la ejecución de los encamisados se emplean fundamentalmente dos tipos de sistemas: polímeros reforzados con fibras (FRP) o morteros de base cementosa reforzados con mallas (FRCM). Las propiedades mecánicas de los distintos productos disponibles en el mercado son muy variables y condicionan totalmente su capacidad de confinamiento.
- El refuerzo de elementos comprimidos, tanto con FRP como con FRCM, ha sido ampliamente estudiado durante las últimas décadas, si bien la inmensa mayoría de las investigaciones publicadas centran su atención en el confinamiento de elementos de hormigón. En líneas generales, se obtienen los mejores resultados con los encamisados de FRP, dadas sus mayores prestaciones mecánicas, siendo bastante más limitada la capacidad de confinamiento con FRCM.
- Sin embargo, en el caso del refuerzo de elementos pétreos o de mampostería, los estudios publicados hasta el momento son muy escasos. De hecho, de los distintos documentos disponibles que contemplan el diseño y cálculo de refuerzos con este tipo de materiales, únicamente la norma italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) incluye un capítulo destinado al refuerzo de elementos de piedra y, en realidad, se basa en los mismos modelos desarrollados para el confinamiento de elementos de hormigón.

- Si las investigaciones realizadas hasta la fecha sobre elementos de piedra o mampostería son muy reducidas, las referencias acerca del refuerzo de materiales pétreos después de su exposición a temperaturas elevadas o a la acción del agua son absolutamente inexistentes. Únicamente se dispone de un número muy limitado de publicaciones y referidas en todos los casos al confinamiento de elementos de hormigón.
- Por otro lado, tampoco se han encontrado antecedentes relacionados con el refuerzo de elementos pétreos sometidos a precarga o reforzados bajo tensión, e incluso las investigaciones realizadas en este sentido con piezas de hormigón son muy escasas por el momento.

Las ideas resumidas en los puntos anteriores sirven de base para el planteamiento de la presente tesis doctoral, que se propone como consecuencia del gran vacío que presenta en la actualidad el estado del conocimiento en cuanto al comportamiento de elementos pétreos confinados con materiales compuestos. Se considera muy interesante poder ampliar esta materia en la medida de lo posible pues, como se ha comentado con anterioridad, esta técnica de refuerzo ofrece grandes posibilidades y puede resultar muy adecuada a la hora de plantear intervenciones sobre edificios de interés histórico o arquitectónico o, en general, sobre cualquier edificación construida con piedra.

3.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo general de la investigación que se propone consiste en el **estudio experimental del comportamiento a compresión de elementos pétreos confinados con materiales compuestos**. Este objetivo fundamental se plantea como consecuencia de la escasez de información de la que se dispone en el momento actual relacionada con el confinamiento de elementos de piedra, pues la mayor parte de los estudios publicados hasta la fecha se han desarrollado para el caso de elementos de hormigón. Para la elaboración de este trabajo se emplea como material base la Piedra de San Julián, una calcarenita con la que se encuentran construidos la mayoría de los edificios históricos de la ciudad de Alicante.

Del objetivo general de la tesis se derivan los objetivos específicos que se enumeran a continuación, y que constituirán diferentes líneas de trabajo dentro de la investigación:

- 1) **Estudiar las propiedades de la Piedra de San Julián en su estado natural**, a fin de caracterizar el comportamiento mecánico del material inalterado.
- 2) **Analizar la pérdida de propiedades mecánicas del material pétreo tras la exposición a temperaturas elevadas**, mediante tratamiento en horno eléctrico o exposición a fuego real. En ambos casos se plantean dos sistemas de enfriamiento diferentes: lento (dejando enfriar las muestras de piedra de forma natural hasta alcanzar la temperatura ambiente) y brusco (mediante inmersión o rociado con agua fría), a fin de evaluar la influencia del método de extinción empleado ante un eventual incendio.
- 3) **Analizar la pérdida de propiedades mecánicas del material pétreo en estado saturado**. Se tratará de simular, por ejemplo, el caso habitual de un soporte de piedra en contacto con el terreno y afectado por humedades de ascensión capilar procedentes del subsuelo.
- 4) **Estudiar la mejora de la capacidad mecánica de muestras de piedra reforzadas mediante confinamiento con FRP:**
 - Refuerzo de piezas de piedra inalterada. Este caso representa, por ejemplo, la intervención sobre las columnas de un edificio en una rehabilitación que implicara un cambio de uso o una modificación del estado de cargas original; también podría tratarse de un refuerzo destinado a adecuar la estructura a las exigencias de las nuevas normas sismorresistentes.
 - Refuerzo de piezas de piedra sometidas a temperaturas elevadas. En este caso se evaluaría la eficacia de los encamisados en elementos comprimidos afectados por un incendio cuya capacidad resistente, como se ha explicado con anterioridad, puede quedar seriamente comprometida.
 - Refuerzo de piezas de piedra saturadas con agua. Por un lado, se analiza el comportamiento del elemento reforzado antes de la saturación lo que representaría, por ejemplo, el caso de una columna confinada en estado seco y

que posteriormente se viera afectada por un aporte de agua derivado de una rotura en la red de saneamiento, una variación del nivel freático o cualquier circunstancia similar. Por otro lado, se estudia el efecto del refuerzo ejecutado sobre la piedra saturada, situación frecuente en caso de intervenciones en las columnas de los sótanos o las plantas bajas de edificios afectados por humedades procedentes del terreno.

- 5) **Estudiar el comportamiento de piezas de piedra pre-dañadas o reforzadas bajo tensión.** En el primer caso, se analiza la respuesta de las muestras sometidas a distintos niveles de tensión previa y reforzadas en estado descargado. En el segundo caso, se evalúa el efecto de los refuerzos ejecutados bajo tensión, sin dejar de aplicar la carga sobre la probeta durante todo el proceso. Esta situación es la que mejor representa las condiciones de refuerzo de un soporte en una edificación real, pues en la práctica resultará muy complicado proceder a su descarga y el encamisado se aplicará siempre bajo un determinado estado tensional.
- 6) **Analizar el efecto del confinamiento en piezas de piedra continuas o discontinuas y valorar el factor de escala.** Se trabaja con dos tipos de probetas diferentes, compuestas por un único elemento de piedra o formadas por 3 piezas independientes con juntas de mortero de cal. Esta segunda configuración responde a una situación mucho más real, pues las columnas de los edificios generalmente se componen de distintas unidades de piedra recibidas con mortero. Además, el distinto tamaño de las probetas empleadas permitirá evaluar el efecto del factor de escala en el mecanismo de confinamiento, pues se ha comprobado que la eficacia del refuerzo desciende a medida que aumenta el diámetro de la pieza.
- 7) **Analizar la capacidad mecánica de muestras de piedra reforzadas mediante confinamiento con FRCM.** Aunque la revisión de los antecedentes ha demostrado que estos productos no resultan tan eficaces como el FRP, se considera adecuado estudiar algunas series confinadas con estos materiales, a fin de ampliar los resultados experimentales y poder comparar las distintas soluciones de refuerzo entre sí.

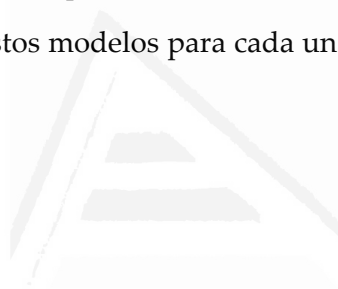
- 8) **Comparar los resultados experimentales con las predicciones de las guías de diseño.** Una vez finalizada la parte experimental de la tesis y analizados los resultados obtenidos, se planteará un estudio comparativo con los modelos de confinamiento propuestos por las principales normas disponibles. El objetivo principal de este estudio será determinar qué documento puede proporcionar la mejor aproximación a la hora de plantear el cálculo del refuerzo de un elemento pétreo bajo las distintas situaciones contempladas en esta investigación.

3.3. METODOLOGÍA

La metodología que se establece para lograr los diferentes objetivos planteados en este trabajo se detalla pormenorizadamente en los siguientes capítulos. No obstante, se considera adecuado resumir brevemente las directrices generales que ordenarán la investigación:

- La tesis se plantea con carácter fundamentalmente experimental. En una primera fase se propone un plan de trabajo con probetas cilíndricas de Piedra de San Julián, formadas por un único elemento compacto o por 3 piezas independientes recibidas con mortero de cal. Las muestras se someten a ensayos de compresión uniaxial y ultrasonidos para determinar sus propiedades mecánicas. Se trabaja con probetas de piedra intacta y se preparan distintas series sometidas a condiciones adversas: exposición a temperaturas elevadas mediante horno o fuego real (con enfriamiento lento o brusco) y saturación con agua.
- En una segunda fase se procede al refuerzo del material pétreo mediante confinamiento con FRP (tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio y resina epoxi) o FRCM (morteros de base cementosa reforzados con mallas de fibras de vidrio o basalto). Se trabaja tanto con las muestras de piedra intacta como las expuestas a condiciones adversas introduciéndose, además, el confinamiento de elementos pre-dañados o bajo tensión. Las piezas reforzadas son ensayadas a compresión uniaxial hasta su rotura.

- La tercera fase de la investigación consiste en la recopilación, análisis y comparación de los resultados obtenidos. Esta fase se subdivide, a su vez, en dos líneas diferenciadas: en primer lugar se analizan los resultados de las series no reforzadas, a fin de caracterizar las propiedades del material pétreo y evaluar la pérdida de capacidad mecánica como consecuencia de la exposición a las condiciones adversas explicadas anteriormente; en segundo lugar se analizan los resultados de las series reforzadas y se valora el efecto del confinamiento en función del tratamiento sufrido por la piedra y el tipo de material de refuerzo empleado.
- La investigación alcanza una cuarta fase, en la que se comparan los resultados obtenidos experimentalmente con los modelos de confinamiento propuestos por las principales guías de diseño publicadas, a fin de valorar el nivel de precisión que pueden proporcionar estos modelos para cada una de las situaciones contempladas en esta tesis.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS DE PIEDRA

Las muestras de piedra proceden del macizo rocoso de la Serra Grossa, ubicado al noreste de la ciudad de Alicante. En esta zona se han venido desarrollando diferentes obras durante los últimos años, entre las cuales destaca la excavación de un túnel para mejorar el acceso de la línea del tranvía que conecta la ciudad con los municipios costeros del norte de la provincia. El material empleado ha sido obtenido a partir de diferentes sondeos geotécnicos que se realizaron para la ejecución de dichas obras. En la Fig. 4.1.a se muestra una vista de la boca sur del túnel del tranvía a través de la Serra Grossa; en la Fig. 4.1.b puede observarse una de las cajas de los sondeos realizados, de donde se han extraído las muestras de piedra.

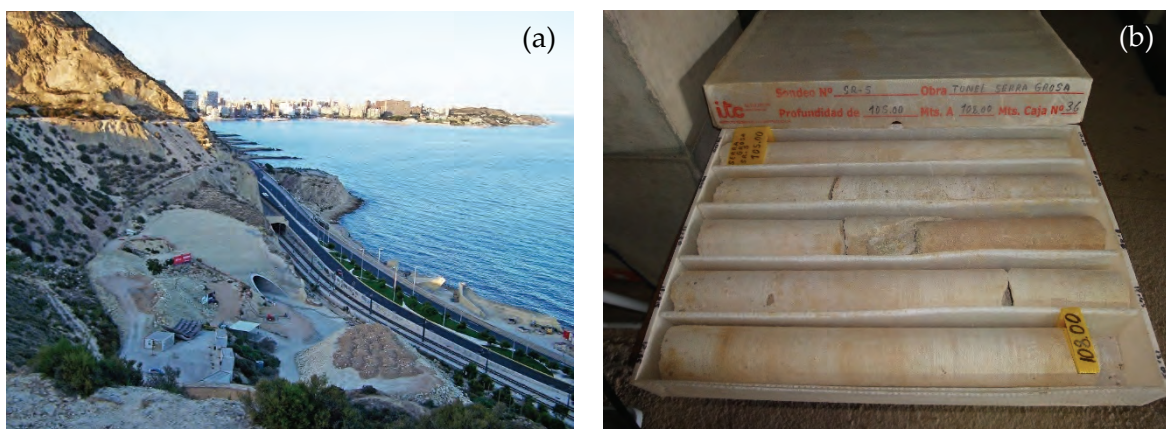


Figura 4.1. Boca sur del túnel del tranvía en la Serra Grossa de Alicante (a) y muestra de uno de los sondeos realizados para la ejecución de las obras (b).

Una vez trasladado el material al laboratorio, se realizó una primera selección mediante inspección visual, desechando las piezas dañadas y evitando discontinuidades, planos de estratificación inclinados o presencia de bioclastos o cualquier otro elemento que pudiera comprometer la integridad de las muestras. En una segunda etapa se procedió al corte de las piezas mediante una sierra automatizada con disco de diamante refrigerada por agua, a una velocidad de avance de 1 mm/s. Dada la naturaleza de la piedra empleada, relativamente blanda, se detectó en los primeros casos que las muestras se dañaban en la fase final del aserrado como consecuencia del empuje al vacío del disco de corte. Este problema se resolvió mediante la incorporación de cuñas de material elastómero adaptadas a la curvatura de la pieza, tal y como se muestra en la Fig. 4.2.a.

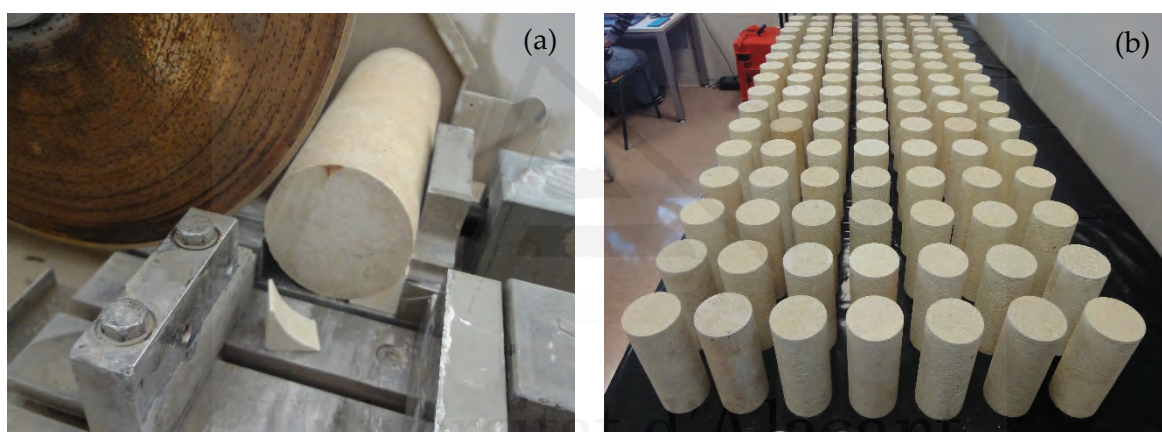


Figura 4.2. Detalle del corte de las piezas de piedra (a) y muestra de las probetas obtenidas (b).

Entre el material de los sondeos se disponía de piezas de unos 72 mm de diámetro, que fueron cortadas a una longitud de unos 180 mm a fin de mantener una relación altura/diámetro de 2.5, tal y como se recomienda en la norma UNE 22950-1 (1990). Se obtuvieron un total de 110 probetas de este tipo, pudiéndose observar el resultado en la Fig. 4.2.b.

Por otro lado, se disponía de sondeos de unos 83 mm de diámetro, aunque la mayoría de las piezas se encontraban fragmentadas y difícilmente podían obtenerse probetas de la altura necesaria. A fin de aprovechar el material y ampliar el programa experimental de la tesis, se cortaron estas muestras a una longitud de unos 70 mm, con el objeto de formar posteriormente probetas compuestas por 3 piezas con juntas de mortero de cal. Dichas juntas, como se explica a continuación, tienen un espesor de unos 4 mm, por lo que las

probetas resultantes alcanzan una altura total de unos 218 mm y, en consecuencia, se mantiene la relación recomendada altura/diámetro de 2.5. Se obtuvieron un total de 96 piezas de 70 mm con las que se fabricaron 32 probetas con juntas de mortero.

El mortero empleado para la fabricación de las probetas formadas por 3 piezas es un mortero predosificado de cal hidráulica natural, comercializado bajo el nombre “MORCEMCAL MURO” por la firma Grupo Puma. Las principales características de dicho mortero se resumen en la Tabla 4.1, según se especifica en las fichas técnicas del producto facilitadas por el fabricante.

Tabla 4.1. Características del mortero de cal empleado en la fabricación de las probetas.

Proporción de los componentes (en volumen)			Densidad del producto amasado (kg/m ³)	Resistencia a compresión (N/mm ²)
Cemento	Áridos	Cal		
0%	53%	47%	2000 ± 200	≥ 7.5

El mortero se preparó en una mezcladora mecánica con una relación agua/cal de 0.60 y se aplicó en capas de unos 4 mm de espesor sobre las piezas previamente humedecidas, a fin de evitar que la piedra absorbiera al agua de amasado. Se controló de manera especial durante el proceso de fabricación de las probetas la perfecta alineación entre piezas, intentando reducir los desplomes al máximo para minimizar excentricidades que pudieran influir en los resultados de los ensayos. En la Fig. 4.3.a se muestra el proceso de fabricación de las probetas y el aplomado de las piezas; en la Fig. 4.3.b pueden observarse las 32 muestras obtenidas.

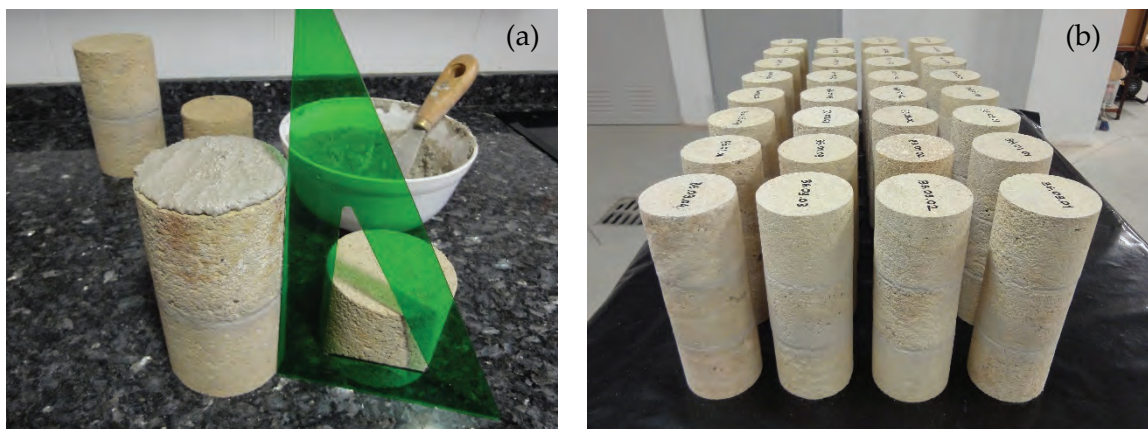


Figura 4.3. Fabricación de las probetas con junta de mortero de cal (a) y serie de piezas obtenidas (b).

Tras el proceso de fabricación, las probetas formadas por 3 piezas se mantuvieron a temperatura ambiente durante 2 meses, a fin de que el mortero desarrollara toda su resistencia y así poder trabajar con un material lo más homogéneo posible.

4.2. PROPIEDADES DE LAS PROBETAS DE PIEDRA

Una vez preparadas las probetas se procedió a obtener las principales propiedades de cada uno de los ejemplares, información necesaria para el desarrollo de las siguientes fases de esta investigación.

4.2.1. Dimensiones, masa seca y densidad aparente

En primer lugar, las piezas fueron secadas en una estufa eléctrica a una temperatura de 105 °C durante 24 horas (Fig. 4.4.a). Inmediatamente después se pesaron en balanza electrónica todas y cada una de las probetas, determinándose su masa seca con una precisión de 0.1 g (Fig. 4.4.b). Seguidamente se determinaron las dimensiones mediante calibres digitales y una precisión de 0.1 mm (Fig. 4.4.c). Para obtener el diámetro se tomaron 2 medidas perpendiculares en la parte central de la pieza y en ambos extremos, calculándose el valor medio de las 6 medidas. Para estimar la altura se tomaron 3 medidas en puntos equidistantes a lo largo del perímetro de la probeta, obteniéndose igualmente el valor medio. Con la geometría de la pieza y su masa seca se determina la densidad aparente de la piedra. En el anejo 1 pueden consultarse los valores calculados para todos y cada uno de los ejemplares ensayados.

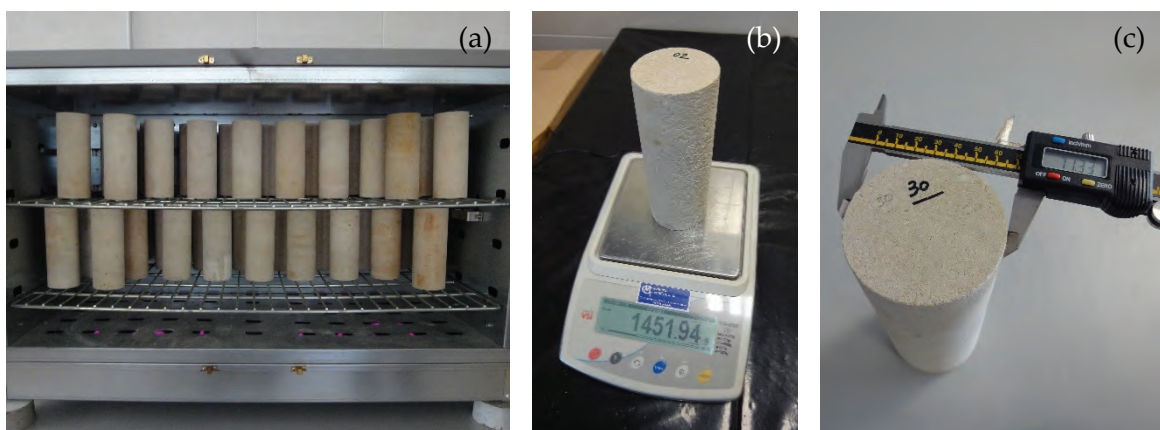


Figura 4.4. Proceso de secado (a), pesado (b) y medición (c) de las probetas.

4.2.2. Ultrasonidos

En una segunda fase, las probetas fueron sometidas al ensayo de determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos, para lo cual se empleó un equipo Proceq Pundit Lab+ controlado por un ordenador. Se utilizaron dos tipos diferentes de transductores, un par para medir la velocidad de propagación de la onda longitudinal (P) y otro para la onda transversal (S). Los ensayos se realizaron en la dirección longitudinal de las piezas y para mejorar la calidad de la lectura de las ondas ultrasónicas se dispuso una capa de vaselina entre la piedra y los transductores, aplicándose presión mediante un sargento de apriete e inmovilizándose el conjunto; de este modo se consiguió reducir al máximo el riesgo de interferencias que pudieran afectar a los resultados. En la Fig. 4.5.a se muestra el procedimiento del ensayo y en la Fig. 4.5.b se detalla el acople de los transductores sobre las probetas de piedra.



Figura 4.5. Ensayo de ultrasonidos (a) y detalle de acople de los transductores sobre las probetas (b).

Mediante la interpretación de las ondas registradas por el equipo se determinaron los tiempos de propagación correspondientes, con un nivel de precisión de $0.1 \mu\text{s}$. Conocidos estos tiempos y las dimensiones de las probetas se determinaron finalmente las velocidades para cada una de las ondas (V_p y V_s) con una precisión de 0.01 km/s . Durante todo el proceso del ensayo e interpretación de los resultados se atendió a las indicaciones establecidas en la norma ASTM D2845-08 (2008).

En el anejo 1 se indican las velocidades de propagación de las ondas ultrasónicas obtenidas para cada probeta. En algunas series no se realizó este ensayo, por lo que no pueden facilitarse dichos datos.

4.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

Para el refuerzo de las probetas de piedra se ha trabajado con distintos materiales, suministrados en todos los casos por la empresa Mapei. Básicamente se han empleado dos sistemas de confinamiento diferentes: FRP (tejidos de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi) y FRCM (mortero de base cementosa reforzado con mallas de fibras de vidrio o basalto). En el anejo 2 se incluyen las fichas técnicas de todos los materiales empleados, proporcionadas por el fabricante.

4.3.1. Tejidos de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi

En este trabajo se han empleado tres sistemas diferentes de tejidos de fibras embebidos en matriz de resina epoxi:

- Tejido unidireccional de fibras de carbono: MapeWrap C UNI-AX (Fig. 4.6.a).
- Tejido unidireccional de fibras de vidrio: MapeWrap G UNI-AX (Fig. 4.6.b).
- Tejido cuadriaxial de fibras de vidrio: MapeWrap G QUADRI-AX (Fig. 4.6.c).

En todos los casos se empleó resina epoxi bicomponente tipo MapeWrap 31, un adhesivo de viscosidad media especialmente formulado para la impregnación de los tejidos indicados.

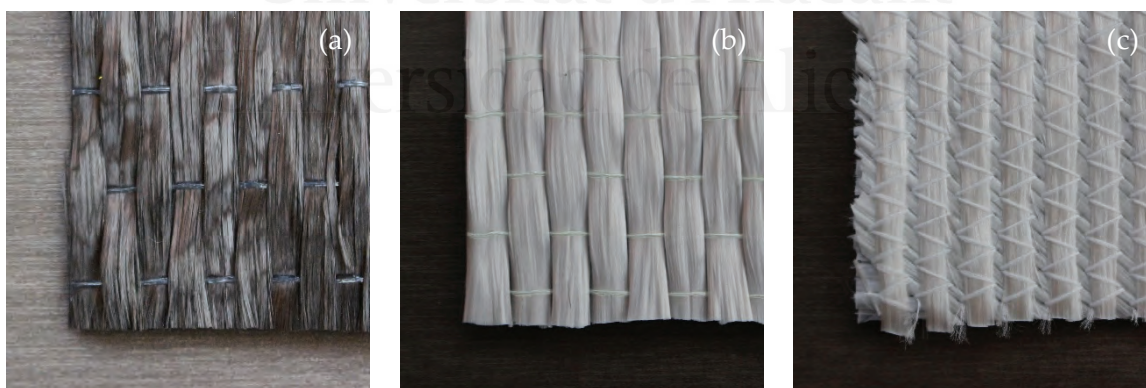


Figura 4.6. Tejido unidireccional de fibras de carbono (a) o vidrio (b); tejido cuadriaxial de fibras de vidrio (c).

Para determinar las propiedades mecánicas de los materiales compuestos se fabricaron 6 probetas de cada tipo de dimensiones aproximadas 25x250 mm. Para ello se preparó un laminado sobre una superficie plana forrada con una lámina delgada de polietileno, colocándose las mallas entre dos capas de resina epoxi y aplicándose presión

mediante un rodillo ranurado especial para que las fibras quedaran perfectamente impregnadas, eliminándose cualquier pliegue o burbuja de aire ocluido. Las muestras se cortaron mediante acuchillado con una guillotina transcurrido un plazo de curado de 7 días desde la fabricación de los laminados. Las dimensiones y el espesor de cada ejemplar se midieron con micrómetros, con un nivel de precisión de 0.01 mm, tomándose medidas en la zona central y en ambos extremos de las probetas y obteniéndose el valor medio.

Las muestras fueron ensayadas a tracción en una prensa de 20 kN de capacidad, siguiéndose el procedimiento indicado en la norma ASTM D7565 / D7565M-10 (2017). La carga se aplicó a una velocidad constante de 2 mm/min hasta la rotura, registrándose el alargamiento mediante un extensómetro emplazado en la zona media de la probeta. A partir de los datos obtenidos en los ensayos y las dimensiones de las probetas, se determinaron los valores de tensión y deformación de rotura, así como el módulo de elasticidad del material compuesto, tomando el valor medio de las 6 muestras ensayadas en cada serie.

En la Fig. 4.7.a pueden observarse las diferentes probetas ensayadas tras la rotura (de izquierda a derecha: MapeWrap C UNI-AX, MapeWrap G UNI-AX y MapeWrap G QUADRI-AX); en la Fig. 4.7.b se muestra un detalle de los equipos empleados para el ensayo de tracción y medida de las deformaciones.



Figura 4.7. Laminados ensayados a tracción (a) y detalle de los equipos empleados para el ensayo (b).

En la Fig. 4.8 se muestran los diagramas tensión-deformación correspondientes a los tres laminados ensayados, incluyéndose únicamente tres probetas representativas de cada serie para facilitar la lectura del gráfico. Se observa el comportamiento elástico y lineal

característico que presentan este tipo de materiales, con rotura frágil a niveles de tensión elevados. La máxima resistencia y rigidez se obtiene en los laminados de fibra de carbono, produciéndose mayores deformaciones de rotura en el caso de los compuestos con fibras de vidrio. En estos últimos se detecta, como es evidente, una menor capacidad mecánica en las probetas fabricadas con tejido cuadriaxial, al no estar todas las fibras orientadas en la dirección del esfuerzo de tracción, comprobándose que tanto la tensión de rotura como el módulo de elasticidad resultan del orden de $1/3$ respecto de los laminados unidireccionales, a pesar de tener un mayor contenido en fibras.

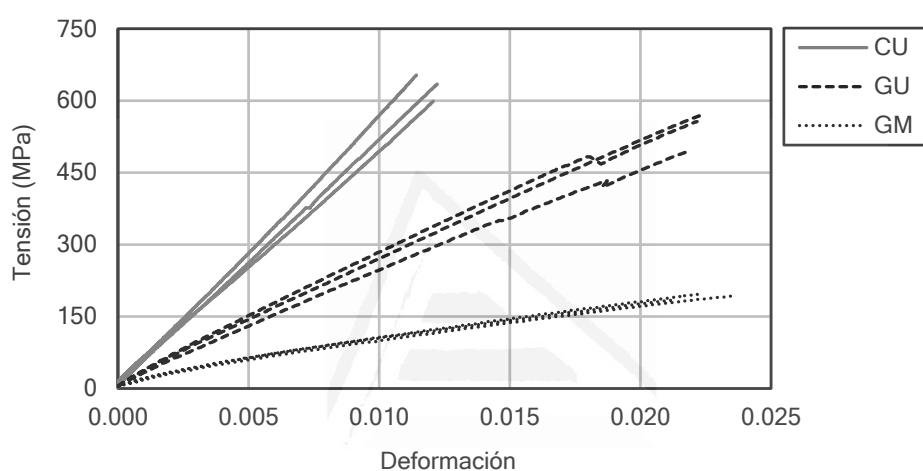


Figura 4.8. Diagramas tensión-deformación de los materiales compuestos obtenidos experimentalmente: MapeWrap C UNI-AX (CU), MapeWrap G UNI-AX (GU) y MapeWrap G QUADRI-AX (GM).

En la Tabla 4.2 se resumen los principales datos de los materiales empleados. En el caso de los tejidos y la resina epoxi se indican los valores proporcionados por el fabricante y en el caso de los materiales compuestos se aportan los resultados obtenidos experimentalmente (valores medios de cada serie de 6 muestras ensayadas y coeficientes de variación correspondientes, CV). Como puede comprobarse, los valores aportados por el fabricante son similares a los indicados en la norma ACI 440.2R-17 (2017), según se resume en la Tabla 2.2 incluida en el capítulo 2 de la presente tesis. Sin embargo, los resultados obtenidos experimentalmente muestran valores algo más reducidos si los comparamos con los datos de la Tabla 2.3, debido fundamentalmente a que dichos datos están basados en laminados prefabricados con un contenido en fibras entre el 40 y el 60%, mientras que en los materiales compuestos con la matriz aplicada manualmente la relación fibras/resina resulta inferior, entre el 20 y el 40%.

Tabla 4.2. Propiedades de los materiales compuestos de fibras de carbono o vidrio con matriz de resina epoxi.

	TEJIDOS ⁽¹⁾			RESINA ⁽¹⁾	MATERIAL COMPUESTO ⁽²⁾		
	MapeWrap C UNI-AX	MapeWrap G UNI-AX	MapeWrap G QUAD-AX	MapeWrap 31	MapeWrap C UNI-AX	MapeWrap G UNI-AX	MapeWrap G QUAD-AX
Gramaje (g/m ²)	300	900	1140	-	-	-	-
Espesor (mm)	0.166 ⁽³⁾	0.480 ⁽³⁾	0.438 ⁽³⁾	-	0.81 ⁽⁴⁾ (CV 12.54%)	1.08 ⁽⁴⁾ (CV 3.36%)	1.27 ⁽⁴⁾ (CV 2.21%)
Tensión de rotura (MPa)	4830	2560	2600	40 ⁽⁵⁾ 70 ⁽⁶⁾	637 (CV 4.43%)	539 (CV 7.48%)	184 (CV 5.50%)
Módulo de elasticidad (MPa)	230000	80700	73000	1400	56078 (CV 6.60%)	25344 (CV 5.06%)	8170 (CV 5.12%)
Alargamiento en rotura (%)	2	3 - 4	3.5 - 4	1.8	1.16 (CV 6.01%)	2.21 (CV 1.15%)	2.09 (CV 8.89%)

⁽¹⁾ Valores proporcionados por el fabricante.

⁽²⁾ Valores obtenidos experimentalmente.

⁽³⁾ Espesor equivalente de tejido seco.

⁽⁴⁾ Espesores medidos mediante micrómetro.

⁽⁵⁾ Tensión de rotura a tracción.

⁽⁶⁾ Tensión de rotura a compresión.

4.3.2. Morteros de base cementosa reforzados con mallas

Respecto del confinamiento mediante morteros de base cementosa reforzados con mallas, se han empleado dos tipos diferentes:

- Malla bidireccional de fibras de vidrio: Mapegrid G 120 (Fig. 4.9.a).
- Malla bidireccional de fibras de basalto: Mapegrid B 250 (Fig. 4.9.b).

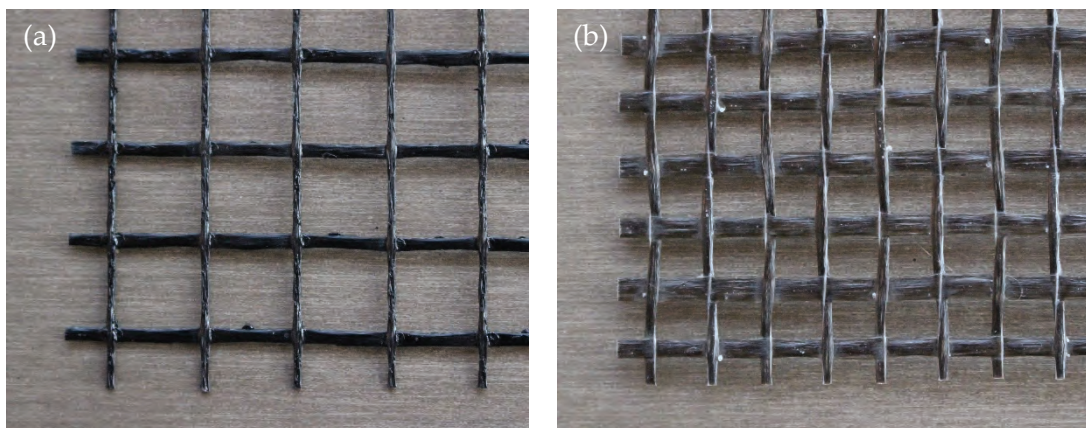


Figura 4.9. Mallas bidireccionales de fibra de vidrio (a) y basalto (b).

El mortero empleado ha sido Planitop HDM, un mortero bicomponente a base de cementos de alta resistencia, áridos de grano fino, aditivos, fibras de polipropileno y polímeros sintéticos en dispersión acuosa. Se trata de un producto que, gracias a su alto contenido en resina sintética, posee un elevado poder de adherencia y una vez endurecido presenta una capa compacta e impermeable al agua, aunque permeable al vapor.

Para determinar las propiedades mecánicas de los materiales compuestos se fabricaron 5 probetas de cada tipo de dimensiones aproximadas 400 mm (largo) x 100 mm (ancho) x 9 mm (espesor). Para la fabricación de las piezas se prepararon unos moldes y se siguió básicamente el siguiente procedimiento: en primer lugar se aplicó una capa uniforme de mortero de unos 4 ó 5 mm de espesor en el fondo del molde, previamente tratado con un producto desencofrante; a continuación se colocó la malla, ocupando toda la superficie del molde y controlando que la orientación de las fibras quedara perfectamente alineada en su interior; seguidamente se aplicó una segunda capa de mortero hasta completar la altura del molde, aplicándose presión y alisando la superficie de acabado mediante una espátula metálica de borde plano. En los extremos de las probetas se dispuso una doble malla de refuerzo, a fin de asegurar que la rotura durante los ensayos de tracción se produjera en la zona intermedia de las piezas. Una vez fabricadas las muestras, se mantuvieron a temperatura ambiente del laboratorio durante un plazo mínimo de 28 días antes de proceder a su rotura. Las dimensiones y el espesor de cada ejemplar se midieron mediante calibre digital, con un nivel de precisión de 0.1 mm, tomándose medidas en la zona central y en ambos extremos de las probetas y obteniéndose el valor medio.

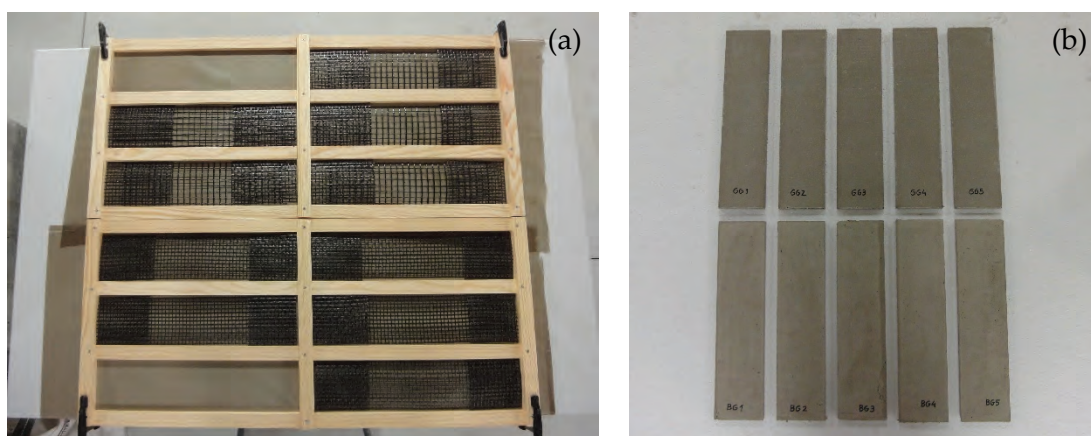


Figura 4.10. Fabricación de probetas de FRCM con mallas de fibras de vidrio o basalto.

En la Fig. 4.10.a se muestra un detalle de la fabricación de las probetas, pudiéndose observar las mallas de refuerzo incorporadas en los extremos; en la Fig. 4.10.b se muestran los ejemplares obtenidos tras el desencofrado.

Las probetas fueron ensayadas a tracción en una prensa de 20 kN de capacidad, siguiéndose el procedimiento indicado en la norma AC434 (2017). Para el anclaje de las muestras se preparó un dispositivo mecánico compuesto por 2 chapas de acero en cada extremo unidas entre sí mediante 4 tornillos que atravesaban las probetas previamente taladradas. Para mejorar el contacto entre las chapas y la superficie del mortero, algo irregular, se colocaron láminas intermedias de material elastómero que mostraron una gran eficacia, según pudo comprobarse en algunas pruebas realizadas previamente. El conjunto se fija a la prensa de ensayo a través de una horquilla y un pasador en cada extremo. La carga se aplicó a una velocidad constante de 0.2 mm/min hasta la rotura de la pieza, registrándose las deformaciones longitudinales con la ayuda de un extensómetro emplazado entre las chapas de acero. En la Fig. 4.11 se muestran algunas imágenes que ilustran los ensayos realizados: dispositivo de anclaje de las probetas (a), detalle de rotura de una de las muestras sometidas a tracción (b) y vista de los ejemplares ensayados después de las roturas (c).

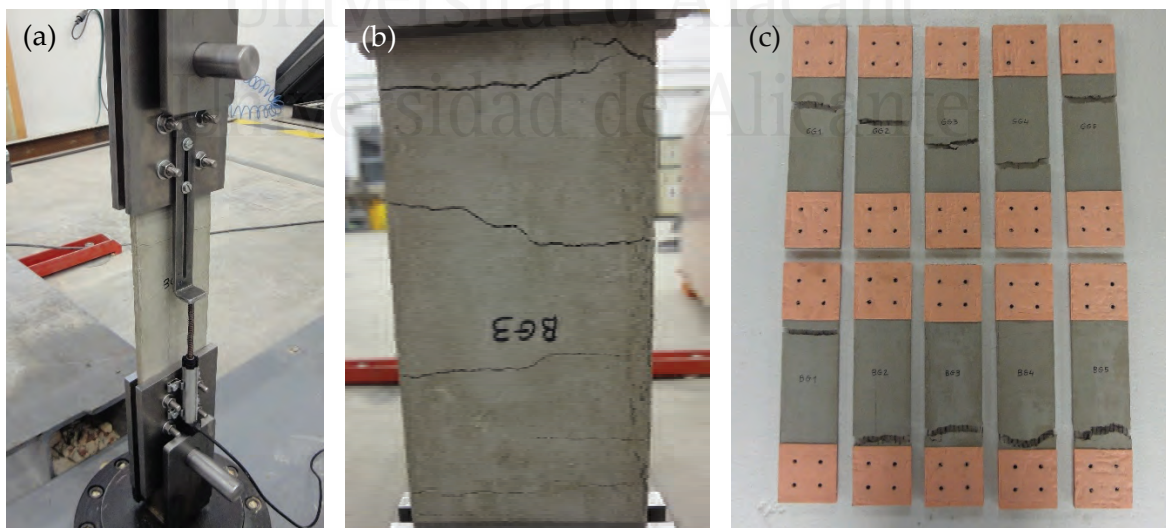


Figura 4.11. Ensayo a tracción de las probetas de FRCM (a y b) y vista de los ejemplares tras las roturas (c).

En la Fig. 4.12 se muestran los diagramas tensión-deformación correspondientes a las probetas fabricadas con fibras de vidrio (a) y basalto (b), empleándose distintos fondos

de escala e incluyéndose únicamente tres muestras representativas de cada serie para facilitar la lectura de los gráficos. Las tensiones se han calculado considerando la sección transversal de las fibras (no de la probeta), según se indica en la norma AC434 (2017), adoptándose para ello los datos proporcionados por el fabricante. Como puede observarse, el comportamiento de las muestras depende en gran medida del tipo de malla empleada. En el caso de las piezas fabricadas con mallas de fibras de vidrio, las curvas resultantes difieren notablemente del diagrama idealizado proporcionado por la norma (ver Fig. 2.22 incluida en el capítulo 2). Puede apreciarse una zona de transición a niveles de tensión de 1200 MPa (aproximadamente), que se corresponde con la fisuración de la matriz cementosa; a partir de este punto se inicia una segunda rama mucho más tendida hasta que se produce la rotura de las fibras, que no ocurre de forma simultánea sino que los haces de la malla se van fracturando progresivamente, lo que se traduce en los descensos escalonados en las curvas que se observan en la Fig. 4.12.a.

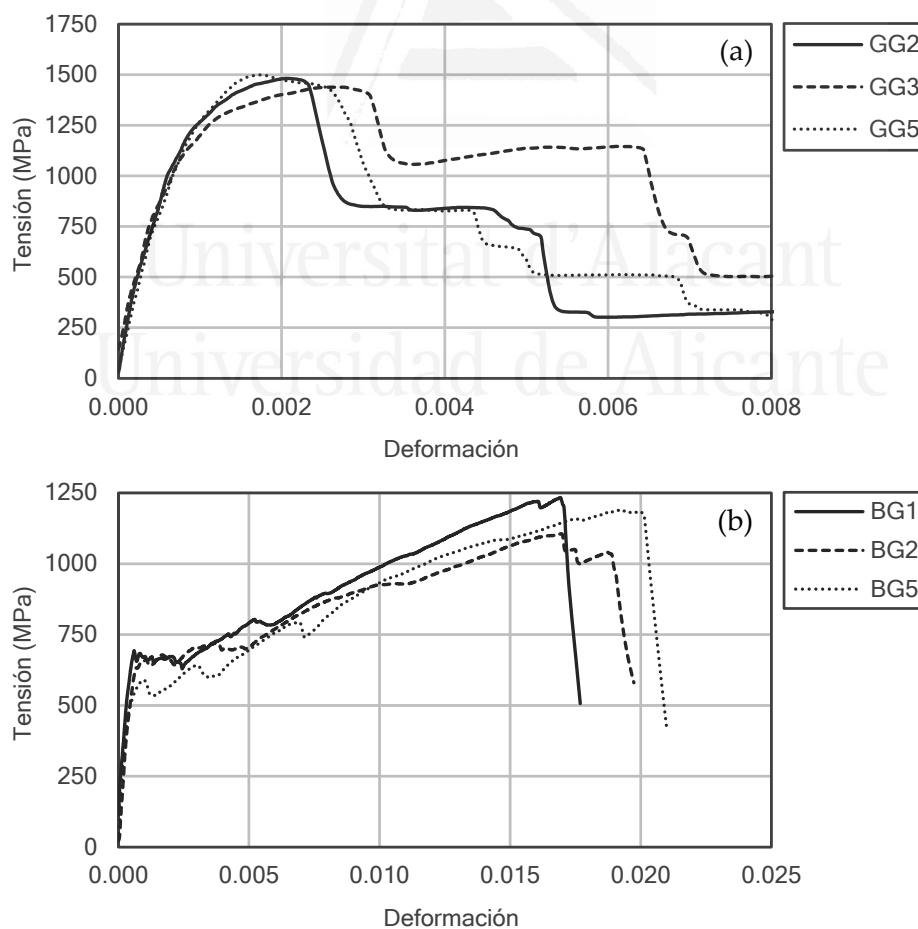


Figura 4.12. Curvas tensión-deformación de las probetas de FRCM ensayadas a tracción: Mapegrid G 120 (a) y Mapegrid B 250 (b).

En el caso de las piezas fabricadas con mallas de fibras de basalto, la respuesta es mucho más aproximada al diagrama bilineal indicado en la norma. Se observa una primera rama en la que el material responde en régimen elástico y lineal hasta que se produce la fisuración de la matriz cementosa de una manera muy marcada; a partir de este punto se genera una transferencia de tensiones a la malla de refuerzo y se desarrolla una segunda rama, mucho más tendida, hasta que se produce la rotura de la pieza como consecuencia del agotamiento a tracción de las fibras, que en este caso sí ocurre de forma más o menos simultánea, con alargamientos en rotura unas 10 veces superiores a los de las piezas fabricadas con malla de fibras de vidrio.

En la Tabla 4.3 se indican las propiedades de los materiales empleados, según la información proporcionada por el fabricante. Los resultados obtenidos experimentalmente se resumen en la Tabla 4.4, adoptándose la nomenclatura de la norma AC434 (2017), indicándose los valores medios de cada serie de 5 probetas y los coeficientes de variación correspondientes (CV).

Tabla 4.3. Propiedades de las mallas y el mortero empleados en los refuerzos con FRCM.

	MALLAS		MORTERO
	Mapegrid G 120	Mapegrid B 250	Planitop HDM
Tamaño de malla (mm)	12.7 x 12.7	6 x 6	-
Gramaje (g/m ²)	125	250	-
Espesor (mm)	0.024 ⁽¹⁾	0.039 ⁽¹⁾	-
Área resistente (mm ² /m)	23.51	38.91	-
Resistencia a tracción (kN/m)	30	60	-
Tensión de rotura (MPa)	1276 ⁽²⁾	1542 ⁽²⁾	≥ 30 ⁽³⁾ ≥ 9 ⁽⁴⁾
Módulo de elasticidad (MPa)	72000	89000	11000
Alargamiento en rotura (%)	1.8	1.8	-

⁽¹⁾ Espesor equivalente de tejido seco.

⁽²⁾ Valores calculados a partir de la resistencia a tracción y el área resistente por unidad de longitud.

⁽³⁾ Tensión de rotura a compresión (28 días).

⁽⁴⁾ Tensión de rotura a flexión (28 días).

Tabla 4.4. Ensayos a tracción de probetas de FRCM: resultados experimentales.

Mallas	f_{ft} (MPa) ⁽¹⁾	ε_{ft} ⁽²⁾	E_f^* (GPa) ⁽³⁾	f_{fu} (MPa) ⁽⁴⁾	ε_{fu} ⁽⁵⁾	E_f (MPa) ⁽⁶⁾
Mapegrid G 120	(7)	(7)	1393 (CV 6.93%)	1474 (CV 2.10%)	0.00273 (CV 13.88%)	(7)
Mapegrid B 250	638 (CV 8.20%)	0.00074 (CV 22.35%)	1128 (CV 12.01%)	1177 (CV 5.50%)	0.01771 (CV 7.52%)	38510 (CV 9.30%)

⁽¹⁾ Tensión correspondiente al punto de transición entre las dos ramas del diagrama (f_{ft}).

⁽²⁾ Deformación correspondiente al punto de transición entre las dos ramas del diagrama (ε_{ft}).

⁽³⁾ Módulo de elasticidad de la pieza intacta (E_f^*).

⁽⁴⁾ Tensión de rotura (f_{fu}).

⁽⁵⁾ Deformación de rotura (ε_{fu}).

⁽⁶⁾ Módulo de elasticidad de la pieza fisurada (E_f).

⁽⁷⁾ Datos no fiables, a la vista de las curvas obtenidas.

Comparando los datos de los materiales empleados, resumidos en la Tabla 4.3, con los proporcionados por la norma ACI 549.4R-13 (2013), según Tablas 2.4 y 2.5 incluidas en el capítulo 2, puede comprobarse como los valores resultan del mismo orden, considerando que las mallas de fibra de vidrio a las que hace referencia la norma tienen un gramaje superior.

Respecto de los resultados experimentales, el diferente comportamiento entre las muestras fabricadas con mallas de fibras de vidrio o de basalto se explica básicamente por el área resistente que aporta cada una de ellas, así como por sus propiedades mecánicas. Como puede comprobarse en la Tabla 4.3 las mallas de fibras de vidrio tienen un tamaño de rejilla superior y un área resistente del orden del 60% respecto de las de basalto. La resistencia a tracción por unidad de longitud es justo la mitad y el módulo de elasticidad desciende al 80%. Todas estas razones hacen que la capacidad a tracción de las probetas fabricadas con mallas de fibras de vidrio se reduzca drásticamente, lo que se traducirá en una menor capacidad de confinamiento, como se comprobará después. Sin embargo, analizando las curvas de la Fig. 4.12 y los resultados experimentales incluidos en la Tabla 4.4 se obtienen, aparentemente, mejores prestaciones mecánicas precisamente en el caso de estas probetas. No debe olvidarse en este sentido, según se ha comentado con anterioridad, que las tensiones se han calculado considerando únicamente el área resistente aportada por las fibras y no la sección transversal de la probeta de mortero, tal y como establece la norma AC434 (2017).

4.4. PROCEDIMIENTO DE REFUERZO

4.4.1. Confinamiento con FRP

El proceso de aplicación de los refuerzos con FRP (tejidos de fibras de carbono o vidrio y matriz de resina epoxi) sobre las probetas de piedra, puede resumirse en las siguientes fases:

- 1) Limpieza de la superficie lateral de la probeta mediante cepillo de púas metálicas y soplado con aire comprimido, a fin de eliminar todo resto de polvo o suciedad adherida.
- 2) Mezclado manual de la resina bicomponente con ayuda de una báscula electrónica, controlándose la dosificación indicada por el fabricante: 4 partes del componente A (resina) y una parte del componente B (endurecedor). Para determinar la cantidad de producto a preparar en cada probeta se tiene en cuenta el rendimiento indicado en las fichas técnicas correspondientes: de 1000 a 1100 g/m² (MapeWrap C UNI-AX), de 900 a 1000 g/m² (MapeWrap G UNI-AX) y de 1300 a 1400 g/m² (MapeWrap G QUADRI-AX).
- 3) Aplicación mediante brocha de una capa de resina uniformemente distribuida sobre la superficie lateral de la probeta.
- 4) Colocación del tejido de refuerzo con las fibras orientadas en la dirección transversal de la probeta, a fin de obtener el máximo efecto de confinamiento. Para determinar el solape de tejido necesario, se fabricó una serie de probetas en una fase previa, en las que se adoptaron diferentes longitudes. Se comprobó que un solape del 25% del perímetro de la probeta proporcionaba resultados satisfactorios y que en ningún caso se producía el fallo del encamisado en este punto tras la rotura a compresión de las piezas. En consecuencia, se adoptan unos solapes aproximados de 60 mm (probetas de 72 mm de diámetro) y de 70 mm (probetas de 83 mm de diámetro).
- 5) Aplicación de presión mediante un rodillo ranurado especial para que las fibras queden correctamente impregnadas por la resina. El rodillo se aplica en la dirección longitudinal de las fibras y se controla que la resina fluya a través del tejido de la

forma más homogénea posible, eliminándose cualquier pliegue o burbuja de aire ocluido. A medida que se va presionando con el rodillo se aplica una segunda capa de resina sobre el tejido, prestándose especial atención a la zona del solape.

- 6) Eliminación de los restos de resina en las caras planas de la probeta antes de su endurecimiento, a fin de prevenir problemas de contacto con los platos de la prensa a la hora de realizar los ensayos.
- 7) Una vez reforzadas las probetas, se mantienen durante un periodo mínimo de 7 días a la temperatura ambiente del laboratorio antes de proceder a su rotura, a fin de respetar los plazos de curado establecidos por el fabricante.

El proceso de refuerzo indicado se resume detalladamente en la Fig. 4.13, para el caso de una de las probetas confinadas con tejido de fibra de carbono: materiales y útiles empleados (a); aplicación de la capa inicial de resina (b); colocación del tejido con las fibras orientadas en la dirección transversal de la pieza (c); aplicación de presión con el rodillo ranurado sobre una segunda capa de resina (d).

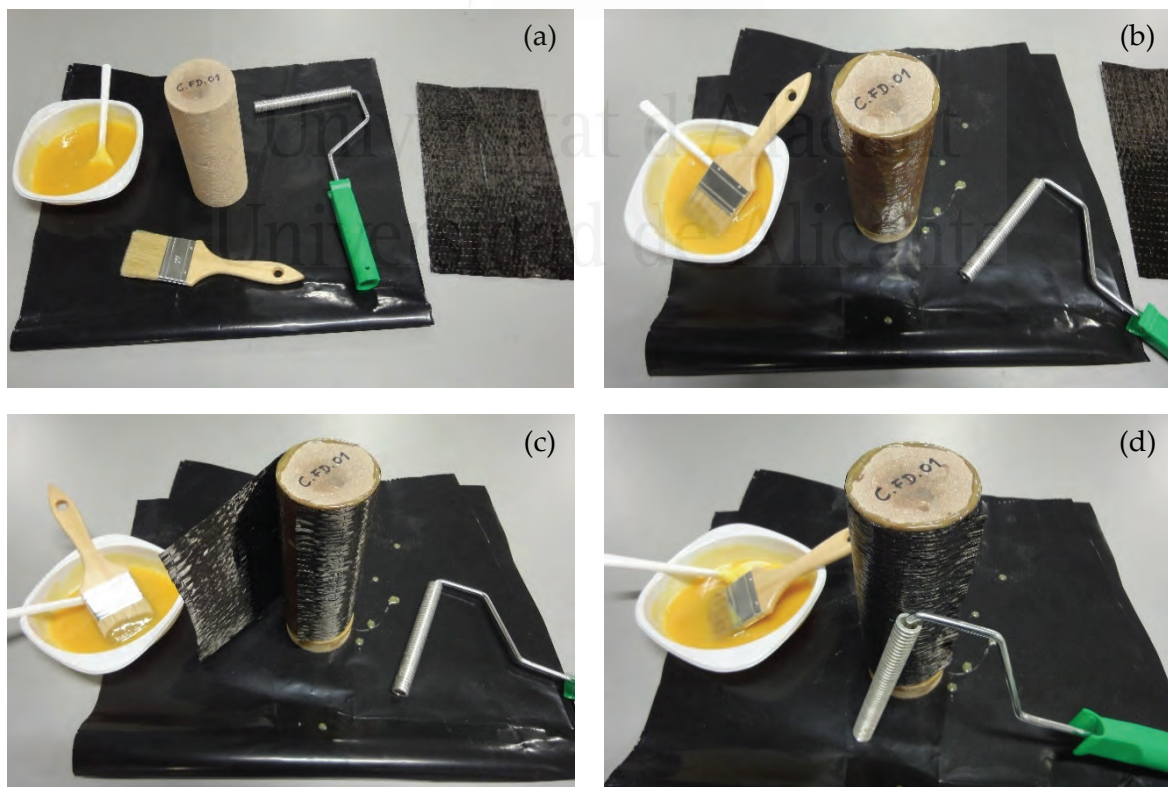


Figura 4.13. Procedimiento de refuerzo con tejido de fibra de carbono y resina epoxi.

4.4.2. Confinamiento con FRCCM

El proceso de confinamiento con morteros de base cementosa reforzados con mallas difiere en algunos aspectos del procedimiento indicado en el apartado anterior. Básicamente se resume en las siguientes fases:

- 1) Limpieza de la superficie de la probeta mediante cepillo de púas metálicas y soplado con aire comprimido, a fin de eliminar todo resto de polvo o suciedad adherida.
- 2) Preparación del mortero en una mezcladora mecánica a baja velocidad, a fin de evitar una excesiva inclusión de aire en la mezcla. Se controla que la dosificación cumple las especificaciones indicadas por el fabricante: 3.7 partes del componente A (polvo) y 1 parte del componente B (líquido). Para el cálculo de la cantidad de producto a fabricar en cada probeta se tiene en cuenta el rendimiento indicado en la ficha técnica correspondiente: 1800 g/m² por cada mm de espesor.
- 3) Aplicación de agua pulverizada sobre la superficie lateral de la probeta hasta la completa saturación de la misma, a fin de evitar que la piedra absorba el agua de amasado del mortero.
- 4) Aplicación de una capa uniforme de mortero de unos 3 o 4 mm de espesor en toda la superficie lateral de la probeta. Para ello se utiliza una espátula metálica de borde plano.
- 5) Colocación de la malla de fibra de vidrio o basalto sobre el mortero fresco, aplicándose presión para una correcta adherencia entre ambos materiales. En este caso se adoptaron solapes superiores a los indicados en el apartado anterior como medida de seguridad, pues no se disponía de información previa fiable para determinar dichos solapes. Se adoptó una longitud del 50% del perímetro de la probeta, es decir, 130 mm (este tipo de refuerzos solo se han colocado en las probetas de 83 mm de diámetro).
- 6) Aplicación de una segunda capa de mortero de unos 2 o 3 mm de espesor en toda la superficie lateral de la probeta, cubriendo completamente la malla. Se procura que el acabado final de esta segunda capa sea lo más liso posible.

- 7) En caso de refuerzos compuestos por más de una capa se repite el procedimiento indicado en los puntos 5) y 6), de forma que cada malla quede completamente embebida en mortero de forma individualizada.
- 8) Dado el espesor total alcanzado por el refuerzo (entre 8 y 12 mm, según la probeta y el número de capas dispuestas), se prevé una pequeña entalladura en ambos extremos de la pieza para evitar que el encamisado entre en carga a la hora de realizar el ensayo a compresión, asegurándose de este modo que únicamente aporta confinamiento a la pieza. Simultáneamente se procede a eliminar los restos de mortero en las caras planas de las probetas antes de su endurecimiento, a fin de prevenir problemas de contacto con los platos de la prensa.
- 9) Las probetas reforzadas se mantienen durante un periodo mínimo de 28 días a la temperatura ambiente del laboratorio antes de proceder a su rotura, a fin de respetar los plazos de curado establecidos por el fabricante.

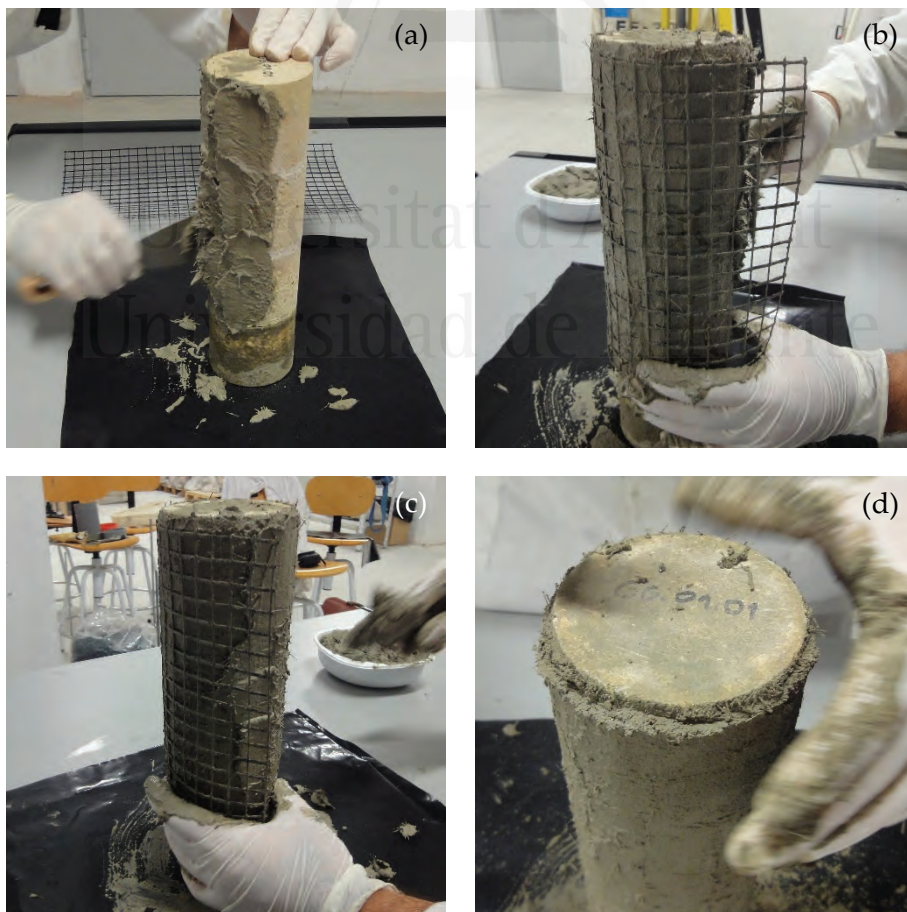


Figura 4.14. Procedimiento de refuerzo con mortero y malla de fibra de vidrio.

El procedimiento de refuerzo indicado puede observarse en la Fig. 4.14, para el caso de una de las probetas confinadas con una única capa de malla de fibra de vidrio: aplicación de la capa de mortero inicial sobre la muestra humedecida (a); colocación de la malla presionando sobre el mortero (b); aplicación y alisado de la segunda capa de mortero (c); detalle de formación de entalladuras en los extremos de las piezas para evitar la entrada en carga del encamisado a compresión (d).

4.5. PROGRAMACIÓN DE ENSAYOS Y NOMENCLATURA DE PROBETAS

Para el desarrollo del programa experimental de la tesis se han preparado 24 series con las probetas de 72 mm de diámetro formadas por una pieza de piedra completa. Cada serie se compone de 4 probetas (excepto las series 21 a 24, compuestas únicamente por dos probetas, como se explicará más adelante), por lo que el número total de muestras ensayadas asciende a 88.

En la Tabla 4.5 se detalla la programación de ensayos diseñada y la nomenclatura adoptada en cada serie, que sigue básicamente el siguiente criterio:

A.BB.XX

donde:

- **A** indica el material empleado para el confinamiento:
 - Sin refuerzo (N).
 - Refuerzo con tejido unidireccional de fibras de carbono MapeWrap C UNI-AX y matriz de resina epoxi (C).
 - Refuerzo con tejido unidireccional de fibras de vidrio MapeWrap G UNI-AX y matriz de resina epoxi (G).
- **BB** representa el tratamiento al que ha sido sometido la piedra:
 - Sin tratamiento (N).
 - Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento lento (OD) o brusco (OW).
 - Exposición a fuego real con enfriamiento lento (FD) o brusco (FW).

- Probetas saturadas con agua sin refuerzo (S) y reforzadas antes (RS) o después (SR) de la saturación.
- Probetas pre-dañadas, sometidas a precargas del 50% (C50) o el 75% (C75) respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta.
- Probetas reforzadas bajo tensión al 50% (L50) o al 75% (L75) respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta.
- XX representa el número de probeta en cada serie (01, 02, 03 y 04).

Respecto de las probetas de 83 mm de diámetro formadas por 3 piezas con juntas de mortero de cal, se han preparado 8 series compuestas por 4 probetas en cada serie, por lo que se han ensayado un total de 32 probetas.

En la Tabla 4.6 se definen las características de estas series, adoptándose en esta ocasión la siguiente nomenclatura:

AA.BB.XX

donde:

- **AA** indica el material empleado para el confinamiento:
 - Sin refuerzo (N).
 - Refuerzo con tejido unidireccional de fibras de carbono MapeWrap C UNI-AX y matriz de resina epoxi (CU).
 - Refuerzo con tejido unidireccional de fibras de vidrio MapeWrap G UNI-AX y matriz de resina epoxi (GU).
 - Refuerzo con tejido cuadriaxial de fibras de vidrio MapeWrap G QUADRI-AX y matriz de resina epoxi (GM).
 - Refuerzo con mortero de base cementosa y malla bidireccional de fibras de vidrio Mapegrid G 120 (GG).
 - Refuerzo con mortero de base cementosa y malla bidireccional de fibras de basalto Mapegrid B 250 (BG).
- **BB** representa el número de capas de refuerzo (1 o 3).
- **XX** representa el número de probeta en cada serie (01, 02, 03 y 04).

Tabla 4.5. Programación de ensayos y nomenclatura de probetas adoptada (muestras de $\phi 72$ mm formadas por una única pieza de piedra).

Serie	Referencia	Refuerzo	Tratamiento piedra	Nº probetas
01	N.N.XX	NO	Sin tratamiento	4
02	C.N.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		4
03	G.N.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
04	N.OD.XX	NO	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento lento	4
05	C.OD.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		4
06	G.OD.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
07	N.OW.XX	NO	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento brusco	4
08	C.OW.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		4
09	G.OW.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
10	N.FD.XX	NO	Exposición a fuego real con enfriamiento lento	4
11	C.FD.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		4
12	G.FD.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
13	N.FW.XX	NO	Exposición a fuego real con enfriamiento brusco	4
14	C.FW.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		4
15	G.FW.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
16	N.S.XX	NO	Probetas saturadas con agua	4
17	C.RS.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi	Probetas reforzadas antes de la saturación	4
18	G.RS.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
19	C.SR.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi	Probetas reforzadas después de la saturación	4
20	G.SR.XX	Tejido fibra vidrio + resina epoxi		4
21	C.C50.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi	Probetas pre-dañadas sometidas a precargas del 50% o el 75% respecto de la tensión de rotura	2
22	C.C75.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		2
23	C.L50.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi	Probetas reforzadas bajo tensión al 50% o al 75% respecto de la tensión de rotura	2
24	C.L75.XX	Tejido fibra carbono + resina epoxi		2

Tabla 4.6. Programación de ensayos y nomenclatura de probetas adoptada (muestras de $\phi 83$ mm formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal).

Serie	Referencia	Refuerzo	Nº capas refuerzo	Nº probetas
25	N.00.XX	NO	0	4
26	CU.01.XX	Tejido unidireccional fibra carbono + resina epoxi	1	4
27	GU.01.XX	Tejido unidireccional fibra vidrio + resina epoxi	1	4
28	GM.01.XX	Tejido cuadriaxial fibra vidrio + resina epoxi	1	4
29	GG.01.XX	Mortero base cementosa + malla fibra vidrio	1	4
30	GG.03.XX	Mortero base cementosa + malla fibra vidrio	3	4
31	BG.01.XX	Mortero base cementosa + malla fibra basalto	1	4
32	BG.03.XX	Mortero base cementosa + malla fibra basalto	3	4

En los siguientes apartados se detallan las características principales de las distintas series ensayadas y los procedimientos empleados para los diferentes tratamientos a los que han sido sometidas las muestras de piedra.

4.6. SERIES 01 A 03: PROBETAS DE PIEDRA INALTERADA

En las series 01 a 03 se ha trabajado con la piedra intacta como material de referencia, a fin de poder establecer las oportunas comparaciones con el resto de las series ensayadas. Básicamente se ha procedido al ensayo de 4 muestras de piedra sin reforzar, 4 confinadas con tejido unidireccional de fibra de carbono y otras 4 con tejido unidireccional de fibra de vidrio, con matriz de resina epoxi en ambos casos. El procedimiento de refuerzo se encuentra detallado en el apartado 4.4.1.

4.7. SERIES 04 A 09: EXPOSICIÓN A TEMPERATURA ELEVADA EN HORNO ELÉCTRICO

Para la exposición de las muestras a temperaturas elevadas (series 04 a 09) se empleó un horno eléctrico programable. Previamente se realizaron una serie de pruebas con muestras de piedra desechables, monitorizando la temperatura del aire en el interior del

horno con un termopar, lo que permitió hacer pequeñas correcciones respecto de la curva de calentamiento teórica programada en el equipo. Del estudio de los antecedentes se decidió elevar la temperatura de la piedra hasta los 600 °C, pues se ha comprobado que la pérdida de propiedades físicas y mecánicas del material es muy notable a este nivel y, además, es el rango habitual de temperatura alcanzado en un incendio en el interior de un edificio, como pudo comprobarse en los ensayos realizados bajo la acción de fuego real (y que se detallan en el apartado siguiente).

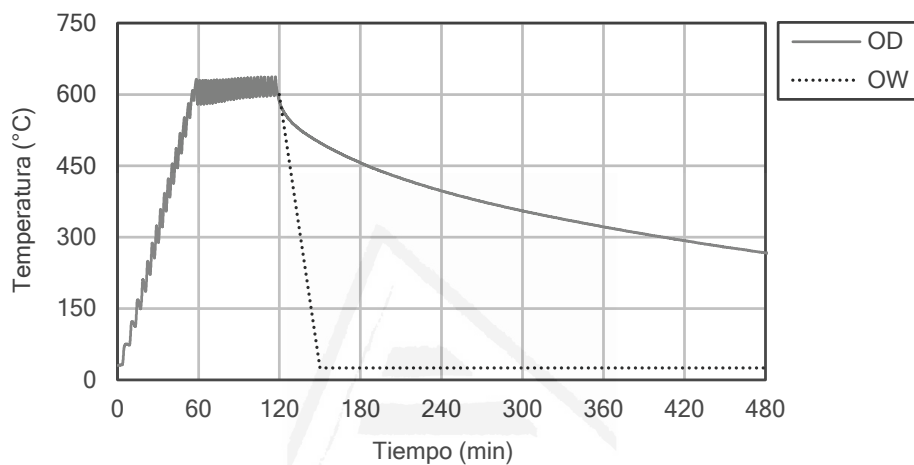


Figura 4.15. Tratamiento en horno eléctrico con enfriamiento lento (OD) y brusco (OW).

El tratamiento térmico se realizó según se muestra en el gráfico de la Fig. 4.15. La curva de calentamiento se programó a una velocidad de 10 °C/min, de tal forma que la temperatura de 600 °C se alcanzó en un tiempo de 60 min. Una vez alcanzada dicha temperatura se mantuvo constante durante otros 60 min. A partir de este punto se emplearon dos métodos de enfriamiento diferentes, a fin de evaluar la influencia del sistema de extinción ante un eventual incendio:

- En las series 04, 05 y 06 (OD) se desconectó el horno y se dejó enfriar las muestras de piedra lentamente durante 24 horas hasta alcanzar la temperatura ambiente del laboratorio.
- Las series 07, 08 y 09 (OW) fueron sometidas a enfriamiento brusco mediante la extracción de las probetas del horno y su inmersión en un recipiente con 35 litros de agua a una temperatura aproximada de 20 °C, donde permanecieron 30 minutos. Se preparó un recipiente independiente para cada probeta, a fin de obtener la máxima

velocidad posible de enfriamiento. La curva de enfriamiento brusco representada en el gráfico de la Fig. 4.15 es aproximada pues, evidentemente, no puede controlarse la temperatura de la piedra una vez extraídas las muestras del horno e introducidas en el agua.

En la Fig. 4.16.a puede observarse un detalle del horno eléctrico empleado en los ensayos y el termopar con el que se controló la temperatura del aire en el interior del mismo. El tamaño del horno y de las probetas ensayadas permitió trabajar en grupos de 4 piezas; de este modo el tratamiento térmico en las muestras de cada serie se realizó de forma simultánea, minimizando el riesgo de dispersión en los resultados. En la figura 4.16.b se muestra una de las probetas introducidas en el recipiente de agua fría durante el proceso de enfriamiento brusco.

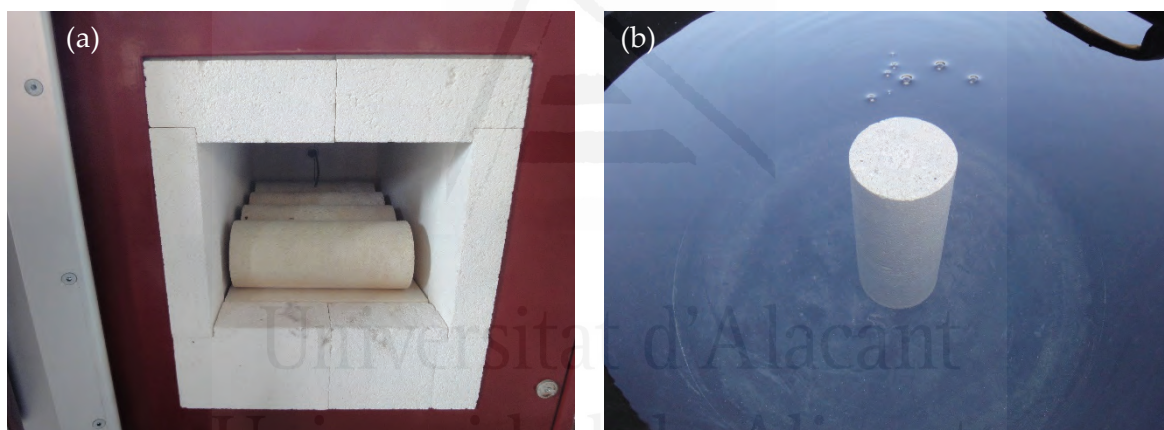


Figura 4.16. Detalle del horno eléctrico empleado para el tratamiento térmico (a) y proceso de enfriamiento brusco de las probetas mediante inmersión en agua fría (b).

Una vez finalizados los tratamientos térmicos explicados, se procedió al refuerzo de las probetas tal y como se ha detallado en la Tabla 4.5. Para las muestras enfriadas en agua se realizó un nuevo ciclo de secado en estufa eléctrica a una temperatura de 105 °C durante 24 horas antes de la ejecución de dichos refuerzos. Todos los ejemplares fueron nuevamente pesados en báscula electrónica y sometidos al ensayo de ultrasonidos, con el mismo procedimiento expuesto en el apartado 4.2, registrándose importantes diferencias en las velocidades de propagación de las ondas ultrasónicas, como se explicará más adelante. En el anejo 1 pueden consultarse las velocidades obtenidas para todas y cada una de las probetas ensayadas, después del correspondiente tratamiento térmico.

4.8. SERIES 10 A 15: EXPOSICIÓN A FUEGO REAL

Las series 10 a 15 fueron sometidas a la acción de fuego real. Para ello se contó con la inestimable colaboración del Consorcio Provincial de Bomberos de la Diputación de Alicante, en cuyas instalaciones se llevaron a cabo los ensayos.

En un contenedor destinado a pruebas y entrenamiento de los bomberos se generó un fuego real mediante la ignición de material combustible, compuesto básicamente por piezas de madera aserrada y tableros aglomerados de fibras o partículas. La cantidad de material y la disposición del mismo en el interior del recinto se determinó en base a la experiencia proporcionada por otros ensayos realizados previamente. Las medidas interiores del habitáculo son, aproximadamente, 12 m (largo) x 2.40 m (ancho) x 2.40 m (alto) y el ensayo se preparó en uno de los extremos del mismo. Las probetas de piedra se dispusieron en la parte superior, a unos 40 cm del techo, suspendidas mediante cadenas metálicas y fijadas por medio de alambres. Para monitorizar la temperatura en el interior del contenedor se instalaron 6 termopares distribuidos de manera uniforme entre las probetas, los cuales se conectaron a un equipo de adquisición de datos controlado por un ordenador emplazado en el exterior. En previsión de que algunas probetas pudieran dañarse durante el transcurso de los ensayos, como se comprobaría después, se dispusieron algunas muestras adicionales para poder seleccionar posteriormente los ejemplares más adecuados.

Se realizaron dos ensayos diferentes, a fin de evaluar la influencia del sistema de extinción empleado ante un eventual incendio. En el primero de ellos, correspondiente a las series 10 a 12 (FD), se procedió a generar el fuego mediante la ignición del material combustible dejándose que se extinguiera de forma natural, manteniéndose las probetas en el interior del contenedor durante 24 horas hasta alcanzar la temperatura ambiente. En el segundo ensayo, correspondiente a las series 13 a 15 (FW), se generó un fuego de las mismas características y en el momento de pleno desarrollo de las llamas (aproximadamente en el minuto 22 desde la ignición) se procedió a la extinción del incendio bajo la asistencia de un equipo de bomberos, rociándose las probetas con agua hasta su completo enfriamiento. El proceso de rociado y enfriamiento de las muestras se prolongó durante un periodo de unos 5 minutos.



Figura 4.17. Proceso de exposición de las muestras de piedra a la acción de fuego real.

En la Fig. 4.17 se muestra una secuencia de imágenes que ilustran las diferentes fases de los ensayos realizados: vista exterior del contenedor y equipos de adquisición de datos empleados para el registro de las temperaturas (a); vista interior del recinto en la que pueden observarse las probetas de piedra y el material combustible preparado para el ensayo (b); detalle de suspensión de las muestras de piedra bajo las cadenas metálicas y vista de uno de los termopares instalados para el control de la temperatura en el interior del recinto (c); proceso de ignición del material combustible bajo la asistencia de un equipo de bomberos (d); detalle del incendio plenamente desarrollado en el interior del contenedor (e); proceso de extinción del fuego y enfriamiento brusco de las probetas mediante rociado con agua fría (f); estado de las muestras de piedra en el instante inmediatamente posterior a la extinción del incendio (g); detalle de la rotura que se produjo en algunas probetas como consecuencia del tratamiento térmico y el enfriamiento brusco sufrido por la piedra (h).

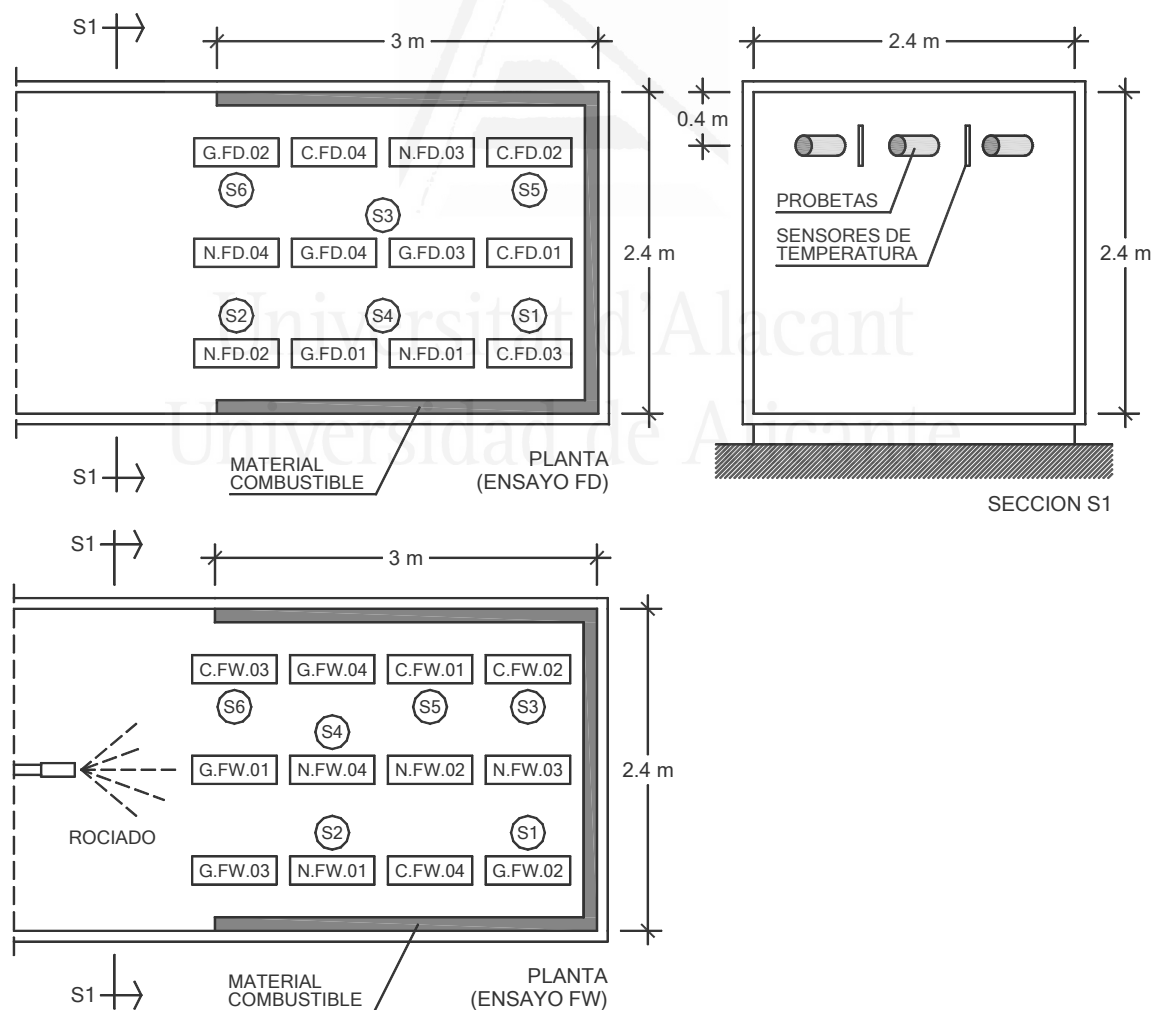


Figura 4.18. Esquema del recinto y emplazamiento de probetas y sensores de temperatura en los ensayos de exposición a fuego real con enfriamiento lento (FD) o brusco (FW).

En la Fig. 4.18 se representa un esquema del recinto en planta y sección, con el emplazamiento aproximado de las probetas y los sensores de temperatura para los dos ensayos realizados (enfriamiento lento, FD y enfriamiento brusco, FW). Como se ha comentado con anterioridad, se dispusieron algunas muestras adicionales en previsión de que algún ejemplar pudiera dañarse durante el transcurso de los ensayos. No obstante, en el esquema se indican únicamente las probetas que fueron seleccionadas finalmente, a fin de facilitar su interpretación.

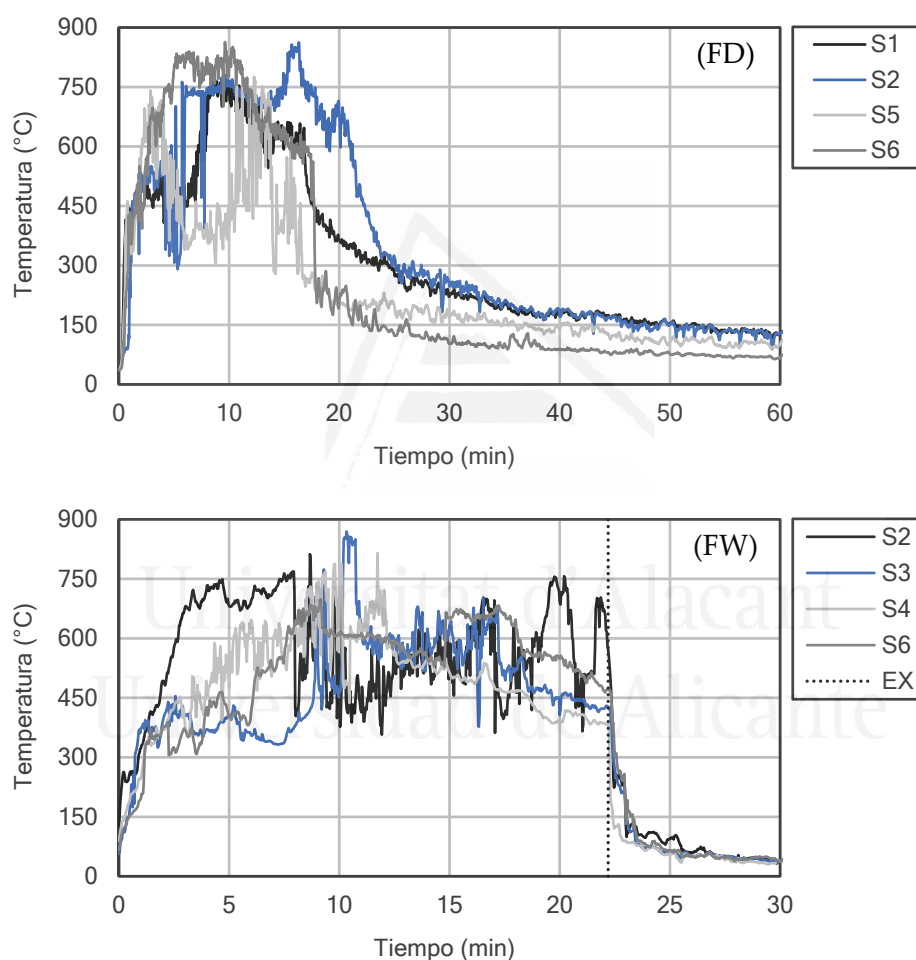


Figura 4.19. Distribución de temperaturas en el interior del recinto, correspondientes al ensayo de enfriamiento lento (FD) y brusco (FW).

El registro de temperaturas que se alcanzaron en el interior del contenedor se representa gráficamente en la Fig. 4.19 para los dos sistemas de enfriamiento empleados, a partir de los datos proporcionados por los termopares instalados junto a las probetas. Cabe comentar que algunos de estos sensores no aportaron datos fiables durante el transcurso de

los ensayos, por lo que únicamente se han representado los ejemplares que se han considerado válidos (sensores S1, S2, S5, S6 en el ensayo con enfriamiento lento y sensores S2, S3, S4, S6 en el ensayo con enfriamiento brusco). Nótese que los gráficos se han representado bajo distintas escalas de tiempo en el eje de abscisas, a fin de facilitar la interpretación de las curvas.

Como puede observarse, la temperatura máxima en el interior del recinto se alcanza rápidamente, aproximadamente a los 5 minutos desde la ignición del material combustible. La temperatura media con el fuego plenamente desarrollado oscila alrededor de los 600 °C, si bien se alcanzan picos de valores superiores a 800 °C en algunos sensores. Dicha temperatura media se corresponde con el valor adoptado para los ensayos de laboratorio realizados en el horno eléctrico (series 04 a 09), tal y como se ha explicado en el apartado anterior.

A partir de los minutos 20 a 25 se aprecia un descenso generalizado de la temperatura, descenso que se corresponde aproximadamente con la extinción de las llamas una vez consumida la mayor parte del material combustible. Por esta razón se decidió la intervención en el minuto 22 a la hora de proceder al enfriamiento brusco de las probetas, como puede apreciarse claramente en la Fig. 4.19 (FW), donde EX representa el instante en que se inicia la extinción del incendio mediante rociado con agua fría bajo la asistencia del equipo de bomberos.

Una vez concluidos los ensayos y trasladadas las probetas al laboratorio, se procedió al refuerzo de las mismas tal y como se detalla en la Tabla 4.5. Para las muestras sometidas a rociado con agua se realizó un nuevo ciclo de secado en estufa eléctrica a una temperatura de 105 °C durante 24 horas antes de la ejecución de dichos refuerzos. Todos los ejemplares fueron nuevamente pesados en báscula electrónica y sometidos al ensayo de ultrasonidos, con el mismo procedimiento explicado en el apartado 4.2. Al igual que ocurre con las series sometidas a temperatura elevada en el horno eléctrico, se registraron importantes diferencias en las velocidades de propagación de las ondas ultrasónicas, como se explicará más adelante. En el anejo 1 pueden consultarse las velocidades obtenidas para cada una de las probetas ensayadas, después del correspondiente tratamiento térmico.

4.9. SERIES 16 A 20: PROBETAS SATURADAS CON AGUA

En las series 16 a 20 se analiza la influencia de la acción del agua en el material pétreo, para lo cual procede a la saturación de las probetas en campana de vacío, atendándose a las directrices de la norma UNE-EN 1936 (2007). El procedimiento sigue básicamente la siguiente secuencia:

- 1) Introducción de las muestras en la campana, en series de 4 ejemplares, y puesta en marcha de la bomba de vacío durante 2 horas, a fin de eliminar el aire contenido en los poros abiertos de la piedra.
- 2) Llenado de la campana lentamente con agua desmineralizada, de forma que las probetas queden completamente sumergidas.
- 3) Seguidamente se mantiene la bomba de vacío actuando durante 1 hora adicional, desconectándose después.
- 4) Las muestras de piedra se mantienen sumergidas en vacío durante 44 horas más, de forma que la duración total del ensayo se prolonga durante 2 días.
- 5) Transcurrido este plazo, se restablece la presión atmosférica y se extraen las muestras de la campana, procediéndose inmediatamente a su pesado en báscula electrónica y al ensayo de ultrasonidos.
- 6) Para minimizar la pérdida de humedad durante la realización de los ensayos posteriores, las muestras se mantienen en todo momento protegidas de la intemperie mediante el empleo de bolsas de plástico con cierre hermético.

El tratamiento presenta algunas particularidades en cada una de las series estudiadas. En el caso de las muestras no confinadas (serie 16) o reforzadas antes de la saturación (series 17 y 18), los ensayos de compresión se realizan inmediatamente después de la extracción de las probetas de la campana de vacío, a fin de reducir al máximo la pérdida de humedad. En las probetas reforzadas antes de la saturación se cuida de manera especial que los extremos libres queden absolutamente limpios y libres de resina, pues estas zonas son las únicas vías de acceso del agua al interior de la piedra, al quedar impermeabilizada toda la superficie lateral por efecto del encamisado.

Sin embargo, en el caso de las muestras reforzadas después de la saturación (series 19 y 20), es preciso respetar los plazos de curado de la resina epoxi antes de proceder a la rotura de las probetas. Para ello se aplica el refuerzo sobre la piedra húmeda recién extraída de la campana de vacío e, inmediatamente, se introducen las muestras en cámara de curado durante 7 días, a una temperatura en torno a 21 °C y un porcentaje de humedad relativa por encima del 95%.

En la Fig. 4.20 se ilustran algunas fases del proceso de saturación de las probetas: muestras de piedra sin refuerzo (a) o confinadas con FRP (b) en el interior de la campana de vacío; protección de las muestras saturadas mediante bolsas de plástico herméticas para impedir la pérdida de humedad (c); proceso de curado de las probetas reforzadas después de la saturación en cámara húmeda durante 7 días (d).

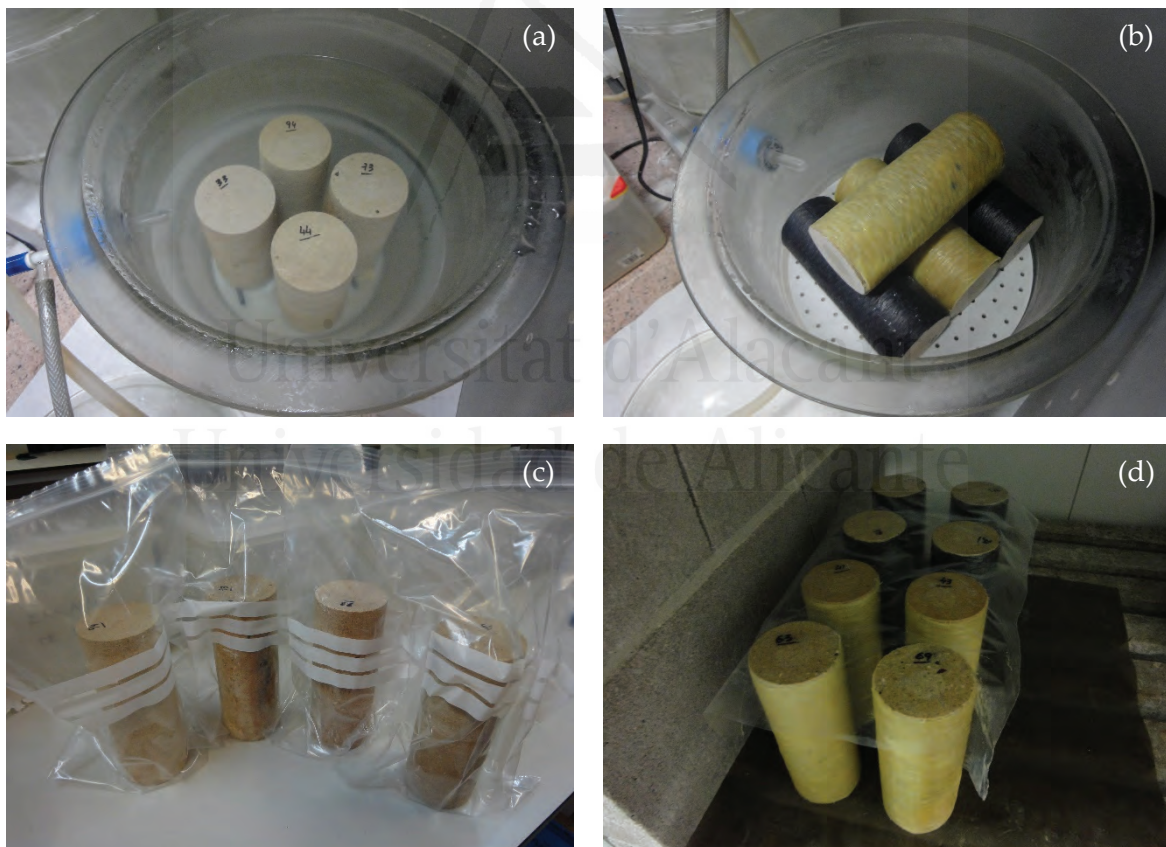


Figura 4.20. Proceso de saturación de las muestras de piedra, antes o después de su refuerzo.

El procedimiento descrito ha proporcionado resultados satisfactorios en todas las series, incluso en el caso de las muestras reforzadas antes de la saturación, donde el acceso del agua al interior de la piedra se ve afectado por la presencia del encamisado en toda la

superficie lateral de la probeta. Sin duda, la elevada porosidad de la Piedra de San Julián ha facilitado el trabajo. En el anejo 1 se aportan los valores de la densidad aparente y saturada para todos los ejemplares ensayados, pudiéndose observar una gran homogeneidad en los resultados. Además, y como se explicará más adelante, se comprobará durante los ensayos a compresión uniaxial como el material pétreo aparece completamente húmedo en el interior de las probetas al producirse la rotura de las mismas.

4.10. SERIES 21 A 24: PROBETAS PRE-DAÑADAS Y REFORZADAS BAJO TENSIÓN

En las series 21 a 24 se ha trabajado con probetas pre-dañadas y probetas reforzadas bajo tensión. Se había previsto analizar inicialmente series de 4 probetas y dos sistemas de refuerzo diferentes (tejidos unidireccionales de fibras de carbono y vidrio con matriz de resina epoxi), en la línea de las series estudiadas anteriormente. Sin embargo, tras los resultados de los primeros ensayos se comprobó que el nivel de precarga o el refuerzo bajo tensión no influían de manera significativa en el comportamiento de las piezas confinadas, mostrando la misma respuesta que las series equivalentes con la piedra intacta. Como se ha comentado con anterioridad, los ensayos bajo tensión implican cierta dificultad, pues las resinas empleadas habitualmente requieren plazos de curado relativamente importantes, del orden de 7 días, lo que implica que las muestras deben permanecer a tensión constante durante todo este tiempo. Cualquier mínimo corte en el suministro eléctrico durante el transcurso del ensayo supone reiniciar todos los equipos y desechar la probeta, como ocurrió en distintas ocasiones. Además, la duración de estos ensayos supone un consumo importante de recursos al permanecer la prensa ocupada ininterrumpidamente durante todo este tiempo, impidiendo el desarrollo de otras actividades en el laboratorio. Por estas razones, y a la vista de los resultados obtenidos, se decidió reducir el muestreo en este caso a series de 2 probetas y una única solución de confinamiento (fibra de carbono).

En las series 21 y 22 se estudia el comportamiento de probetas pre-dañadas. Para ello se introdujeron las muestras en la prensa de ensayo y se aplicó una tensión equivalente al 50% o el 75% respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta, determinada a partir de los resultados obtenidos en la serie 01 (correspondiente a las muestras de referencia sin

reforzar). Las probetas se mantuvieron a tensión constante durante 24 horas y, una vez transcurrido este plazo, fueron extraídas de la prensa, procediéndose a su refuerzo tal y como se ha explicado en el apartado 4.4.1.

En las series 23 y 24, en cambio, se procedió al refuerzo de las probetas bajo tensión. Para ello se diseñó un procedimiento de ensayo diferente en el que tuvo que resolverse adecuadamente el problema de mantener las muestras bajo tensión constante durante el tiempo necesario para que la resina epoxi desarrollase completamente toda su resistencia. Para resolver esta cuestión se procedió a acelerar el curado de la resina mediante aplicación de calor, instalándose una manta térmica alrededor de la probeta, en base a la experiencia de investigaciones realizadas previamente con elementos de hormigón [Ivorra et al. 2010 y 2013]. Se realizaron varias pruebas con muestras de piedra desechables y se comprobó que el plazo de curado de la resina podía reducirse a 2 o 3 días manteniéndose una temperatura en la superficie de la probeta en torno a 30 o 35 °C.

Hechas estas observaciones, el procedimiento de ensayo de las probetas reforzadas bajo tensión puede resumirse básicamente en las siguientes etapas:

- 1) Introducción de la muestra en la prensa de ensayo. Para evitar la adherencia entre los platos de la prensa y la resina epoxi se interponen láminas de polietileno en ambos extremos de la pieza. Es importante que estas láminas sean transparentes, a fin de permitir el correcto centrado de las probetas en las marcas de referencia grabadas en los platos de la prensa.
- 2) Aplicación del nivel de tensión deseado (50% o 75% respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta, determinada a partir de los resultados obtenidos en la serie 01, correspondiente a las muestras de referencia sin reforzar).
- 3) La muestra se mantiene en el interior de la prensa a tensión constante durante un plazo de 24 horas.
- 4) Transcurrido este plazo se procede a realizar el refuerzo, manteniéndose constante la tensión aplicada sobre la probeta en todo momento. El confinamiento se ejecuta según el procedimiento indicado en el apartado 4.4.1, si bien resulta algo más incómodo, al tener que trabajarse en el interior de la prensa de ensayo.

- 5) Pasado un plazo de 4 a 6 horas la resina empieza a endurecer y pierde su viscosidad superficial, momento en que se coloca la manta térmica para acelerar el proceso de curado.
- 6) La probeta se mantiene en estas condiciones durante 3 días, a tensión constante.
- 7) Transcurrido este plazo se retira la manta térmica y se incrementa la tensión sobre la probeta hasta la rotura. El ensayo, por tanto, tiene una duración total de 4 días desde la puesta en carga de la pieza.

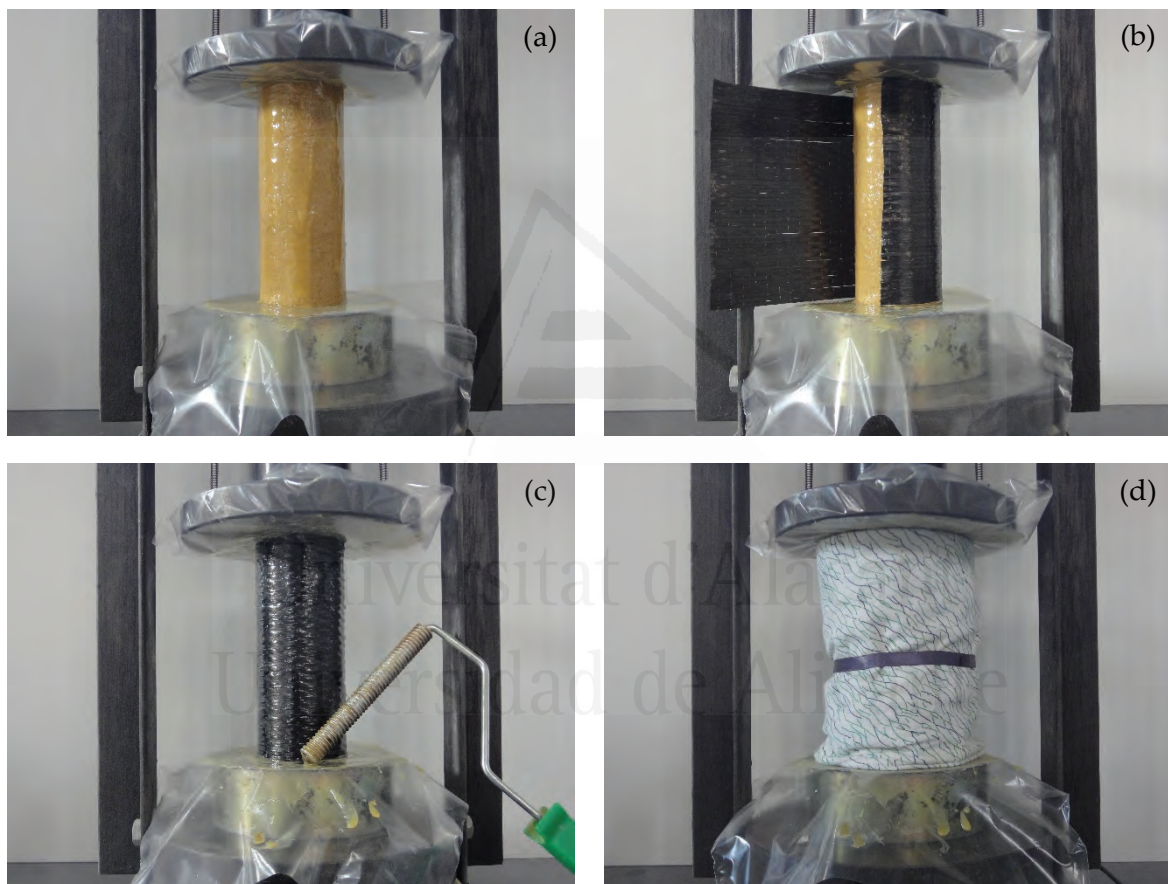


Figura 4.21. Procedimiento de refuerzo de probetas bajo tensión en el interior de la prensa de ensayo.

En la Fig. 4.21 se muestra el proceso de refuerzo de las probetas bajo tensión en el interior de la prensa de ensayo: aplicación de la capa inicial de resina epoxi sobre la muestra dispuesta entre dos láminas de polietileno (a); colocación del tejido unidireccional de fibra de carbono (b); aplicación de presión mediante rodillo ranurado sobre una segunda capa de resina (c); proceso de curado acelerado mediante colocación de la manta térmica alrededor de la probeta (d).

El procedimiento indicado ha proporcionado resultados satisfactorios en todas las muestras ensayadas y, como se analizará en el siguiente capítulo, no se han detectado diferencias sustanciales respecto de las probetas reforzadas fuera de la prensa bajo los plazos de curado establecidos por el fabricante. Se concluye, por consiguiente, que el proceso de curado acelerado mediante la aplicación de la manta térmica puede considerarse válido.

4.11. SERIES 25 A 32: PROBETAS FORMADAS POR 3 PIEZAS CON JUNTAS DE MORTERO

En las últimas series ensayadas (25 a 32) se trabaja con las probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal, según la programación que se indica en la Tabla 4.6. En este caso se trata de hacer un estudio comparativo de la mayoría de los sistemas de refuerzo existentes en el mercado: FRP (tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio y tejido cuadriaxial de fibras de carbono, con matriz de resina epoxi en todos los casos) y FRCM (mortero de base cementosa reforzado con mallas de fibras de vidrio o basalto, en 1 o 3 capas). El procedimiento de ejecución de los refuerzos se ha detallado pormenorizadamente en los apartados 4.4.1 (FRP) y 4.4.2 (FRCM).

4.12. EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN

Para concluir este capítulo, se detallan finalmente las características de los equipos empleados en los ensayos de rotura a compresión de las probetas, así como los sistemas de instrumentación para el control de las deformaciones. Dichos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Grandes Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante.

Los ensayos de compresión uniaxial se han realizado en una prensa eléctrica suministrada por la empresa Servosis, equipada con una célula de carga de 300 kN de capacidad y controlada por un ordenador que permite definir con precisión todos los parámetros del ensayo. El plato inferior de la prensa es fijo, mientras que en la parte superior se dispuso un plato con rótula esférica, a fin de mejorar la transmisión de la carga

y corregir posibles defectos de centrado de las probetas o de los planos de corte de las mismas, así como ligeros desplomes en el caso de las probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal. Los ensayos se programaron con una velocidad de aplicación de la carga constante de 0.5 kN/s, hasta la rotura de la pieza, en todos los casos. Para el procedimiento del ensayo se siguieron las directrices establecidas en las normas UNE 22950-1 (1990) y UNE 22950-3 (1990).

Para el control de las deformaciones longitudinales se preparó un bastidor formado por dos angulares atornillados al plato inferior de la prensa, sobre los que se fijan dos extensómetros que miden el descenso del plato superior, obteniéndose el valor medio a la hora de representar las curvas tensión-deformación correspondientes. Los extensómetros empleados son suministrados por la empresa Novotechnik (modelo TEX 0050), con una longitud de carrera de 50 mm.

Las deformaciones transversales se miden mediante la aplicación de dos galgas extensométricas por probeta, emplazadas a mitad de altura de la pieza y en puntos diametralmente opuestos, calculándose igualmente el valor medio. Las galgas empleadas, suministradas por HBM, son galgas lineales precableadas con 1 rejilla de medición, de la serie LY, con una longitud de 20 mm y una resistencia nominal de 120 Ω . Para el pegado de las galgas se emplea un adhesivo bicomponente especial suministrado por el mismo fabricante, tratándose previamente la superficie de la probeta mediante lijado y limpieza con acetona.

Es preciso comentar que no se controlaron las deformaciones transversales en todas las series. Concretamente no se colocaron galgas en las probetas saturadas con agua (series 16 a 20), pues la adherencia se hubiera visto comprometida, sin duda alguna, al trabajar con el sustrato soporte en estado húmedo. Tampoco se consideró adecuado instrumentalizar las series reforzadas bajo tensión (series 23 y 24) puesto que, para registrar todo el proceso de deformación durante el ensayo, los encamisados debían ejecutarse sobre las galgas previamente adheridas a la probeta, lo que generaría serios problemas al interferir con los cableados. Además, según se ha comentado con anterioridad, se detectó en investigaciones previas realizadas con elementos de hormigón [Ivorra et al. 2010 y 2013] que el proceso de curado acelerado mediante aplicación de calor con la manta térmica puede afectar de

manera significativa a la lectura de las galgas, pues se trata de elementos muy sensibles a los cambios de temperatura. Por extensión, se decidió no colocar galgas igualmente en el caso de las probetas pre-dañadas (series 21 y 22).

Durante los ensayos a compresión uniaxial se comprobó que, en la fase final de aplicación de la carga y a niveles de tensión elevados, se producía la rotura local de algunas de las fibras del encamisado antes alcanzarse el agotamiento de la pieza, como se explicará en el siguiente capítulo. Esta circunstancia produce que, en determinados ejemplares, alguna de las galgas deje de proporcionar lecturas coherentes a tensiones próximas a las de rotura. En estos casos no se han considerado los datos proporcionados por las galgas afectadas, según se indica pormenorizadamente en el anejo 1 para todas aquellas muestras en las que se ha detectado este fenómeno.

Toda la información del ensayo se registra con la ayuda de un equipo de adquisición de datos Spider 8 de HBM, al que se conecta tanto la señal de fuerza extraída de la prensa como los pares de extensómetros y galgas. Dicho equipo se controla con un ordenador equipado con un software específico suministrado por el propio fabricante (Catman Easy). La calibración de los diferentes dispositivos se realizó en una fase previa, empleándose para ello muestras de piedra desechables. El registro de datos se programó con una frecuencia de muestreo de 2 Hz (es decir, 2 muestras por segundo). Sin embargo, en los ensayos de larga duración (series 21 a 24), y a fin de controlar el volumen de datos, se programó el registro a una frecuencia de 2 Hz durante los primeros 30 minutos, reduciéndose después a 0.02 Hz (es decir, 1 muestra cada 50 segundos) durante la fase central del ensayo y aumentándose nuevamente a 2 Hz en los últimos 15 minutos previos a la rotura.

En la Fig. 4.22 se presentan algunas imágenes en las que pueden observarse los equipos empleados y los sistemas de medida de las deformaciones: vista general del laboratorio con la prensa de ensayo y el equipo de adquisición de datos (a); detalle de colocación de una galga extensométrica sobre una probeta reforzada con tejido de fibra de carbono, previo lijado y limpieza con acetona (b); vista del conjunto de los platos de la prensa y el anclaje de los extensómetros para la medida de las deformaciones longitudinales (c); detalle de una de las muestras de piedra instrumentalizada con galgas y preparada para el ensayo (d).

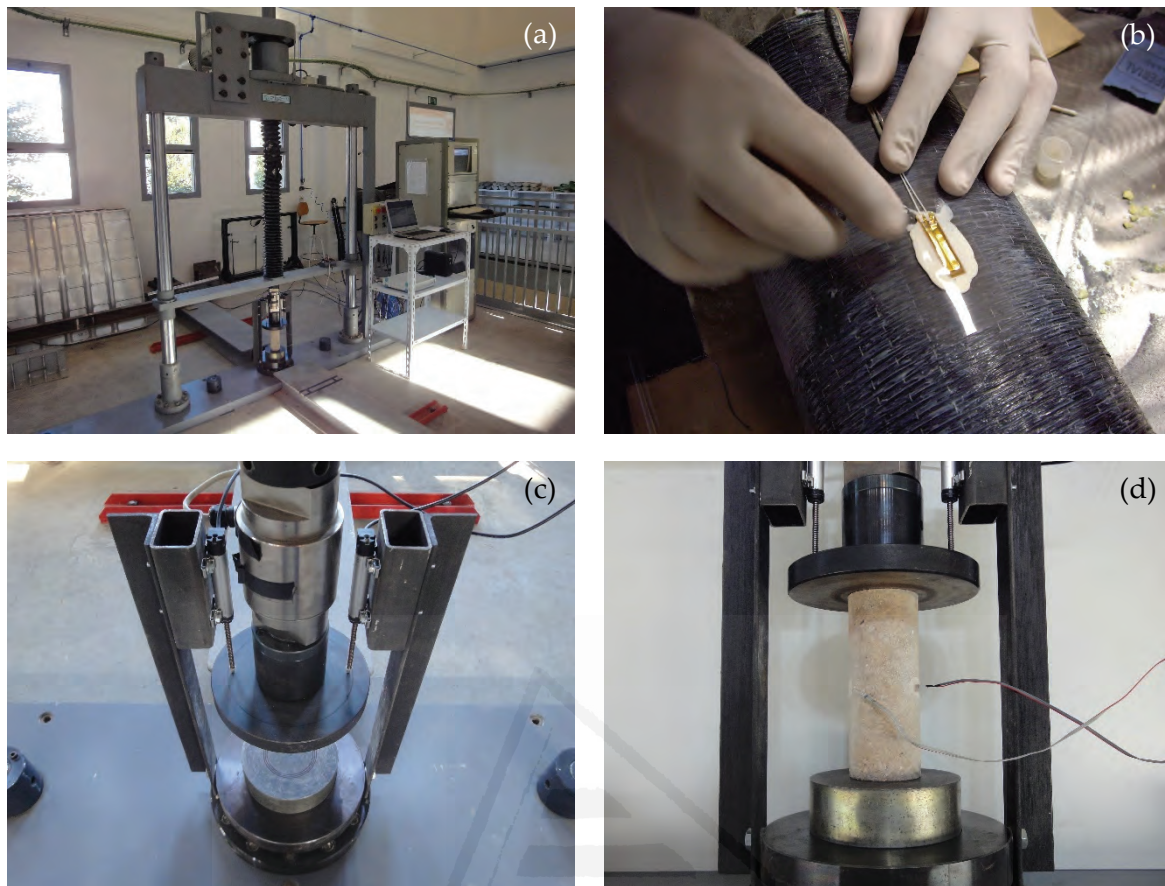


Figura 4.22. Vistas de los equipos empleados para el ensayo a compresión uniaxial y dispositivos de medida de las deformaciones.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. CUESTIONES PREVIAS

Para la presentación y análisis de los resultados se ha decidido explicar en primer lugar el comportamiento de las muestras sin reforzar (probetas de piedra intacta, probetas sometidas a temperaturas elevadas en horno eléctrico o fuego real y probetas saturadas con agua). En un segundo apartado se estudian todas las series reforzadas y se analiza la mejora de las prestaciones mecánicas de la piedra por efecto del confinamiento. En este segundo apartado se ha considerado adecuado presentar por separado los resultados de las muestras formadas por tres piezas con juntas de mortero, a fin de poder evaluar conjuntamente los distintos sistemas de refuerzo empleados en estas series, tanto FRP como FRCM. Cada uno de los apartados finaliza, a modo de resumen, con un breve punto en el que se establecen algunas comparaciones y se analizan las principales conclusiones que se derivan de los ensayos realizados.

Tal y como se ha explicado en el capítulo anterior, en todas las muestras ensayadas se han controlado las deformaciones longitudinales mediante dos extensómetros que, junto con la información proporcionada por la señal de la célula de carga de la prensa, permiten el trazado de las curvas tensión-deformación longitudinal. Para el control de las deformaciones transversales se han instalado dos galgas extensométricas por probeta, aunque no en todas las series (concretamente no se han instrumentalizado las muestras saturadas con agua ni las series pre-dañadas o reforzadas bajo tensión, por las razones que se han expuesto con anterioridad). En cualquier caso, la deformación transversal de las

probetas en esta tesis se ha empleado únicamente para dos cuestiones: en primer lugar, este dato permite calcular el coeficiente de Poisson estático del material; en segundo lugar, y mucho más importante, la deformación transversal última permite comparar la rotura real del encamisado con la obtenida en los ensayos a tracción sobre muestras planas del material compuesto, a fin de poder estimar el coeficiente de eficiencia (k_ε) que se ha explicado en el capítulo 2. En el anejo 1 se proporciona el coeficiente de Poisson de cada una de las probetas ensayadas, mientras que el coeficiente de eficiencia de los encamisados se discutirá con detalle en el capítulo 6. Por estas razones, y para simplificar la presentación y análisis de los resultados, se ha decidido trabajar en este capítulo únicamente en términos de tensiones y deformaciones longitudinales. En cualquier caso, se recuerda que en el anejo 1 se proporcionan también las curvas tensión-deformación transversal para todas las muestras que han sido instrumentalizadas con galgas.

En todos los diagramas que se incluyen en este capítulo se representa mediante una línea oscura la media de las 4 probetas que integran cada serie y el intervalo de confianza bilateral correspondiente, determinado para un nivel de confianza del 95%, sombreándose en fondo gris dicho intervalo con el objeto de visualizar fácilmente las dispersiones obtenidas. Para ello se calcula la media y la desviación típica de la tensión en las 4 probetas, para cada valor de deformación. La línea que describe la media se ha representado hasta la rotura de la última probeta; sin embargo, el intervalo de confianza ha dejado de grafarse cuando rompe la segunda de las muestras puesto que, para una población de 2 ejemplares, el ámbito de dicho intervalo es muy amplio y no aporta ninguna información relevante. En todo el procedimiento se siguen las indicaciones establecidas en la norma UNE 66040 (2003).

Por otro lado, en las diferentes tablas que se presentarán en este capítulo se ha decidido indicar únicamente los valores medios de cada una de las series estudiadas, pudiéndose consultar pormenorizadamente en el anejo 1 las desviaciones obtenidas y los coeficientes de variación correspondientes, tanto en los ensayos de compresión uniaxial como en los de ultrasonidos, en su caso. De esta forma se simplifican las tablas, se facilita la interpretación de los resultados y se evita la duplicidad de información.

Comentar, por último, que después de analizar las diferentes investigaciones y guías de diseño publicadas, se ha observado una cierta falta de uniformidad en cuanto a la nomenclatura. En esta tesis se ha adoptado una notación propia, en la que el subíndice m representa el término inglés “*masonry*”, en la línea de la nomenclatura propuesta por la norma italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) para el caso de elementos pétreos o de mampostería.

Se propone la siguiente notación:

f_{mo}	tensión de rotura de la piedra sin reforzar (MPa)
f_{mc}	tensión de rotura de la piedra confinada (MPa)
ε_{mo}	deformación de rotura de la piedra sin reforzar (longitudinal)
ε_{mc}	deformación de rotura de la piedra confinada (longitudinal)
$\varepsilon_{mo,t}$	deformación de rotura de la piedra sin reforzar (transversal)
$\varepsilon_{mc,t}$	deformación de rotura de la piedra confinada (transversal)
E_{st}	módulo de elasticidad estático (MPa) ⁽¹⁾
E_{dyn}	módulo de elasticidad dinámico (MPa) ⁽²⁾
ν_{st}	coeficiente de Poisson estático ⁽¹⁾
ν_{dyn}	coeficiente de Poisson dinámico ⁽²⁾
ρ_b	densidad aparente de la piedra (kg/m ³)
ρ_{sat}	densidad saturada de la piedra (kg/m ³)
V_p	velocidad de propagación de la onda longitudinal P (km/s)
V_s	velocidad de propagación de la onda transversal S (km/s)

⁽¹⁾ El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson estáticos se determinan a partir de la pendiente media de la porción aproximadamente recta de la curva tensión-deformación, según el procedimiento de la norma UNE 22950-3 (1990). En el caso de las probetas confinadas se adopta la pendiente en torno al punto medio de la primera rama del diagrama bilineal.

⁽²⁾ El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson dinámicos se obtienen a partir de la velocidad de propagación de las ondas ultrasónicas (V_p y V_s) y la densidad del material pétreo (ρ_b o ρ_{sat}), siguiéndose las indicaciones de la norma ASTM D2845-08 (2008).

5.2. COMPORTAMIENTO DE LAS MUESTRAS SIN REFORZAR

5.2.1. Probetas de piedra intacta

Resulta importante caracterizar con la máxima precisión posible las propiedades de la piedra inalterada (serie 01), pues servirán de referencia para poder comparar con el resto de las series ensayadas. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.1, pudiéndose observar las curvas tensión-deformación y una imagen de la rotura de uno de los ejemplares en la Fig. 5.1.

Tabla 5.1. Propiedades de la piedra inalterada.

ρ_b (kg/m ³)	f_{mo} (MPa)	ε_{mo}	E_{st} (MPa)	ν_{st}
1982	19.99	0.00212	11859	0.22

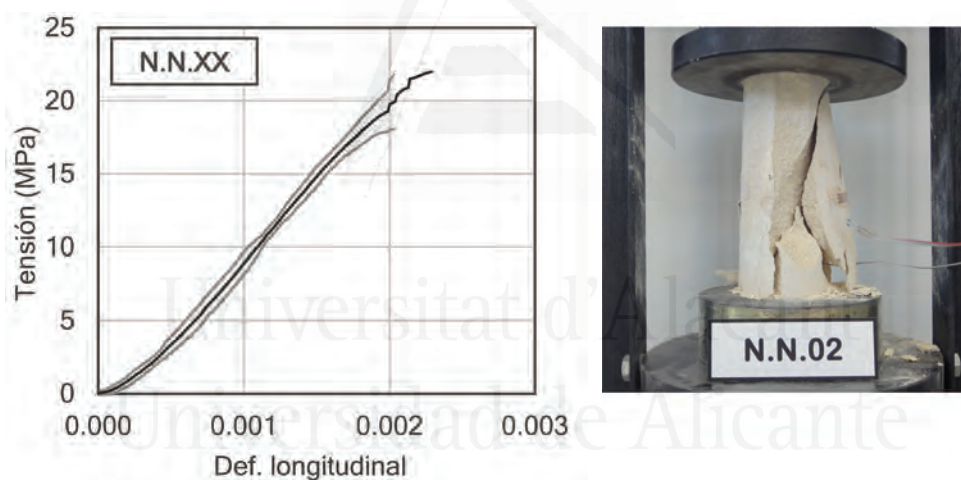


Figura 5.1. Curvas tensión-deformación correspondientes a las muestras de piedra inalterada y detalle de rotura de uno de los ejemplares.

La densidad aparente que se ha obtenido en esta primera serie, 1982 kg/m³, se eleva ligeramente hasta 2013 kg/m³ si se consideran globalmente todas las probetas ensayadas en la tesis. Este valor coincide con el de las muestras tomadas de diferentes edificios de la ciudad de Alicante en la tesis doctoral de Louis (1998), aunque resulta un 10% inferior al del material empleado por Brotons et al. (2013, 2014 y 2016), lo que parece indicar diferentes grados de cementación del material pétreo en el interior del macizo rocoso de la Serra Grossa.

Desde el punto de vista del comportamiento mecánico, cabe destacar la gran homogeneidad en los resultados obtenidos, tal y como puede observarse en las curvas tensión-deformación de la Fig. 5.1, sin duda porque para determinar las propiedades de la piedra inalterada se seleccionaron las muestras más regulares entre las disponibles, descartándose todo tipo de discontinuidades o la presencia de cualquier elemento anómalo en el material. Como puede comprobarse, la roca presenta un comportamiento aproximadamente elástico y lineal, con rotura de carácter frágil, produciéndose la fracturación de la pieza en la dirección de aplicación de la carga.

La tensión de rotura de la roca (19.99 MPa) es un 30% superior a la obtenida por Louis en las muestras tomadas del Ayuntamiento de Alicante, aunque resulta claramente inferior respecto de las series ensayadas por Brotons et al., detectándose reducciones de casi el 50%, lo que parece confirmar nuevamente diferentes niveles de compactación del material en función de la zona de procedencia. El resto de los parámetros mecánicos de la piedra se discutirán en otros apartados.

5.2.2. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas

En este apartado se presentan conjuntamente los resultados de las muestras sometidas a temperaturas elevadas en horno eléctrico (series 04 y 07) y expuestas a fuego real (series 10 y 13).

Tabla 5.2. Propiedades de la piedra sometida a temperaturas elevadas (horno eléctrico o fuego real).

Serie	ρ_b (kg/m ³)	f_{mo} (MPa)	ϵ_{mo}	E_{st} (MPa)	ν_{st}
N.OD.XX	1988	10.50	0.00663	1837	0.29
N.OW.XX	1996	12.14	0.00730	1987	0.25
N.FD.XX	1988	7.00	0.00885	1214	0.27
N.FW.XX	1981	6.00	0.00768	1162	0.21

Analizando los datos de la Tabla 5.2 puede apreciarse un descenso importante en la tensión de rotura de la piedra, del orden del 40-50% en las muestras tratadas en horno eléctrico y en torno al 65-70% en caso de exposición a fuego real. El sistema de enfriamiento

empleado no parece influir significativamente en los resultados, teniendo en cuenta las grandes dispersiones que se han obtenido en estas series, como se detallará a continuación. La deformación de rotura aumenta entre 3 y 4 veces respecto de la piedra intacta, observándose valores algo más elevados en el caso de las probetas sometidas a fuego real. El descenso más llamativo se produce en el módulo de elasticidad del material, que sufre caídas superiores al 80%, sensiblemente más acusadas en la piedra expuesta a fuego real, aunque sin detectarse diferencias sustanciales respecto del sistema de enfriamiento. En cuanto al coeficiente de Poisson, los datos muestran que es una de las propiedades que se ve menos influenciada por el efecto de la temperatura. En líneas generales, los resultados confirman las tendencias observadas en otras investigaciones, como puede comprobarse por ejemplo en el caso de Brotons et al. (2013), donde se trabaja con el mismo tipo de piedra e igual rango de temperatura.

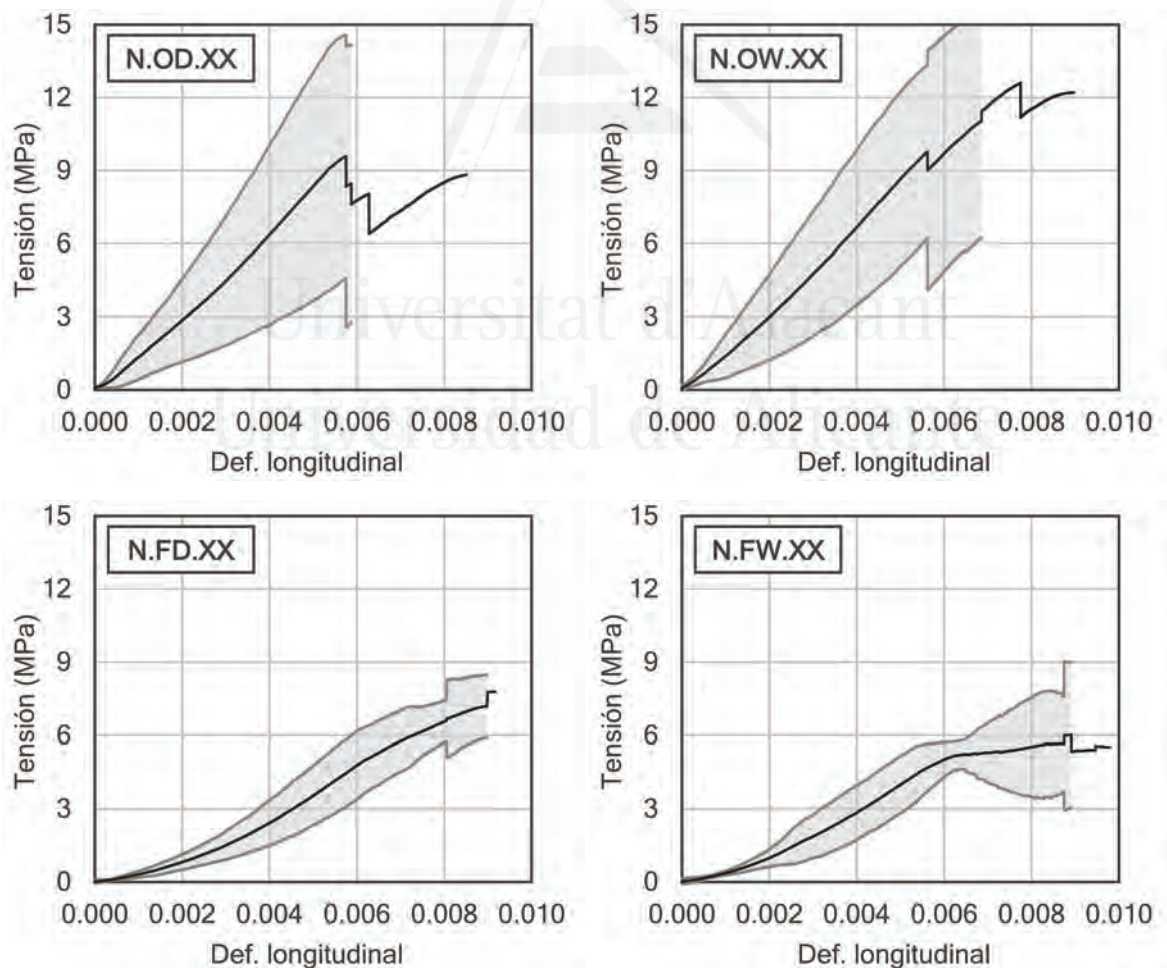


Figura 5.2. Curvas tensión-deformación de las muestras sometidas a temperaturas elevadas (horno eléctrico o fuego real).

En la Fig. 5.2 se presentan las curvas tensión-deformación de las 4 series sometidas a temperaturas elevadas, destacando a primera vista las grandes dispersiones que señalan los intervalos de confianza. Al contrario de lo que podría pensarse a priori, las máximas dispersiones se han producido en las series ensayadas en horno eléctrico y, curiosamente, las muestras expuestas a fuego real bajo las distribuciones de temperatura ciertamente irregulares que se indican en la Fig. 4.19 del capítulo 4, han proporcionado los resultados más homogéneos. Por otro lado, el análisis de las curvas permite observar con claridad que el sistema de enfriamiento empleado no produce diferencias significativas en cuanto al comportamiento mecánico de la piedra afectada.

Respecto del modo de rotura, puede comprobarse en las fotografías incluidas en el anejo 1 que las muestras presentan un mecanismo de fractura similar al de la piedra intacta, con fisuras aproximadamente verticales y en la dirección de aplicación de la carga, si bien se han producido planos inclinados de rotura en algunos casos. En la Fig. 5.3 se muestran conjuntamente algunos fragmentos de las probetas después de las roturas, apreciándose el cambio de color que sufre la piedra como consecuencia de la exposición a la temperatura.

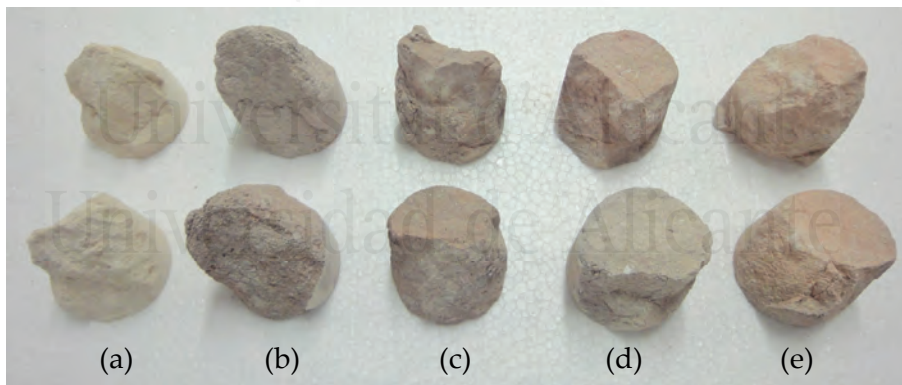


Figura 5.3. Rotura de muestras de piedra intacta (a) y sometidas a temperaturas elevadas: N.OD.XX (b), N.OW.XX (c), N.FD.XX (d) y N.FW.XX (e).

5.2.3. Probetas de piedra saturada

Los datos de la piedra saturada con agua (serie 16) se presentan en la Tabla 5.3 donde puede comprobarse, en primer lugar, que la densidad saturada es un 10% superior a la de la piedra seca. Este resultado constata la elevada porosidad de la Piedra de San Julián y confirma la capacidad de absorción de agua referenciada en la tesis doctoral de Louis o en los trabajos de Brotons et al.

Tabla 5.3. Propiedades de la piedra saturada.

ρ_b (kg/m ³)	ρ_{sat} (kg/m ³)	f_{mo} (MPa)	ε_{mo}	E_{st} (MPa)	ν_{st}
2013	2220	17.86	0.00248	10838	(1)

(1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

Respecto del comportamiento mecánico, se observa un descenso de resistencia aproximado del 10% y un incremento del orden del 15% en la deformación de rotura, lo que implica una ligera caída del módulo de elasticidad del material. En el capítulo 2 se han presentado algunas investigaciones en las que el descenso de resistencia en las rocas saturadas puede oscilar entre el 10 y el 90% respecto de las secas, lo que pone de manifiesto que la respuesta del material pétreo en presencia de humedad está fuertemente condicionada por su propia naturaleza. En el caso particular de la Piedra de San Julián puede concluirse, a la vista de los resultados, que las diferencias respecto de las muestras secas no resultan demasiado importantes.

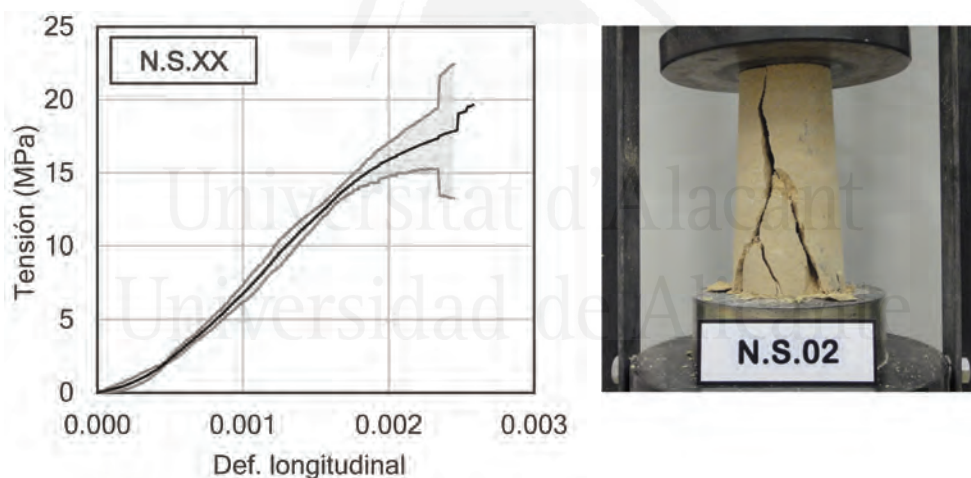


Figura 5.4. Respuesta de las muestras de piedra saturada y detalle de rotura de uno de los ejemplares.

Las curvas tensión-deformación (Fig. 5.4) muestran una gran homogeneidad en los resultados, aumentando sensiblemente la dispersión en la última fase del ensayo, a niveles de carga próximos a la rotura. Al igual que ocurre en otras investigaciones, se observa una ligera concavidad en el tramo inicial de las curvas, que se atribuye a la presencia de agua en los poros del material que aumenta la presión sobre las fases sólidas e incrementa la deformación a niveles de tensión reducidos. La rotura de las muestras en este caso no es

tan brusca, suavizándose la pendiente de las curvas en la fase final del ensayo, aunque la roca presenta el mismo mecanismo de fractura detectado en las muestras secas, con fisuración predominantemente vertical. Tras las roturas pudo comprobarse que el material aparecía completamente húmedo en todo su volumen interno, lo que parece indicar que el procedimiento de saturación de las muestras descrito en el capítulo 4 ha proporcionado resultados satisfactorios y que, sin duda, la elevada porosidad de la Piedra de San Julián ha facilitado el trabajo.

5.2.4. Ultrasonidos

Se ha decidido agrupar en este apartado todos los resultados de los ensayos de ultrasonidos que se han realizado en las series presentadas en los apartados anteriores, a fin de poder evaluar conjuntamente la relación entre los módulos de elasticidad y los coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos, en función de los diferentes tratamientos a los que ha sido sometido el material pétreo.

Conocidas las velocidades de propagación de las ondas ultrasónicas, V_p y V_s (km/s), y la densidad del material (ρ_b o ρ_{sat} , según el caso), el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson dinámicos se determinan mediante las ecuaciones proporcionadas por la norma ASTM D2845-08 (2008):

$$E_{dyn} = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2} \quad (5.1)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (5.2)$$

En la Tabla 5.4 se presentan conjuntamente los valores E_{st} , E_{dyn} , ν_{st} y ν_{dyn} de las diferentes series ensayadas, indicándose el valor medio de las 4 probetas que componen cada serie. También se incluye el valor del coeficiente K que relaciona los dos módulos de elasticidad, según la Ec. (5.3).

$$K = \frac{E_{dyn}}{E_{st}} \quad (5.3)$$

Se recuerda que en el anejo 1 pueden consultarse los valores individualizados para cada uno de los ejemplares y las velocidades de propagación correspondientes.

Tabla 5.4. Módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos.

Serie	E_{st} (MPa)	E_{dyn} (MPa)	K	ν_{st}	ν_{dyn}
N.N.XX	11859	19880	1.68	0.22	0.23
N.OD.XX	1837	5171	2.81	0.29	0.27
N.OW.XX	1987	5146	2.59	0.25	0.31
N.FD.XX	1214	4579	3.77	0.27	0.29
N.FW.XX	1162	4613	3.97	0.21	0.30
N.S.XX	10838	18739	1.73	(1)	0.28

(1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

Analizando los datos de la Tabla 5.4 cabe comentar, en primer lugar, que el módulo de elasticidad estático de la piedra intacta resulta aproximadamente un 50% inferior al de material empleado por Brotons et al. (2013), lo que demuestra nuevamente que la roca con la que se trabaja en la presente tesis presenta un menor grado de compactación, a pesar de proceder del mismo macizo rocoso.

Destaca el importante descenso que sufre el módulo de elasticidad de la piedra expuesta a temperaturas elevadas, mucho más acusado en el caso de las probetas sometidas a fuego real, donde se producen caídas de hasta el 90%. Respecto de las probetas saturadas, la reducción es muy inferior y apenas alcanza el 10%. La relación entre los módulos dinámicos y estáticos se ve fuertemente condicionada por el tratamiento térmico. Los valores obtenidos en las muestras de piedra intacta y en las saturadas se sitúan en el entorno de la investigación de Brotons et al. (2013), donde se establece un coeficiente K entre 1.13 y 2.29. Sin embargo, como puede comprobarse, la diferencia entre los módulos resulta mucho más significativa en las series sometidas a temperaturas elevadas, especialmente en caso de exposición a fuego real. En cuanto al sistema de enfriamiento empleado, no parece influir de manera apreciable en los resultados.

En la Fig. 5.5. se representa la relación K entre el módulo de elasticidad dinámico (en el eje de abscisas) y el estático (en el de ordenadas). Para facilitar la lectura de los gráficos se agrupan por separado las series de piedra intacta o saturada y las series expuestas a temperaturas elevadas, con el objeto de poder ajustar en cada caso el fondo de escala al

entorno más adecuado. También se representa en los gráficos la relación propuesta por Brotons et al. (2013) para el caso de la Piedra de San Julián, según la Ec. (2.1) presentada en el capítulo 2, pudiéndose comprobar que, en la presente tesis, todos los valores se sitúan por debajo de la recta, lo que significa que las diferencias entre los dos módulos de elasticidad han resultado superiores.

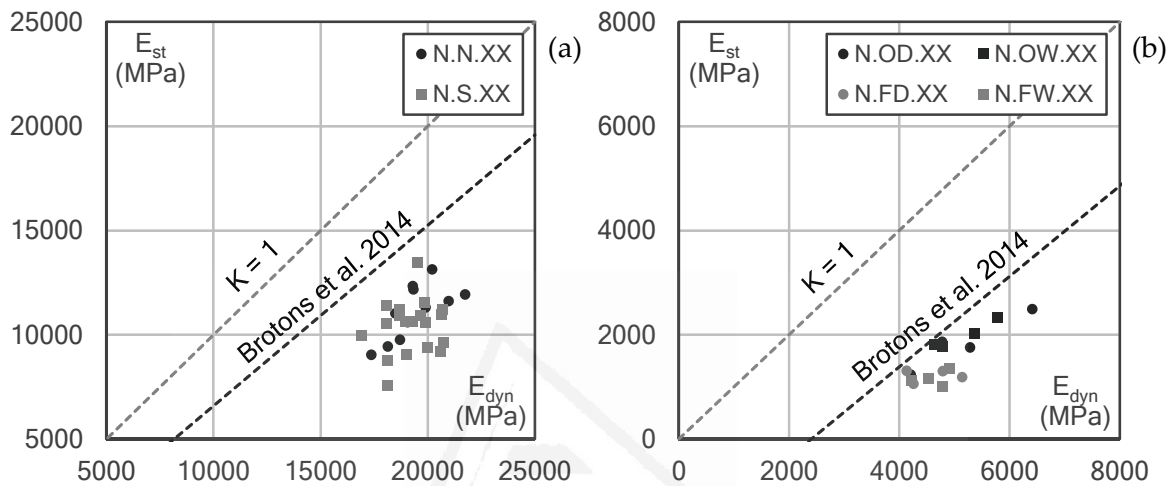


Figura 5.5. Relación entre los módulos de elasticidad estáticos y dinámicos en muestras de piedra intacta o saturada (a) y en las series sometidas a temperaturas elevadas (b).

Comentar, por último, que en la Tabla 5.4 también se proporcionan los coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos, sin apreciarse diferencias sustanciales entre ambos. Los valores obtenidos, entre 0.2 y 0.3 independientemente del tratamiento al que haya sido sometida la piedra, resultan similares a los presentados por Brotons et al. (2013). Estos resultados se entienden dentro del rango de dispersión natural de propio material y no permiten extraer mayores conclusiones.

5.2.5. Resumen de resultados

A modo de resumen del comportamiento de las muestras sin reforzar, se representan en la Fig. 5.6 una serie de gráficos que permiten visualizar con mayor claridad y de manera conjunta los resultados presentados en los apartados anteriores para las series de piedra intacta, sometida a temperaturas elevadas y saturada: tensión de rotura (a); deformación de rotura (b); módulos de elasticidad estáticos y dinámicos (c) y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos (d).

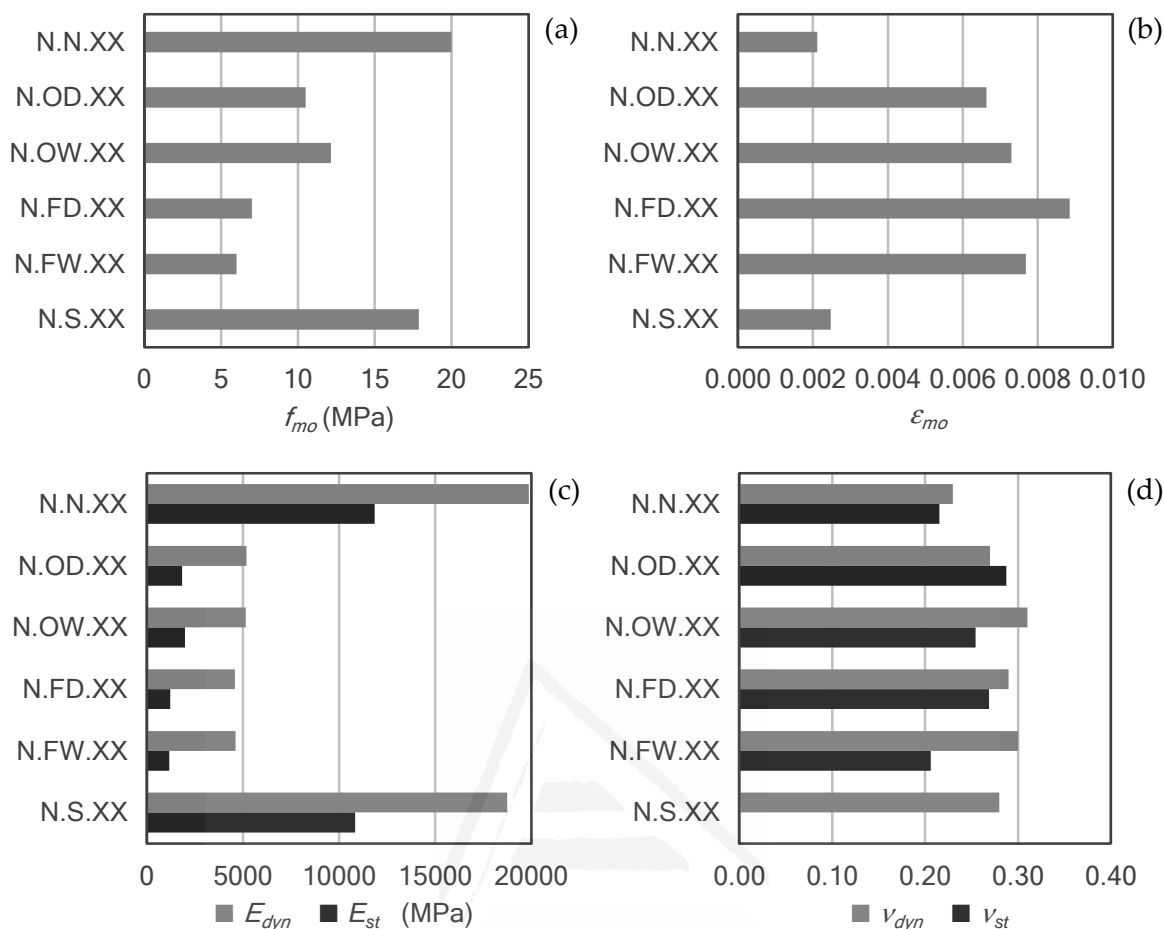


Figura 5.6. Tensión (a) y deformación de rotura (b); módulos de elasticidad (c) y coeficiente de Poisson (d). Muestras de piedra intacta, sometida a temperaturas elevadas y saturada.

Se resumen brevemente las principales conclusiones que pueden extraerse del análisis de estos gráficos:

- La tensión de rotura de la piedra intacta oscila en torno a 20 MPa. La exposición a temperaturas elevadas produce pérdidas de resistencia considerables, del orden del 40-50% en las muestras tratadas en horno eléctrico y del 65-70% en caso de exposición a fuego real, sin observarse diferencias significativas en cuanto al sistema de enfriamiento empleado. Las muestras saturadas no parecen verse demasiado afectadas en este sentido, obteniéndose descensos del 10%, aproximadamente.
- Respecto de la deformación de rotura, tanto las probetas de piedra inalterada como las saturadas muestran valores similares, ligeramente por encima de 0.002. Estas deformaciones se incrementan entre 3 y 4 veces cuando la piedra se somete a temperaturas elevadas.

- El módulo de elasticidad estático del material, obtenido mediante el ensayo de compresión uniaxial, resulta del orden de 12000 MPa en el caso de la piedra intacta y decae levemente en las muestras saturadas. El tratamiento térmico reduce extraordinariamente esta propiedad, que sufre descensos superiores al 80%, más acusados en las series sometidas a fuego real. El sistema de enfriamiento empleado no parece influir significativamente en los resultados.
- Los módulos de elasticidad dinámicos, determinados a partir de los ensayos de ultrasonidos, muestran tendencias similares a los estáticos. La relación K entre ambos módulos oscila en torno a 1.7 tanto en las muestras de piedra intacta como en las saturadas, aumentando notablemente en las series expuestas a temperaturas elevadas.
- El coeficiente de Poisson de la roca se sitúa entre 0.2 y 0.3, independientemente del método de cálculo empleado y del tratamiento al que haya sido sometida la piedra. Este entorno se entiende dentro del rango de dispersión natural del propio material pétreo y no permite extraer mayores conclusiones.
- Resulta evidente que la exposición a temperaturas elevadas puede comprometer seriamente la capacidad portante de los elementos pétreos como podría ser, por ejemplo, el caso de las columnas de una determinada edificación histórica afectada por un incendio. Sin duda alguna, en estas circunstancias, resultará imprescindible plantear el refuerzo de los elementos dañados, pues difícilmente podrán garantizar un nivel de seguridad aceptable, tanto desde el punto de vista de la resistencia y estabilidad como de la aptitud al servicio.
- Sin embargo, no parece que la acción de la humedad pueda afectar de manera decisiva al comportamiento mecánico de los elementos construidos con piedra por lo que, en principio, no estaría justificado plantear el refuerzo y las actuaciones deberían enfocarse más bien desde el punto de vista de la eliminación del agua en la medida de lo posible. Esta afirmación se limita, lógicamente, al caso de la Piedra de San Julián estudiada en esta tesis y es muy importante tener presente que otras rocas sí pueden sufrir descensos de resistencia considerables en estado saturado, tal y como se ha explicado en el capítulo 2.

5.3. COMPORTAMIENTO DE LAS MUESTRAS REFORZADAS

Para el análisis de los resultados en el caso de las muestras reforzadas, se presentan en los siguientes apartados diferentes tablas en las que se adoptan los mismos criterios, por lo que se comentan previamente los aspectos comunes que servirán para todas las series ensayadas. En todas las tablas se proporcionan los valores de tensión y deformación de rotura, tanto para las series reforzadas (f_{mc} y ϵ_{mc}) como para la series equivalentes sin confinar (f_{mo} y ϵ_{mo}). También se incluyen las relaciones f_{mc}/f_{mo} y $\epsilon_{mc}/\epsilon_{mo}$, con el objeto de poder evaluar la eficacia del sistema de refuerzo empleado. Se recuerda que en las tablas se indican únicamente los valores medios de cada serie, pudiéndose consultar en el anejo 1 los datos pormenorizados para cada uno de los ejemplares ensayados.

5.3.1. Probetas de piedra intacta

Los resultados de las muestras de piedra intacta reforzadas con FRP (series 02 y 03) se presentan en la Tabla 5.5, pudiéndose observar las curvas tensión-deformación correspondientes en la Fig. 5.7.

Tabla 5.5. Probetas de piedra inalterada reforzadas con FRP.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ϵ_{mo}	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc} / \epsilon_{mo}$
C.N.XX	19.99	54.70	2.74	0.00212	0.03508	16.55
G.N.XX		49.47	2.47		0.04086	19.27

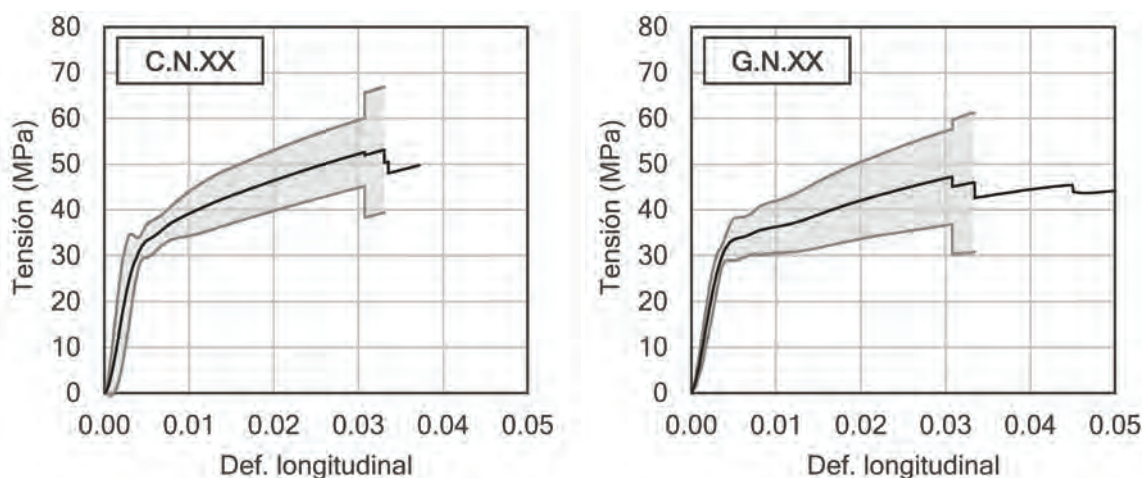


Figura 5.7. Curvas tensión-deformación de las muestras de piedra inalterada confinadas con FRP.

Los gráficos de la Fig. 5.7 muestran la respuesta bilineal característica de los elementos pétreos o de hormigón confinados con FRP que se ha observado en la mayoría de las investigaciones publicadas. En la primera fase del ensayo el comportamiento de la probeta reforzada es similar al de la piedra sin confinar, pues a niveles de tensión reducidos la expansión lateral del núcleo es insignificante y el efecto del zunchado permanece prácticamente desactivado. La pendiente de la rama inicial coincide aproximadamente con el módulo de elasticidad de la piedra intacta, como puede comprobarse con mayor detalle analizando los datos y curvas del anejo 1. Dicha rama inicial se prolonga más allá de la tensión de rotura de la piedra sin reforzar, hasta niveles del orden de 30 MPa, como se ha observado en otras investigaciones con materiales pétreos (Aiello et al. 2007 o Micelli et al. 2014, por ejemplo). A partir de este punto se produce la fisuración del núcleo y una dilatación transversal de la pieza mucho más acusada; esta deformación queda coartada por efecto del encamisado, que se activa rápidamente a medida que aumenta la degradación de la roca. Una vez activado plenamente el mecanismo de confinamiento, la curva se estabiliza en una segunda rama aproximadamente recta hasta que se produce la rotura de la pieza, con notables incrementos de resistencia y deformación última respecto del material pétreo no reforzado.

Como puede comprobarse, se obtiene una tensión de rotura con los encamisados de fibras de carbono (54.70 MPa) ligeramente superior a los de las fibras de vidrio (49.47 MPa), mientras que las deformaciones de rotura son algo superiores en el segundo caso. Resultan muy destacables los incrementos en la resistencia y, sobre todo, en la deformación de rotura, que llega a multiplicarse casi por 20 en el caso de las fibras de vidrio. Estos incrementos se discutirán al final de este capítulo de manera conjunta con el resto de las series ensayadas. No obstante, conviene mencionar aquí que la mayoría de las guías de diseño, como se explicará detalladamente en el capítulo 6, limitan las deformaciones máximas con el objeto de evitar una degradación excesiva del núcleo que pudiera comprometer la integridad de la pieza reforzada ante esfuerzos distintos de la compresión. Por ejemplo, en el caso de la norma americana ACI 440.2R-17 (2017) o la británica TR-55 (2013), se establece un límite $\varepsilon_{mc} \leq 0.01$, por lo que basta observar las curvas de la Fig. 5.7 para apreciar los elevados márgenes de seguridad que se aplican al trabajar con este tipo de refuerzos.

Desde el punto de vista de las roturas, se muestran en la Fig. 5.8 dos ejemplos de las muestras ensayadas con refuerzo de fibras de carbono o vidrio. En términos generales, el agotamiento de las probetas confinadas viene determinado por el fallo del encamisado, produciéndose una rotura brusca y de carácter explosivo, algo más violenta en el caso de las fibras de carbono. La lámina de FRP presenta líneas de rotura que siguen la dirección perpendicular a las fibras y, aunque suelen concentrarse en la zona central de la probeta, en algunos casos se extienden hasta alguno de los extremos, produciéndose el desgarro total del encamisado. El material pétreo sufre una fuerte degradación, produciéndose en general una rotura en forma aproximadamente cónica en ambos extremos de la pieza, mientras que el resto del núcleo aparece completamente desintegrado. En la mayoría de los casos se observa una mayor degradación en las muestras confinadas con fibras de carbono, manteniéndose las probetas algo más íntegras con los encamisados de fibras de vidrio, tal y como puede comprobarse en las imágenes que se incluyen en el anejo 1 para cada uno de los ejemplares ensayados.

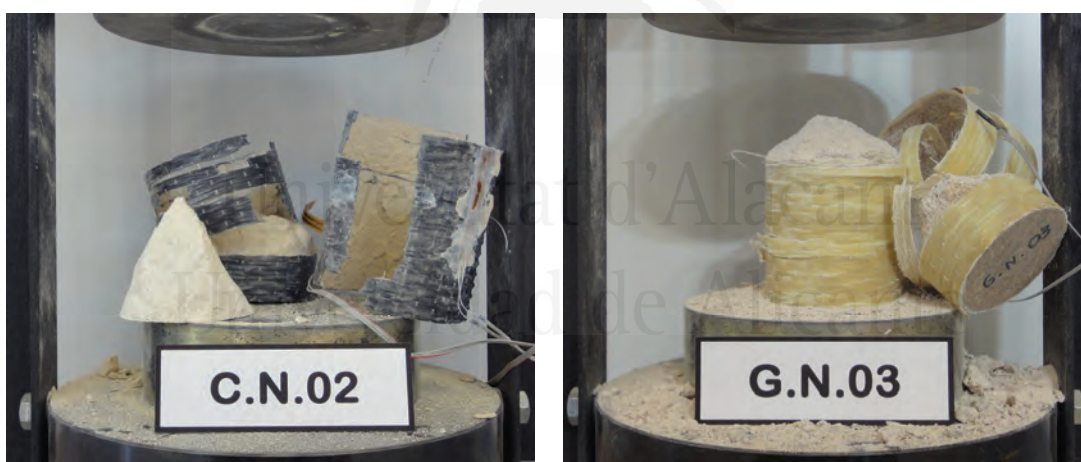


Figura 5.8. Detalle de la rotura de las muestras de piedra intacta reforzadas con encamisados de FRP (fibras de carbono o vidrio).

Puede observarse en todos los casos una fina capa de material pétreo perfectamente adherida a la cara interior del encamisado, lo que parece indicar que el procedimiento de ejecución de los refuerzos ha sido satisfactorio. Por otro lado, no se ha detectado en ningún caso la rotura del FRP en la zona del solape del tejido, por lo que se constata que la longitud de solape adoptada (25% del perímetro de la probeta) ha resultado suficiente en todas las series.

Cabe comentar por último que, a pesar de su carácter brusco y explosivo, las roturas resultan generalmente predecibles. En las últimas fases del ensayo pueden escucharse distintos ruidos como consecuencia del agrietamiento del núcleo o la rotura aislada de alguna de las fibras del refuerzo. Por otro lado, en el caso de los encamisados con fibras de vidrio (no se ha observado en las fibras de carbono), se detectan zonas de color blanco a tensiones próximas a la rotura, que van progresando hasta que se produce el agotamiento de la pieza y que se atribuyen a la delaminación que sufre el material compuesto en las últimas fases del ensayo. Ambos fenómenos se han observado en otras investigaciones realizadas previamente, tanto con elementos pétreos como de hormigón, tal y como se ha explicado en el capítulo 2 [Mirmiran y Shahawy (1997)].

5.3.2. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas

Los resultados de las series sometidas a temperaturas elevadas y reforzadas posteriormente con FRP, tanto las muestras tratadas en el horno eléctrico (series 05, 06, 08 y 09) como las expuestas a fuego real (series 11, 12, 14 y 15), son presentados de manera conjunta en la Tabla 5.6 y en las curvas tensión-deformación de la Fig. 5.9. De esta manera se puede analizar fácilmente y de manera global el efecto del confinamiento en función del tipo de tejido empleado (fibras de carbono o vidrio), el tratamiento térmico y el sistema de enfriamiento de las probetas.

Tabla 5.6. Probetas de piedra sometida a temperaturas elevadas y reforzadas con FRP.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ε_{mo}	ε_{mc}	$\varepsilon_{mc} / \varepsilon_{mo}$
C.OD.XX	10.50	59.98	5.71	0.00663	0.02911	4.39
G.OD.XX		49.84	4.75		0.04421	6.67
C.OW.XX	12.14	58.74	4.84	0.00730	0.03609	4.94
G.OW.XX		48.39	3.99		0.05550	7.60
C.FD.XX	7.00	52.23	7.46	0.00885	0.03642	4.11
G.FD.XX		49.68	7.10		0.04216	4.76
C.FW.XX	6.00	52.40	8.73	0.00768	0.03627	4.72
G.FW.XX		49.84	8.31		0.03910	5.09

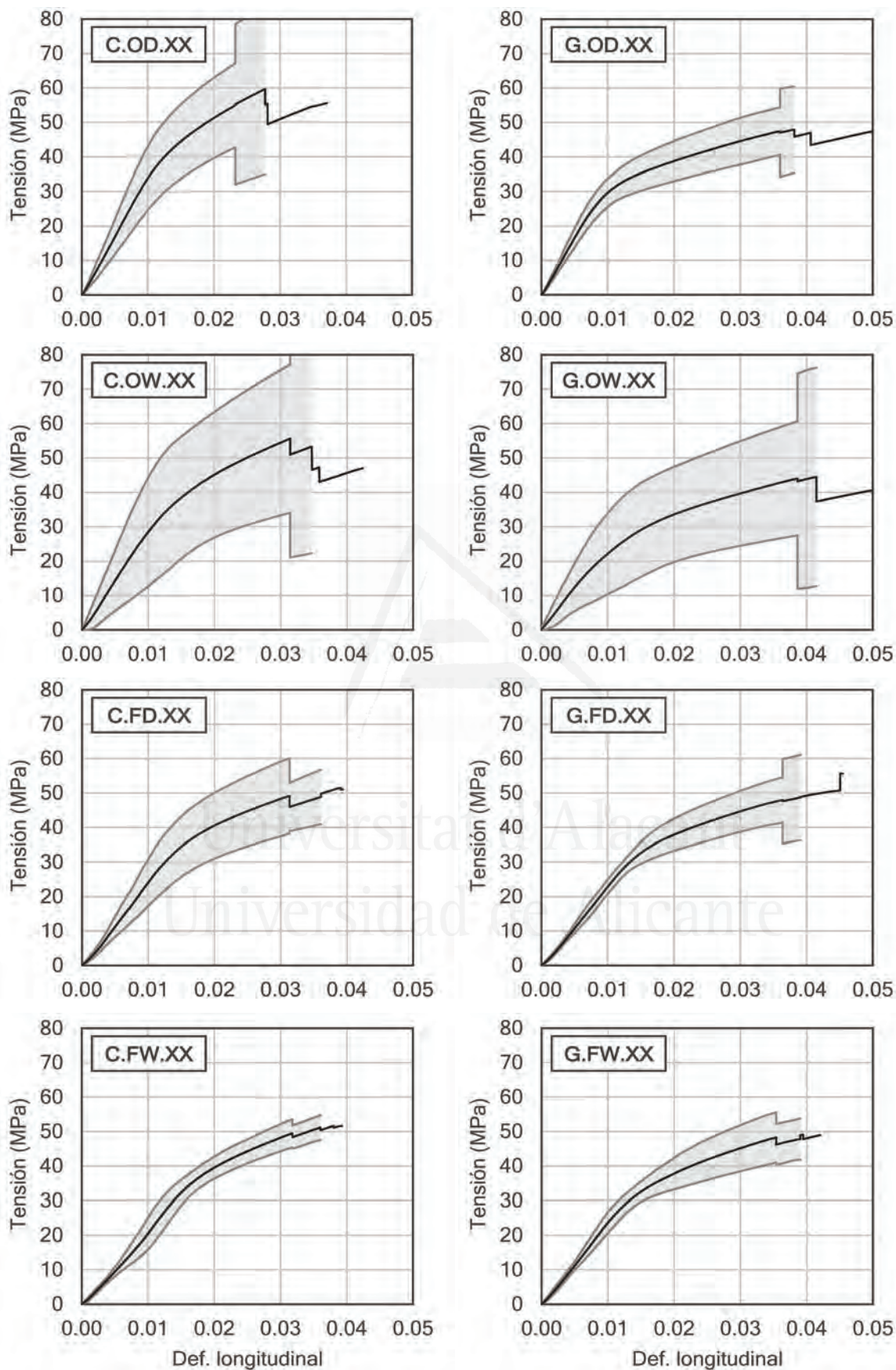


Figura 5.9. Curvas tensión-deformación de las series expuestas a temperaturas elevadas y reforzadas con FRP.

Cabe destacar, en primer lugar, la gran homogeneidad en los resultados obtenidos y las dispersiones relativamente bajas que señalan los intervalos de confianza, excepto en el caso de las muestras tratadas en horno eléctrico con enfriamiento brusco, donde dichas dispersiones resultan bastante más acusadas. Las curvas tensión-deformación presentan el comportamiento bilineal descrito anteriormente, aunque la transición entre ambas ramas se produce de forma suave y no se detecta un punto tan claramente marcado como ocurre con las muestras de piedra intacta. Este comportamiento se ha observado en otras investigaciones realizadas previamente con probetas de hormigón [Bisby et al. 2011 o Lenwari et al. 2016], tal y como se ha explicado en el capítulo 2.

En términos de resistencia, los encamisados con fibras de carbono proporcionan valores en torno a 59 MPa en las muestras calentadas en el horno y 52 MPa en caso de exposición a fuego real, sin apreciarse ningún efecto en cuanto al sistema de enfriamiento empleado. Con las fibras de vidrio las diferencias son aun menores, obteniéndose resistencias de 48 a 50 MPa. Estos resultados son muy parecidos a los de la piedra intacta, por lo que todo parece indicar que el nivel de daño que pueda haber sufrido el núcleo no influye en el comportamiento en rotura de la pieza reforzada. En otras palabras, se puede concluir que la resistencia de la piedra confinada parece estar gobernada únicamente por la rigidez del encamisado y no por la alteración de la roca en sí.

Respecto de la deformación de rotura, también se observan valores similares a los de la piedra intacta, en el entorno de 0.03 a 0.04 en el caso de las fibras de carbono y ligeramente superior con las fibras de vidrio, entre 0.04 y 0.05 (en líneas generales). En cualquier caso, si se considera la limitación $\varepsilon_{mc} \leq 0.01$ recomendada por ACI 440.2R-17 (2017) o TR-55 (2013) puede apreciarse de nuevo, analizando las curvas de la Fig. 5.9, que los márgenes de seguridad propuestos por las guías de diseño son muy considerables y que, como mínimo, se consigue recuperar la resistencia original del material pétreo en todos los casos.

La gran diferencia que se ha detectado respecto de las muestras de piedra intacta tiene que ver con el módulo de elasticidad de las piezas confinadas. En la Tabla 5.7 se proporcionan los módulos de elasticidad estáticos de la piedra inalterada y sometida a los diferentes tratamientos térmicos, tanto antes ($E_{st,0}$) como después del refuerzo ($E_{st,c}$); en este último caso se indica el módulo correspondiente a la rama inicial del diagrama bilineal.

Estos datos pueden complementarse con los gráficos del anejo 1, en los que se superponen las curvas tensión-deformación de las muestras antes y después de los refuerzos. Como puede comprobarse, en el caso de la piedra intacta ambos módulos son muy similares, lo que significa que el encamisado permanece en estado pasivo a niveles reducidos de tensión y que el material se comporta básicamente como si no estuviera confinado. Sin embargo, en las muestras sometidas al tratamiento térmico sí puede observarse una clara mejora en el módulo de elasticidad de la roca desde la misma puesta en carga de la probeta. En líneas generales el módulo de elasticidad se duplica, apreciándose mayor incremento en las series expuestas a fuego real, las más dañadas. Este aspecto es importante desde el punto de vista de la aplicación práctica de estos refuerzos pues, por ejemplo, en caso de intervención sobre las columnas de piedra de un edificio afectado por un incendio, los encamisados con FRP podrán mejorar la capacidad mecánica de las mismas tanto en términos de resistencia como de rigidez. En cualquier caso, y a la vista de los resultados, debe resaltarse que el módulo de elasticidad original del material intacto no puede ser recuperado, circunstancia que deberá ser considerada a efectos de los estados límite de servicio bajo los esfuerzos previsibles que deba soportar la columna reforzada.

Tabla 5.7. Módulos de elasticidad de las probetas de piedra antes y después de los refuerzos, en función del tratamiento térmico.

Serie	$E_{st,o}$ (MPa) (probetas no reforzadas)	$E_{st,c}$ (MPa) ⁽¹⁾ (probetas reforzadas)	$E_{st,c} / E_{st,o}$
C.N.XX	11859	12236	1.03
G.N.XX		10102	0.85
C.OD.XX	1837	3614	1.97
G.OD.XX		3426	1.87
C.OW.XX	1987	3027	1.52
G.OW.XX		2245	1.13
C.FD.XX	1214	2592	2.14
G.FD.XX		2384	1.96
C.FW.XX	1162	2545	2.19
G.FW.XX		2470	2.13

⁽¹⁾ $E_{st,c}$ obtenido en torno al punto medio de la primera rama del diagrama bilineal.

Comentar, por último, que en la rotura de las piezas confinadas se ha observado el mismo comportamiento explicado en el apartado anterior para la muestras de piedra inalterada. Las roturas son bruscas y de carácter explosivo, algo más violentas con los tejidos de fibras de carbono. El fallo se produce por el desgarro del encamisado según líneas de rotura perpendiculares a las fibras y el material pétreo se presenta fuertemente disgregado en el interior. En líneas generales, los ejemplares reforzados con fibras de vidrio mantienen una mayor integridad que los reforzados con fibras de carbono, como puede observarse en las fotografías incluidas en el anejo 1.

5.3.3. Probetas de piedra saturada

Respecto de las muestras de piedra expuestas a la acción del agua, se resumen en la Tabla 5.8 los resultados de las probetas reforzadas antes (series 17 y 18) o después de la saturación (series 19 y 20), mientras que en la Fig. 5.10 se proporcionan las curvas tensión-deformación correspondientes.

Tabla 5.8. Probetas reforzadas con FRP antes o después de la saturación de la piedra.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ϵ_{mo}	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc} / \epsilon_{mo}$
C.RS.XX	17.86	44.97	2.52	0.00248	0.03628	14.63
G.RS.XX		45.60	2.55		0.04106	16.56
C.SR.XX		47.45	2.66		0.04056	16.35
G.SR.XX		45.56	2.55		0.04429	17.86

Como puede comprobarse, los resultados presentan una gran homogeneidad y dispersiones muy reducidas, a la vista de los entornos definidos por los intervalos de confianza. Al contrario que en las muestras sometidas a temperaturas elevadas, en estas series sí se observa un punto de transición claramente definido entre las dos ramas del diagrama bilineal a tensiones del orden de 25 a 30 MPa, por lo que el comportamiento es muy similar al de las muestras de piedra inalterada.

Las tensiones de rotura son muy parecidas en todos los casos y, curiosamente, no se aprecian las diferencias entre los encamisados con fibras de carbono o vidrio que se han

observado en el resto de las series ensayadas. La resistencia media, en torno a 45-47 MPa, es del mismo orden que en las muestras de piedra intacta confinadas con fibras de vidrio, aunque resulta un 15% inferior, aproximadamente, en el caso de las fibras de carbono. Respecto del orden de ejecución de los refuerzos (antes o después de la saturación de la piedra), no parece que tenga ningún efecto sobre la resistencia de la pieza, por lo que puede concluirse que la resina epoxi desarrolla la misma capacidad de curado tanto en ambiente seco como en el interior de la cámara húmeda.

Respecto de las deformaciones de rotura, aunque resultan muy similares en todos los casos, parece detectarse un leve aumento en las series reforzadas después de la saturación. No obstante, las diferencias resultan tan reducidas que no permiten extraer conclusiones relevantes al respecto. Y, al igual que en el resto de las series ensayadas, se observa un ligero incremento en la deformación última de las muestras reforzadas con fibras de vidrio.

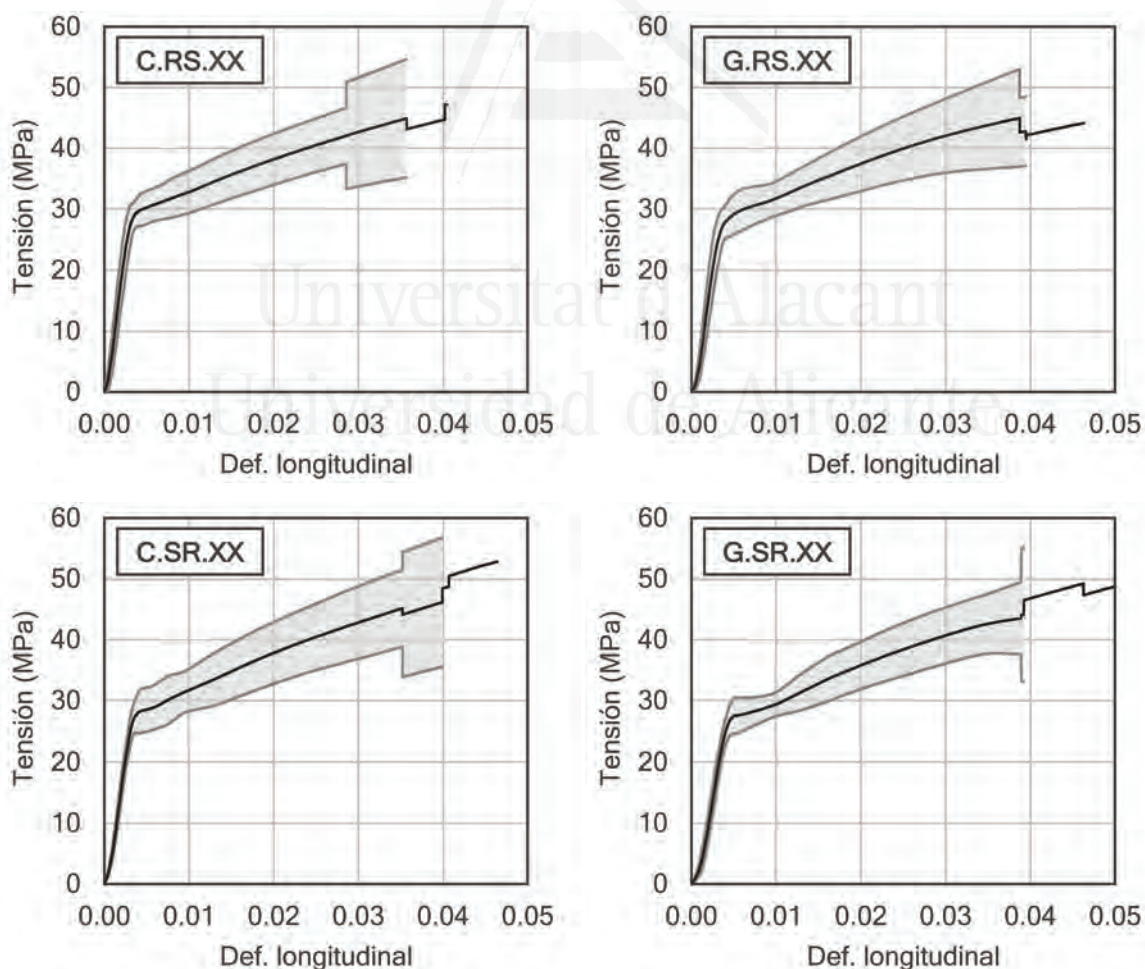


Figura 5.10. Curvas tensión-deformación de las muestras confinadas con FRP, antes o después de la saturación de la piedra.

En cuanto al modo de rotura, se observa el mismo comportamiento descrito en los apartados anteriores. Aunque bruscas y explosivas, las roturas resultan algo más sordas y amortiguadas con las muestras saturadas. Se comprobó, como puede observarse en las imágenes del anejo 1, que el material pétreo disgregado presentaba un aspecto de arena mojada y que el núcleo aparecía completamente húmedo en todo su volumen interno, confirmándose una vez más que el proceso de saturación de las muestras proporcionó resultados satisfactorios. En las series reforzadas después de la saturación, con los encamisados ejecutados sobre las probetas húmedas, no se observó la fina capa de piedra adherida por la cara interior del FRP como en el resto de las muestras ensayadas. No obstante, teniendo en cuenta los resultados obtenidos, esta circunstancia no se considera un problema importante desde el punto de vista de los refuerzos por confinamiento, donde el encamisado se solapa sobre sí mismo, aunque puede tener una mayor trascendencia en otro tipo de intervenciones como en caso de refuerzos a flexión o cortante, donde esta falta de adherencia sí puede resultar relevante [Sciolti et al. 2012].

5.3.4. Probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión

Los resultados de las muestras pre-dañadas (series 21 y 22) o reforzadas bajo tensión (series 23 y 24) se presentan en la Tabla 5.9 y en los diagramas de la Fig. 5.11. Se ha decidido agrupar los resultados independientemente del nivel de precarga adoptado pues, como puede comprobarse analizando los ejemplares de forma individual (anejo 1), no se ha detectado ninguna diferencia entre los niveles aplicados del 50 o el 75% respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta. Se recuerda, según se ha explicado en el capítulo 4, que estas series son las únicas de la tesis en las que se ha limitado el número de probetas a 2 ejemplares y solamente se ha empleado tejido de fibras de carbono, a fin de reducir el número de ensayos, habida cuenta de su dificultad y de los resultados obtenidos.

Tabla 5.9. Probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión con FRP.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ε_{mo}	ε_{mc}	$\varepsilon_{mc} / \varepsilon_{mo}$
C.C50.XX C.C75.XX	19.99	53.05	2.65	0.00212	0.03467	16.35
C.L50.XX C.L75.XX		51.92	2.60		0.03076	14.51

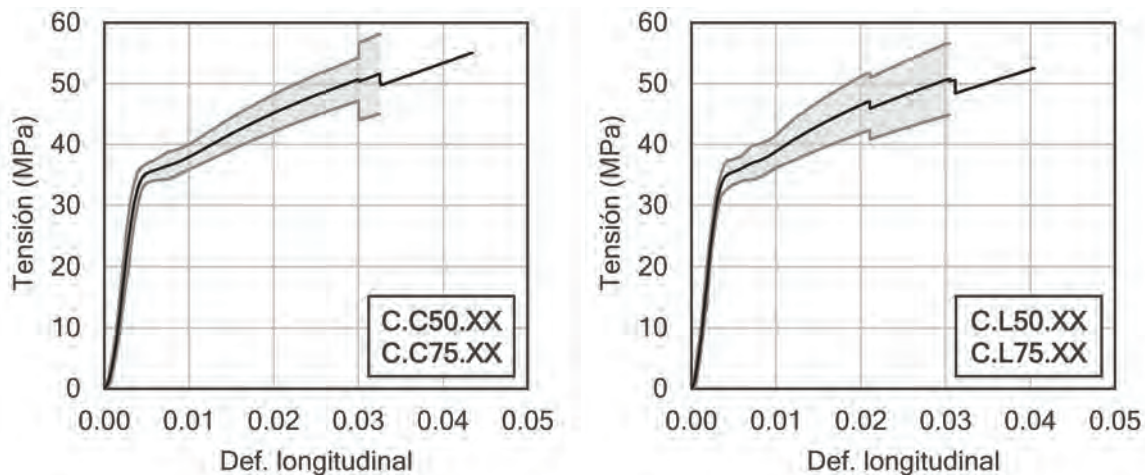


Figura 5.11. Curvas tensión-deformación de las probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión con FRP.

Comparando los resultados con los de la serie 02, correspondiente a las muestras de piedra inalterada reforzada con fibras de carbono, puede observarse que las curvas son prácticamente iguales y con niveles de dispersión muy reducidos. El efecto de la precarga es absolutamente inapreciable, en la línea de la investigación publicada por Ferrotto et al. (2017) que se ha explicado en el capítulo 2. Los resultados contradicen de forma notable los trabajos realizados previamente con probetas de hormigón [Ivorra et al. 2010 y 2013] en los que se detectaban importantes deformaciones por fluencia a tensión constante, deformaciones que probablemente quedaron afectadas por lecturas incorrectas de las galgas extensométricas como consecuencia del proceso de curado acelerado de la resina epoxi mediante la aplicación de calor.

Las tensiones (entre 52 y 53 MPa) y deformaciones de rotura (entre 0.03 y 0.035) resultan análogas a las de la serie 02. Las curvas presentan el mismo trazado bilineal con un punto de transición entre las dos ramas claramente marcado en torno a 35 MPa. Las roturas muestran idéntico comportamiento, con carácter brusco y explosivo y fuerte degradación del material pétreo.

Puede concluirse, por tanto, que la precarga de las piezas o el refuerzo bajo tensión no afecta en ningún caso al comportamiento de la pieza confinada que, una vez más, parece depender únicamente de la capacidad mecánica del encamisado y no del estado en que se encuentre el núcleo. Este aspecto resulta de gran importancia, pues permite extrapolar con garantías las conclusiones de los ensayos realizados en el laboratorio a las condiciones de

los refuerzos aplicados en una edificación real. No debe olvidarse que, cuando se interviene sobre un pilar de una construcción que requiera ser reforzado por cualquier motivo, dicho elemento se encontrará sometido a tensión por efecto de las cargas que soporta. En la práctica resultará muy complicado descargar el pilar, por lo que el refuerzo se ejecutará siempre bajo un determinado estado tensional.

5.3.5. Probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero

5.3.5.1. Confinamiento con FRP

Los resultados de las probetas compuestas por 3 piezas con juntas de mortero de cal se presentan en la Tabla 5.10, en la que se incluyen tanto los datos de las muestras sin reforzar (serie 25) como las confinadas con tejidos de fibras de carbono (serie 26) o de vidrio, unidireccional (serie 27) o cuadriaxial (serie 28). Las curvas tensión-deformación de dichas series pueden consultarse en la Fig. 5.12, donde debe notarse que los fondos de escala son diferentes en la series confinadas respecto de la no reforzada, a fin de facilitar la lectura de los diagramas.

Tabla 5.10. Probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero reforzadas con FRP.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ϵ_{mo}	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc} / \epsilon_{mo}$
CU.01.XX	22.14	41.17	1.86	0.00280	0.02217	7.92
GU.01.XX		39.18	1.77		0.02864	10.23
GM.01.XX		31.91	1.44		0.01421	5.08

La capacidad mecánica de la piedra intacta en estas series ha resultado ligeramente superior a la de las muestras formadas por una única pieza, lo que parece indicar que el material procede de una zona distinta dentro del macizo rocoso, con mayor compacidad. La tensión de rotura (22.14 MPa) resulta un 11% más elevada, mientras que la deformación última (0.0028) señala incrementos del orden del 30%. Se comprueba tras las roturas que las juntas de mortero de cal transmiten perfectamente las tensiones entre las diferentes piezas y que la probeta se comporta como un único elemento pétreo de características homogéneas, como se comentará un poco más adelante.

Las curvas tensión-deformación de las probetas sin reforzar (N) presentan el comportamiento elástico y lineal observado anteriormente, si bien se aprecia una cierta plastificación a tensiones próximas a la rotura, que se atribuye a la presencia del mortero de cal en las juntas. También se observa una mayor dispersión en los resultados, tal y como indican los intervalos de confianza obtenidos.

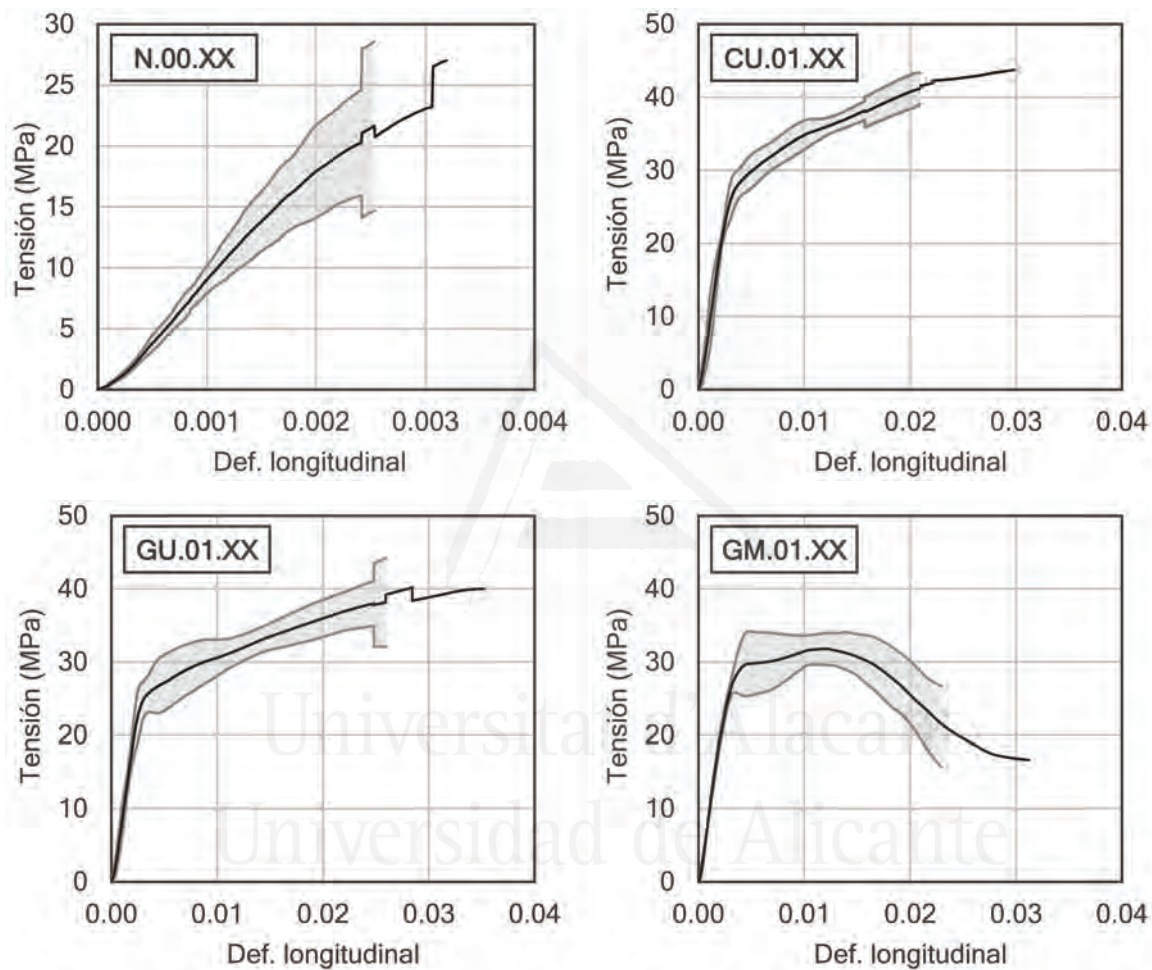


Figura 5.12. Curvas tensión-deformación de las muestras fabricadas con 3 piezas con juntas de mortero (probetas sin reforzar y confinadas con FRP).

En cuanto a las muestras reforzadas con FRP (CU y GU), se observa de nuevo el comportamiento bilineal descrito en los apartados anteriores, con dispersiones muy reducidas. Sin embargo, puede comprobarse como los encamisados unidireccionales no resultan tan eficaces, mostrando tensiones de rotura de 41.17 MPa (fibras de carbono) y 39.18 MPa (fibras de vidrio), que representan un descenso del orden del 20-25% respecto de las series 02 y 03. La principal razón de esta pérdida de eficacia radica en el tamaño de las probetas, pues la presión lateral de confinamiento resulta inversamente proporcional al

diámetro (ver Ec. (2.3) presentada en el capítulo 2), aunque también tiene que ver con el coeficiente de eficacia del encamisado (k_ε), como podrá comprenderse mejor tras la lectura del capítulo 6. Respecto de las deformaciones de rotura, se aprecian descensos algo más significativos, en torno al 30-35% respecto de las series 02 y 03. No obstante, puede comprobarse como dichas deformaciones siguen siendo muy elevadas frente a los límites recomendados por algunas guías de diseño ($\varepsilon_{mc} \leq 0.01$, en caso de ACI o TR-55).

Mención aparte requiere el zunchado con los tejidos cuadriaxiales de fibras de vidrio (GM), que muestran una capacidad de confinamiento mucho más limitada. El incremento de resistencia apenas supera el 40% respecto de las muestras sin reforzar y en las curvas tensión-deformación aparece una rama descendente más allá del pico de tensión máxima. Este comportamiento era más que previsible, pues basta analizar las características de los materiales compuestos presentadas en el capítulo 4 para comprender que, de los 4 grupos de fibras que componen el tejido, solo uno de ellos trabaja en la dirección perpendicular a la probeta. Evidentemente, este tipo de productos no resultan adecuados para plantear los refuerzos por confinamiento, pues una buena parte de las fibras se desperdician al no quedar orientadas en la dirección deseada.

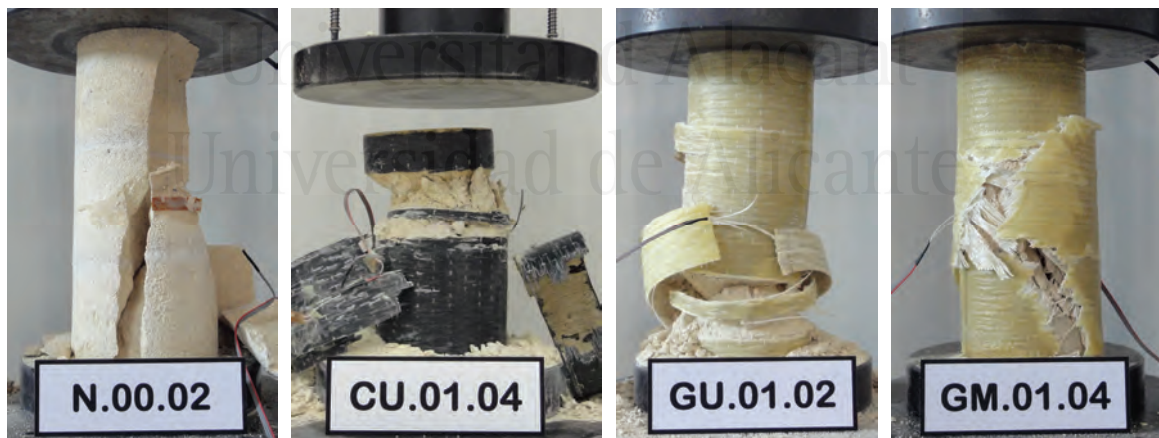


Figura 5.13. Detalle de rotura de algunas muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero: piezas sin reforzar o con distintas soluciones de confinamiento con FRP.

Cabe comentar, por último, los modos de rotura observados en las diferentes muestras ensayadas, según puede comprobarse en la Fig. 5.13 o en las imágenes que se incluyen en el anejo 1. Las probetas sin reforzar se comportan como un elemento homogéneo de piedra, a pesar de estar formadas por 3 piezas, y el mortero de las juntas

parece transmitir perfectamente las tensiones entre ellas; la rotura se produce mediante la fracturación de la muestra en la dirección de aplicación de la carga, siguiendo básicamente el mismo patrón observado en la serie 01. Las probetas reforzadas con tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio muestran un comportamiento análogo al descrito en los apartados anteriores, por lo que no se consideran necesarias mayores explicaciones. Respecto de las piezas confinadas con tejido cuadriaxial de fibras de vidrio, las roturas resultan menos bruscas y son totalmente predecibles, pues el encamisado se va desgarrando de una manera mucho más progresiva a medida que se desarrolla la rama descendente en la curva tensión-deformación. En este último caso el material del núcleo, aunque fracturado, no aparece tan disgregado como en el resto de las series ensayadas, como consecuencia de la menor capacidad de confinamiento que proporcionan este tipo de tejidos.

5.3.5.2. Confinamiento con FRCM

Para finalizar, se detallan en este apartado los resultados de las probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero y confinadas mediante FRCM, con mallas de fibras de vidrio (series 29 y 30) o de basalto (series 31 y 32).

Tabla 5.11. Probetas formadas por 3 piezas de piedra con juntas de mortero reforzadas con FRCM.

Serie	f_{mo} (MPa)	f_{mc} (MPa)	f_{mc} / f_{mo}	ϵ_{mo}	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc} / \epsilon_{mo}$
GG.01.XX	22.14	20.95	0.95	0.00280	0.00235	0.84
GG.03.XX		26.22	1.18		0.00300	1.07
BG.01.XX		25.09	1.13		0.00306	1.09
BG.03.XX		25.74	1.16		0.01459	5.21

El análisis de los resultados (Tabla 5.11 y Fig. 5.14) permite establecer a simple vista la siguiente conclusión preliminar: las soluciones de FRCM que se han empleado en esta tesis no suponen una solución de refuerzo de elementos comprimidos demasiado eficaz, pues la capacidad de confinamiento que proporcionan resulta muy limitada. La principal razón se debe al menor contenido en fibras que proporcionan las mallas en la dirección perpendicular a la probeta, frente a los FRP, tal y como se ha detallado en el capítulo 4.

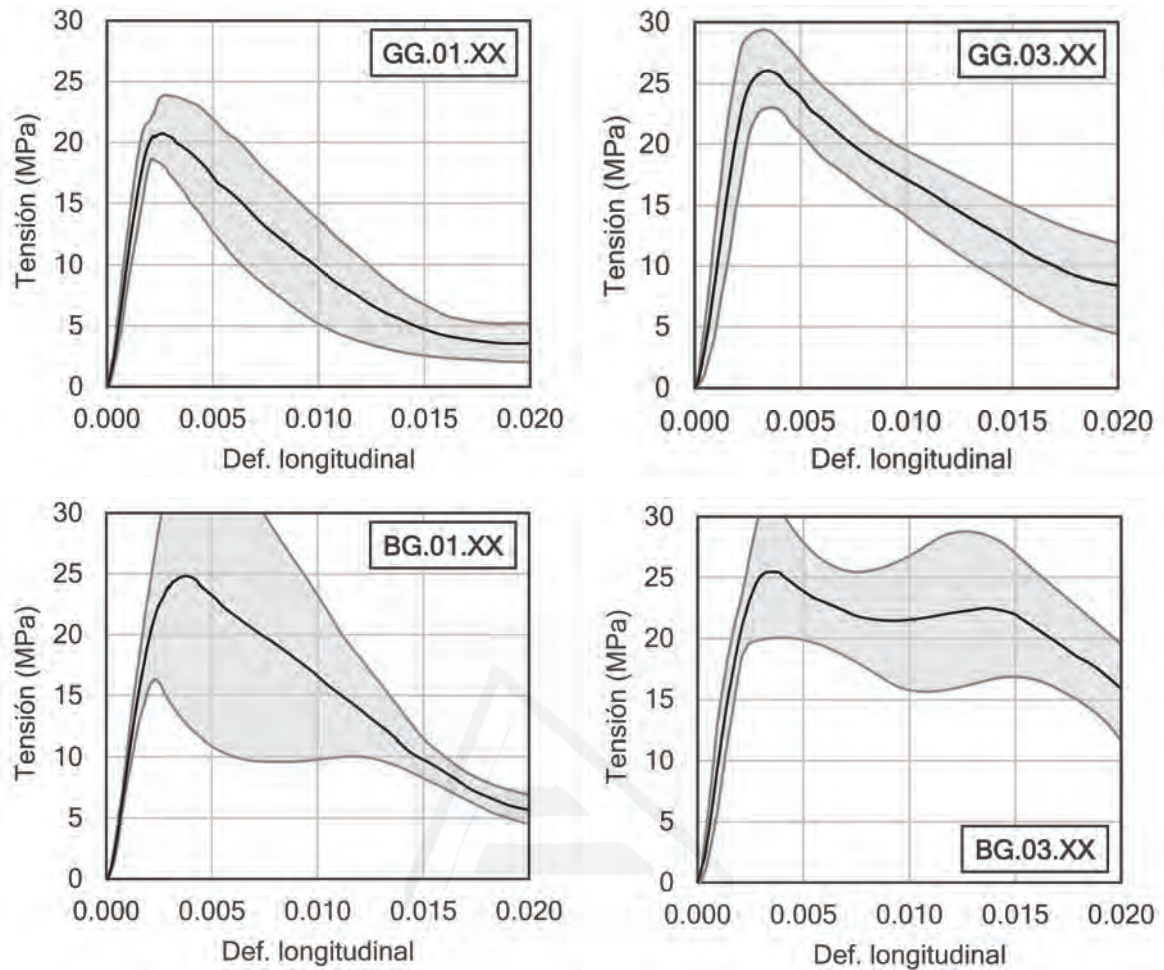


Figura 5.14. Curvas tensión-deformación de las muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero y confinadas con FRCM.

Como puede comprobarse, el comportamiento mecánico en estas muestras difiere considerablemente respecto del resto de series ensayadas, destacando en primer lugar las grandes dispersiones obtenidas, especialmente en el caso de las fibras de basalto. Las curvas tensión-deformación presentan un valor máximo de resistencia seguido por una rama descendente, cuyo trazado depende del tipo de malla empleado y el número de capas. Dicha rama descendente responde al agotamiento progresivo del encamisado a medida que se van fracturando los haces de fibras de las mallas, según se ha observado en otras investigaciones previas, sin producirse un punto de rotura claramente marcado como ocurre con los refuerzos de FRP.

En términos de tensión de rotura, los incrementos no llegan al 20% en ningún caso, margen lo suficientemente pequeño para que la propia dispersión de un material natural como la piedra impida valorar si realmente se ha conseguido una mejora en la resistencia

por efecto del confinamiento. Respecto de las deformaciones en rotura, la tendencia de la rama descendente no permite establecer un criterio claro y únicamente en el caso del refuerzo con 3 capas de mallas de basalto se aprecia un punto en el que podría situarse la rotura teórica de la pieza, multiplicándose por 5 la deformación última respecto de las muestras no reforzadas. En el anejo 1 se superponen las curvas tensión-deformación de las series confinadas o no, pudiéndose observar que la rama inicial del diagrama no se ve afectada en ningún caso por la presencia del encamisado, que únicamente se manifiesta una vez fracturado el núcleo de piedra.

Desde el punto de vista de las roturas, pueden observarse en la Fig. 5.15 dos ejemplos correspondientes a los dos tipos de mallas empleadas (vidrio y basalto). La rotura en este caso no es brusca y explosiva, como ocurre con el FRP, sino que el encamisado se desgarraba lentamente y los haces de fibras de las mallas se van rompiendo progresivamente a medida que aumenta la degradación del núcleo y su expansión lateral. Como puede comprobarse, el material pétreo tras la rotura se muestra fracturado pero íntegro, prácticamente como si no hubiera sido confinado.



Figura 5.15. Detalle de la rotura de las muestras formadas por 3 piezas con juntas de mortero reforzadas con FRCM (mallas de fibras de vidrio o carbono).

Como conclusión final, y limitada estrictamente a los materiales empleados y los resultados obtenidos en esta tesis, puede afirmarse sin duda alguna que los sistemas de refuerzo con FRCM no están justificados desde ningún punto de vista para la mejora de la capacidad portante de elementos comprimidos por confinamiento. Estos productos están destinados principalmente a otras situaciones, aplicados por ejemplo a nivel superficial para la estabilización o refuerzo de elementos como muros o bóvedas.

5.3.6. Resumen de resultados

En este último apartado, y a modo de resumen del comportamiento de las muestras de piedra confinadas, se representan en la Fig. 5.16 de manera gráfica los incrementos de resistencia (f_{mc}/f_{mo}) y deformación de rotura ($\varepsilon_{mc}/\varepsilon_{mo}$) respecto de las series equivalentes sin reforzar, a fin de poder evaluar con mayor facilidad la eficacia del sistema de refuerzo en función del tratamiento al que ha sido sometida la piedra en cada caso.

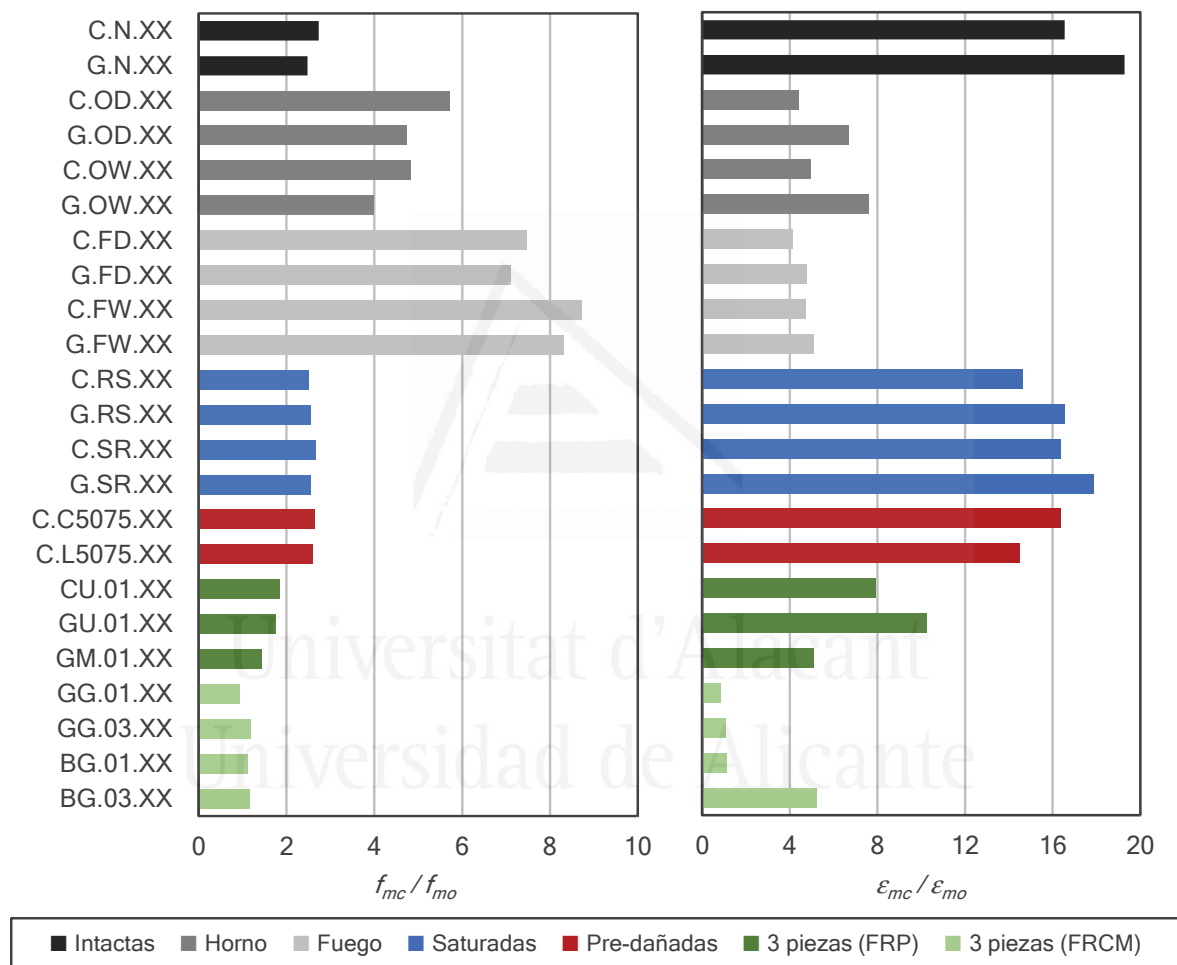


Figura 5.16. Incrementos de tensión (f_{mc}/f_{mo}) y deformación de rotura ($\varepsilon_{mc}/\varepsilon_{mo}$) de las muestras confinadas respecto de las series equivalentes sin reforzar.

También resulta conveniente visualizar los resultados en términos absolutos, pues pueden extraerse algunas conclusiones complementarias interesantes, para lo cual se presentan en la Fig. 5.17 los resultados de tensión (f_{mc}) y deformación de rotura (ε_{mc}) correspondientes a todas series ensayadas, indicándose mediante líneas de puntos los valores de las muestras sin reforzar.

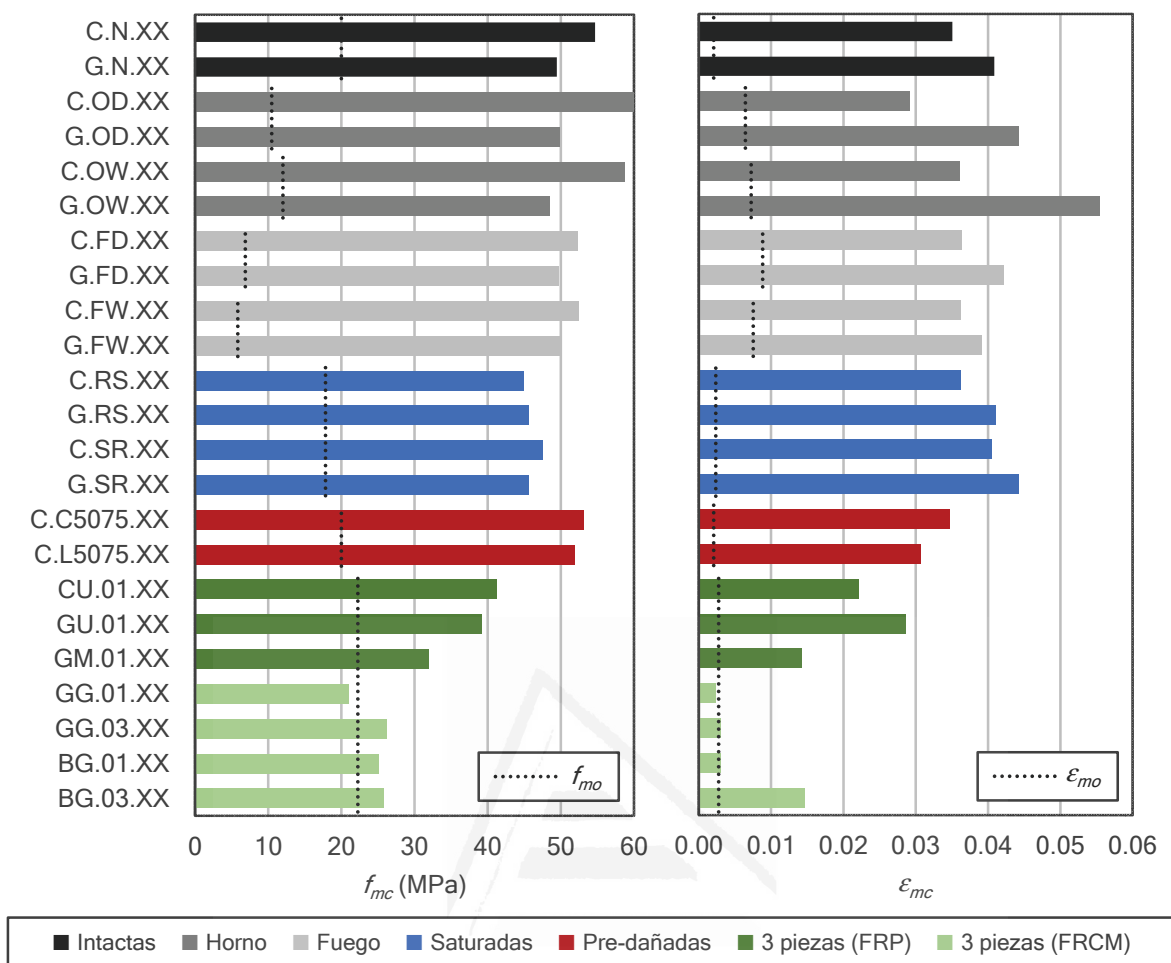


Figura 5.17. Tensión (f_{mc}) y deformación de rotura (ϵ_{mc}) en todas las series de probetas reforzadas.

El análisis de estos gráficos y de los datos presentados en los apartados anteriores para las diferentes series ensayadas en esta tesis permite extraer, entre otras, las siguientes conclusiones:

- La técnica de refuerzo de elementos pétreos comprimidos mediante confinamiento con FRP proporciona notables incrementos de resistencia. En general, se obtienen valores algo más elevados con los tejidos de fibras de carbono, si bien las diferencias respecto de las fibras de vidrio no son muy significativas, a pesar de su menor capacidad mecánica. La principal razón se debe al gramaje de los productos empleados (300 g/m² en caso del tejido de fibras de carbono y 900 g/m² en el de vidrio), tal y como se puede comprobarse en la Tabla 4.2 presentada en el capítulo 4, lo que permite aproximar las tensiones de rotura de los dos materiales compuestos (637 y 539 MPa, respectivamente).

- El confinamiento incrementa entre 2.5 y 3 veces la resistencia de la piedra inalterada (Fig. 5.16). El incremento, en términos relativos, es mucho más notable en las muestras sometidas a temperaturas elevadas y aumenta con el nivel de daño sufrido por el material (entre 4 y 6 en las muestras tratadas en horno y entre 7 y 9 en las expuestas a fuego real). La presencia de agua, el efecto de la precarga o el refuerzo bajo tensión, muestran tendencias similares a las de la piedra inalterada.
- No obstante, si se analiza la respuesta en términos absolutos (Fig. 5.17), se observa como las diferencias entre las distintas series son muy reducidas y dentro del rango de dispersión previsible para un material natural como la piedra, obteniéndose resistencias del mismo orden independientemente del nivel de daño que pueda haber sufrido la roca. Las tensiones de rotura oscilan en torno a 55 MPa con los tejidos de fibras de carbono y 49 MPa con las de vidrio. Los resultados confirman que el comportamiento de la pieza confinada está gobernado fundamentalmente por las características del encamisado y no por el estado en que se encuentre el núcleo.
- Cabe destacar, como excepción a lo indicado en el punto anterior que, en el caso de las muestras saturadas, sí se detecta una ligera merma en la tensión de rotura de las piezas reforzadas. Esta leve reducción se atribuye a la presencia de agua en los poros del material que puede aumentar la presión sobre las fases sólidas, produciendo una mayor expansión lateral del núcleo y un agotamiento prematuro del encamisado. No obstante, este aspecto no ha podido ser corroborado al no disponerse de otras investigaciones previas con las que poder comparar los resultados.
- En el caso de las probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero, se observa una menor eficacia de los encamisados con FRP. Esta diferencia se debe fundamentalmente al mayor tamaño de estos elementos, pues la presión lateral de confinamiento es inversamente proporcional al diámetro de la pieza reforzada. El tamaño de las probetas también afecta al coeficiente de eficiencia de los encamisados (k_ε), como se explicará con mayor detalle en el siguiente capítulo.
- Los encamisados con tejidos cuadriaxiales de fibras de vidrio muestran la capacidad de confinamiento más baja entre todas las series reforzadas con FRP. Evidentemente, de los 4 grupos de fibras que integran el tejido, solamente uno de ellos trabaja en la

dirección deseada. Puede concluirse, por lo tanto, que este tipo de materiales no resultan adecuados para plantear el refuerzo por confinamiento de elementos comprimidos, pues una buena parte de las fibras se desperdician al no quedar orientadas en la dirección perpendicular a la probeta, donde el encamisado debe desarrollar toda su capacidad a tracción.

- Respecto a los refuerzos con FRCM, se han mostrado sistemas muy poco eficaces para la mejora de la capacidad mecánica de la roca. Los incrementos de resistencia obtenidos no llegan al 20% en ningún caso, por lo que no estaría justificado desde ningún punto de vista plantear soluciones de confinamiento con los materiales empleados en esta tesis. Estos productos están destinados más bien a otro tipo de intervenciones, como la estabilización o refuerzo de elementos superficiales como muros o bóvedas, por ejemplo.
- Desde el punto de vista de la deformación última de las piezas confinadas, puede comprobarse como los incrementos son muy notables en todos los casos, resultando ligeramente superiores en el caso de los ejemplares reforzados con tejidos de fibras de vidrio (como era previsible, teniendo en cuenta que el alargamiento en rotura es el doble que el de las fibras de carbono, según se detalla en la Tabla 4.2 presentada en el capítulo 4).
- En términos relativos (Fig. 5.16), se obtienen los máximos incrementos en la deformación de rotura de las series de piedra intacta, resultando algo inferiores en las muestras saturadas, pre-dañadas o reforzadas bajo tensión. Los incrementos decaen notablemente en las probetas sometidas a temperaturas elevadas, lógicamente, pues las deformaciones últimas de las series equivalentes no reforzadas (Tabla 5.6) son mucho más elevadas.
- Sin embargo, en términos absolutos (Fig. 5.17), puede observarse como las deformaciones de rotura resultan del mismo orden, principalmente en el entorno 0.03 a 0.04. No obstante, y como se ha comentado en distintas ocasiones a lo largo de este capítulo, la mayoría de las normas y guías de diseño limitan las deformaciones máximas a fin de evitar una degradación excesiva del núcleo que pudiera comprometer la integridad de la pieza reforzada ante esfuerzos distintos de la

compresión. En el caso, por ejemplo, de las normas ACI 440.2R-17 (2017) o TR-55 (2013), se establece un límite $\varepsilon_{mc} \leq 0.01$, lo que implica un margen de seguridad muy importante a la hora de proyectar un refuerzo por confinamiento con este tipo de materiales.

- En cuanto a las probetas formadas por 3 piezas con juntas de mortero, se observa en la deformación de rotura la misma tendencia explicada en los puntos anteriores al analizar las resistencias. En las series confinadas con FRP se aprecian menores incrementos, relacionados con el tamaño de las piezas, mostrando claramente el tejido cuadriaxial la capacidad de confinamiento más baja.
- Mención aparte requieren los refuerzos con FRCM, que apenas mejoran el alargamiento en rotura, con una excepción: en caso del encamisado con 3 capas de mallas de basalto sí se aprecia una cierta capacidad de confinamiento, obteniéndose incrementos similares a los proporcionados por el tejido cuadriaxial de fibras de vidrio. En cualquier caso, las diferencias respecto de los tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio son tan importantes que cabe insistir nuevamente en la idea de que no parece justificado plantear el refuerzo por confinamiento de un soporte comprimido con este tipo de materiales.
- Comentar, finalmente, que el módulo de elasticidad del material pétreo apenas se ve afectado por la presencia de los encamisados en la mayoría de los casos. El mejor lugar para comprobarlo es el anejo 1, en el que se superponen las curvas tensión-deformación de las probetas confinadas junto con las series equivalentes sin reforzar. A niveles moderados de tensión, en la primera rama del diagrama bilineal, el encamisado permanece en estado pasivo y el material se comporta como si no estuviera confinado.
- Sin embargo, y como excepción a lo expuesto en el punto anterior, es preciso destacar que sí se ha obtenido una clara mejora del módulo de elasticidad en el caso de las muestras sometidas a temperaturas elevadas. Se recuerda que el tratamiento térmico tiene una gran influencia en esta propiedad de la roca, que sufre descensos superiores al 80%. Ante un material tan dañado, el encamisado parece activarse desde la misma puesta en carga de la probeta, mejorando notablemente el módulo de elasticidad que,

en líneas generales, llega a duplicarse. No obstante, debe tenerse en cuenta que el módulo de elasticidad original de la piedra intacta no puede ser recuperado, circunstancia que deberá ser considerada a la hora de proyectar un refuerzo en una edificación real afectada por un incendio, a efectos del cumplimiento de los estados límite de servicio.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

6. COMPARACIÓN CON LAS GUÍAS DE DISEÑO

6.1. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Tal y como se ha comentado en apartados anteriores, las principales guías de diseño publicadas hasta el momento para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos son, básicamente, las siguientes:

- ACI 440.2R-17 (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute (ACI).
- ACI 549.4R-13 (2013). *Guide to design and construction of externally bonded fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for repair and strengthening concrete and masonry structures*. American Concrete Institute (ACI).
- CNR-DT 200 R1/2013 (2013). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, National Research Council, Roma, Italy (CNR).
- TR-55 (2103). *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*. Concrete Society, UK.
- FIB Bulletin N° 14 (2001). *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. Fédération Internationale du Béton (FIB).

Estas guías se han desarrollado de manera casi exclusiva para la intervención sobre elementos de hormigón y únicamente la norma italiana dedica un capítulo al refuerzo de

elementos de piedra mediante el confinamiento con materiales compuestos. En el caso de ACI 549.4R-13 (2013) se dedica un breve espacio a la intervención sobre elementos de fábrica, pero queda limitado al refuerzo a flexión y cortante de muros actuando en su plano y no al zunchado de elementos comprimidos.

Se analizan a continuación las principales características de los modelos de confinamiento contemplados en dichas guías, que parten del modelo de Lam y Teng (2003), explicado en el capítulo 2, con ligeras correcciones. En el caso de la norma británica, se adopta el modelo actualizado por los mismos autores algunos años después (Teng et al. 2009). El documento FIB Bulletin N° 14 (2001), que es el único redactado con anterioridad a la publicación de dicho modelo y que no ha sido revisado desde entonces, adopta el modelo de Spoelstra y Monti (1999).

Se advierte que, a fin de poder comparar los modelos entre sí, se ha simplificado la notación y se ha homogeneizado entre las distintas guías, por lo que algunas expresiones pueden no coincidir literalmente con las de los documentos originales.

Se propone la siguiente nomenclatura unificada:

- D diámetro de la pieza reforzada
- f_l presión lateral de confinamiento máxima
- E_f módulo de elasticidad del encamisado
- t_f espesor del encamisado (FRP)
- A_f área de las fibras de la malla de refuerzo, sin contar con el mortero (FRCM)
- ε_{fe} deformación de rotura efectiva del encamisado
- ε_{fu} deformación de rotura teórica del encamisado
- k_ε coeficiente de eficiencia del encamisado
- f_c tensión de rotura de la pieza confinada (o resistencia máxima)
- f_o tensión de rotura de la pieza sin reforzar
- ε_c deformación de rotura de la pieza confinada
- ε_o deformación de rotura de la pieza sin reforzar
- E_c módulo de elasticidad del hormigón sin reforzar

6.1.1. ACI 440.2R-17 (2017) y ACI 549.4R-13 (2013)

El documento ACI 440.2R-17 (2017) es la tercera edición de la guía original, publicada en el año 2002 y revisada en 2008; su ámbito de aplicación se centra en el refuerzo de elementos de hormigón con FRP. En cuanto al documento ACI 549.4R-13 (2013), se trata de la primera versión y contempla los refuerzos con FRCM tanto en elementos de hormigón como en el caso de muros de fábrica.

Desde el punto de vista del confinamiento, ambas guías adoptan el modelo de Lam y Teng (2003) con leves diferencias, por lo que se ha decidido presentarlas de manera conjunta.

6.1.1.1. Mecanismo de confinamiento

La máxima presión lateral de confinamiento se calcula de manera diferente en función del tipo de refuerzo. Para el zunchado con FRP se trabaja con el espesor del encamisado y en el caso del FRCM se considera únicamente el área de las fibras por unidad de longitud orientadas en la dirección perpendicular a la directriz de la pieza reforzada, despreciándose la colaboración de la matriz de mortero:

$$f_l = \frac{2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad \text{para FRP} \quad (6.1)$$

$$f_l = \frac{2 E_f A_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad \text{para FRCM} \quad (6.2)$$

Para obtener la deformación de rotura efectiva del encamisado ($\varepsilon_{fe} = k_\varepsilon \varepsilon_{fu}$) se proponen las siguientes condiciones:

$$k_\varepsilon = 0.55 \quad \text{para FRP} \quad (6.3)$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu} \leq 0.012 \quad \text{para FRCM} \quad (6.4)$$

Y para asegurar la validez del modelo, de tal forma que la curva tensión-deformación no presente una rama descendente, se prescribe un nivel de confinamiento mínimo dado por la Ec. (6.5) para el caso del FRP, mientras que no se establece ninguna limitación en los encamisados con FRCM.

$$\frac{f_l}{f_o} \geq 0.08 \quad (6.5)$$

6.1.1.2. Tensión máxima y deformación de rotura

La tensión máxima a compresión de las piezas confinadas con FRP se obtiene mediante la expresión presentada en el modelo de Lam y Teng (2003), a la que se incorpora un coeficiente reductor adicional $\Psi_f = 0.95$:

$$f_c = f_o + \Psi_f 3.3 f_l \quad (6.6)$$

En el caso de los refuerzos con FRCM no se introduce dicho coeficiente, pero el resultado final es prácticamente el mismo al sustituirse la constante 3.3 por 3.1:

$$f_c = f_o + 3.1 f_l \quad (6.7)$$

No obstante, las guías nunca permiten alcanzar estos valores en la práctica y establecen unos límites para prevenir una fisuración excesiva del núcleo que pudiera comprometer la integridad de la pieza. En el caso del FRP se limita la tensión máxima de compresión en la pieza reforzada a $0.65 f_o$ bajo cargas en servicio, mientras que para el FRCM el incremento de resistencia proporcionado por el encamisado no deberá exceder del 20% de la capacidad de la pieza sin reforzar.

Respecto de la deformación de rotura, ambas guías proporcionan la misma expresión para los dos tipos de refuerzo, con alguna leve diferencia respecto del modelo de referencia:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left[1.50 + 12 \left(\frac{f_l}{f_o} \right) \left(\frac{\varepsilon_f e}{\varepsilon_o} \right)^{0.45} \right] \quad (6.8)$$

En cualquier caso, esta deformación deberá ser limitada en la práctica a un valor máximo $\varepsilon_c \leq 0.01$ para evitar una fisuración excesiva del núcleo.

6.1.2. CNR-DT 200 R1/2013 (2013)

La norma italiana de 2013 es la versión revisada del documento original publicado en el año 2004, si bien las novedades en el caso particular de los refuerzos por confinamiento no resultan significativas. Como se ha apuntado con anterioridad, de todas las guías de diseño es la única que contempla un capítulo dedicado al refuerzo de elementos pétreos o de mampostería, por lo que se considera la publicación más relevante desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis. El modelo de confinamiento adoptado vuelve a ser el de Lam y Teng (2003), en el que se introducen algunas variaciones algo más apreciables.

6.1.2.1. Mecanismo de confinamiento

La máxima presión lateral de confinamiento se obtiene mediante las mismas expresiones que se han presentado en apartados anteriores, según las Ec. (2.3) o (6.1). Sin embargo, en este caso se introducen otras limitaciones para estimar la deformación de rotura efectiva del encamisado:

$$\varepsilon_{fe} = \min \left\{ \frac{\eta_a \varepsilon_{fu}}{\gamma_f}; 0.004 \right\} \quad (6.9)$$

donde η_a es un parámetro que depende del tipo de FRP y del nivel de exposición ambiental (en las intervenciones protegidas de la intemperie el valor es de 0.95 para los tejidos de fibras de carbono y 0.75 para las de vidrio), γ_f es un coeficiente de seguridad que se establece en 1.10 para el caso de los refuerzos por confinamiento y 0.004 es una limitación adicional para prevenir una excesiva fisuración del núcleo y la pérdida de coherencia del elemento reforzado.

Respecto del nivel de confinamiento mínimo, se establece la siguiente condición para el refuerzo de elementos de hormigón (la guía no se pronuncia para el caso de elementos pétreos o de mampostería):

$$\frac{f_l}{f_o} \geq 0.05 \quad (6.10)$$

6.1.2.2. Tensión máxima y deformación de rotura

Para calcular la resistencia a compresión de elementos pétreos confinados con encamisados continuos de FRP, se define la expresión dada en la Ec. (6.11), donde k' es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la densidad aparente de la roca (g_m , en kg/m^3) según se indica en la Ec. (6.12).

$$f_c = f_o \left[1 + k' \left(\frac{f_l}{f_o} \right)^{0.5} \right] \quad (6.11)$$

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad (6.12)$$

En cualquier caso, para evitar deformaciones excesivas y mantener la integridad del elemento reforzado, el incremento de capacidad proporcionado por el zunchado no podrá superar el 50% de la resistencia a compresión de la pieza sin confinar.

Respecto de la deformación de rotura, la guía solamente proporciona información para el caso de elementos de hormigón sometidos a flexocompresión, facilitando la expresión dada en la Ec. (6.13) y advirtiendo que resultará conveniente evaluar dicha deformación en base a modelos complementarios más ajustados.

$$\varepsilon_c = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \quad (6.13)$$

Además, para el cálculo de la presión lateral de confinamiento en este caso concreto, se establece de manera adicional a las limitaciones indicadas en la Ec. (6.9) la siguiente condición:

$$\varepsilon_{fe} \leq 0.60\varepsilon_{fu} \quad (6.14)$$

lo que implica un coeficiente de eficiencia del encamisado $k_\varepsilon = 0.60$, siguiendo la tendencia del resto de las guías de diseño.

6.1.3. TR-55 (2013)

La guía TR-55 publicada por el organismo británico Concrete Society fue uno de los primeros documentos disponibles para el diseño y cálculo de refuerzos de elementos de hormigón con FRP, ya que la primera edición se remonta al año 2000, publicándose una segunda versión en 2004. En la tercera edición del año 2013 se revisan los modelos de confinamiento y se adopta el modelo de Teng et al. (2009) que, tal y como se ha comentado con anterioridad, se trata de una versión actualizada del modelo original publicado años antes por los mismos autores (Lam y Teng 2003).

6.1.3.1. Mecanismo de confinamiento

En el modelo de Teng et al. (2009) el mecanismo de confinamiento requiere la definición previa de dos coeficientes adimensionales: ratio de rigidez (ρ_k) y ratio de deformación (ρ_ε), según se indica a continuación:

$$\rho_k = \frac{2 E_f t_f}{\left(\frac{f_o}{\varepsilon_o}\right) D} \quad (6.15)$$

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_o} \quad (6.16)$$

Para determinar la deformación de rotura efectiva del encamisado se propone un coeficiente de eficiencia $k_\varepsilon = 0.60$, por lo que:

$$\varepsilon_{fe} = 0.60\varepsilon_{fu} \quad (6.17)$$

Y para asegurar que el nivel de confinamiento es suficiente y que no se produce una rama descendente en la curva tensión-deformación, deberá verificarse la siguiente condición:

$$\rho_k \geq 0.01 \quad (6.18)$$

6.1.3.2. Tensión máxima y deformación de rotura

A partir de los ratios de rigidez y deformación presentados en el punto anterior, la máxima resistencia a compresión de un elemento de hormigón confinado con FRP puede estimarse fácilmente mediante la siguiente expresión:

$$f_c = f_o[1 + 5.25(\rho_k - 0.01)\rho_\varepsilon] \quad (6.19)$$

Y estos mismos ratios permiten obtener la deformación de rotura tal y como se indica a continuación:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o[1.75 + 6.5\rho_k^{0.8}\rho_\varepsilon^{1.45}] \quad (6.20)$$

No obstante, la guía llama la atención acerca del hecho de que el hormigón sometido a niveles de deformación en torno a 0.01 sufrirá un nivel de fisuración y una pérdida de cohesión que puede comprometer la estabilidad de la pieza reforzada ante esfuerzos distintos de la compresión. Por esta razón se recomienda que, en caso de superarse dicho nivel de deformación, se adopte como valor máximo f_c el correspondiente a $\varepsilon_c = 0.01$ en la curva tensión-deformación proporcionada por el modelo de confinamiento, aunque no se haya alcanzado el agotamiento del encamisado.

6.1.4. FIB Bulletin Nº 14 (2001)

El documento FIB Bulletin Nº 14 (2001) es la única de las guías de diseño que no ha sido revisada desde su publicación, anterior a la aparición del modelo de Lam y Teng (2003), adoptando como modelo de confinamiento el propuesto por Spoelstra y Monti (1999). Resulta conveniente advertir que la información disponible acerca del refuerzo de

elementos comprimidos mediante confinamiento con FRP en la época en que se publicó este documento era muy escasa y que, durante los últimos años, se han realizado avances importantes en esta materia que el resto de las guías han tenido la oportunidad de contemplar en las sucesivas actualizaciones.

6.1.4.1. Mecanismo de confinamiento

Para el cálculo de la presión lateral de confinamiento se definen las mismas expresiones que se han explicado anteriormente, tal y como se indica en las Ec. (2.3) o (6.1). Sin embargo, en la fecha de publicación de la guía, el concepto de deformación de rotura efectiva del encamisado aún no había sido suficientemente investigado, por lo que se advierte de esta circunstancia y se recomienda que su valor sea justificado mediante ensayos adicionales.

En cuanto al nivel de confinamiento mínimo la guía tampoco establece un valor concreto y se limita a comentar que, en caso de elementos débilmente reforzados, puede producirse una rama descendente en la curva tensión-deformación más allá de la máxima tensión alcanzada. En estos casos puede considerarse que el incremento de resistencia proporcionado por el encamisado es prácticamente despreciable.

6.1.4.2. Tensión máxima y deformación de rotura

El modelo de Spoelstra y Monti (1999) es bastante más complejo, pues se basa en un cálculo iterativo para determinar las curvas tensión-deformación, cuya explicación queda fuera del alcance de los objetivos de esta tesis.

Para determinar los valores de tensión máxima y deformación de rotura, el modelo proporciona unas ecuaciones exactas y otras aproximadas, considerándose estas últimas suficientemente válidas para establecer las oportunas comparaciones con los resultados experimentales y con el resto de las guías de diseño:

$$f_c = f_o \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \right) \quad (6.21)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_o} \varepsilon_{fe} \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \right) \quad (6.22)$$

Comentar, por último, que al contrario que en el resto de las guías, el documento FIB Bulletin N° 14 (2001) no establece limitaciones acerca de los valores máximos de tensión y deformación de rotura a considerar en los cálculos a fin de evitar la pérdida de integridad de las piezas reforzadas.

6.1.5. Resumen de los modelos de confinamiento de las guías de diseño

A modo de resumen, se presentan en la Tabla 6.1 las principales características de los modelos de confinamiento contemplados en las diferentes guías de diseño. Solamente se ha considerado el refuerzo de elementos de sección circular y se han dejado fuera del alcance las secciones rectangulares, las cuales presentan algunas particularidades que son tratadas de distinta manera en cada uno de los documentos. Todos los modelos se han desarrollado para el confinamiento con FRP, siendo la norma ACI 549.4R-13 (2013) la única de las guías que se ocupa de los refuerzos con FRCM.

Cabe insistir de nuevo en la idea de que únicamente la norma italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) contempla el refuerzo de elementos pétreos o de mampostería, por lo que se considera a priori la publicación más relevante desde el punto de vista de los objetivos de esta tesis.

Analizando conjuntamente los modelos propuestos, se observa que las ecuaciones para el cálculo de la tensión máxima y la deformación de rotura resultan sensiblemente diferentes aunque, en mayor o menor medida, responden a la formulación clásica presentada hace casi un siglo por Richart, Brandtzaeg y Brown (1928 y 1929) para el caso de elementos de hormigón confinados mediante presión hidrostática o espirales de acero:

$$f_c = f_o + k_1 f_l \quad (\text{donde } k_1 = 4.1) \quad (6.23)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left(1 + 5k_1 \frac{f_l}{f_o} \right) \quad (6.24)$$

No obstante, sí se observa un cierto consenso entre las guías a la hora de establecer la deformación de rotura efectiva del encamisado o el nivel de confinamiento mínimo, proporcionándose criterios similares (con la excepción del documento FIB Bulletin N° 14 (2001), que no se pronuncia al respecto).

Tabla 6.1. Resumen comparativo de los modelos de confinamiento de las diferentes guías de diseño.

	ACI 440.2R-17 ACI 549.4R-13	CNR-DT 200 R1/2013	TR-55	FIB Bulletin Nº 14
Modelo de confinamiento	Lam y Teng (2003)	Lam y Teng (2003)	Teng et al. (2009)	Spoelstra y Monti (1999)
Material base	Hormigón	Piedra o mampostería	Hormigón	Hormigón
Cálculo de la tensión máxima	$f_c = f_o + \Psi_f 3.3 f_l$ (FRP) $f_c = f_o + 3.1 f_l$ (FRCM)	$f_c = f_o \left[1 + k' \left(\frac{f_l}{f_o} \right)^{0.5} \right]$; $k' = \frac{g_m}{1000}$	$f_c = f_o [1 + 5.25(\rho_k - 0.01)\rho_\varepsilon]$	$f_c = f_o \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \right)$
Cálculo de la deformación de rotura	$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left[1.50 + 12 \left(\frac{f_l}{f_o} \right) \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_o} \right)^{0.45} \right]$	$\varepsilon_c = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_l}{f_o}}$	$\varepsilon_c = \varepsilon_o [1.75 + 6.5 \rho_k^{0.8} \rho_\varepsilon^{1.45}]$	$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_o} \varepsilon_{fe} \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \right)$
Parámetros de confinamiento	$f_l = \frac{2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}{D}$ (FRP) $f_l = \frac{2 E_f A_f \varepsilon_{fe}}{D}$ (FRCM)	$f_l = \frac{2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}{D}$	$\rho_k = \frac{2 E_f t_f}{\left(\frac{f_o}{\varepsilon_o} \right) D}$ y $\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_o}$	$f_l = \frac{2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}{D}$
Deformación de rotura efectiva del encamisado	$\varepsilon_{fe} = 0.55 \varepsilon_{fu}$ (FRP) $\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu} \leq 0.012$ (FRCM)	$\varepsilon_{fe} = \min \left\{ \frac{\eta_\varepsilon \varepsilon_{fu}}{\gamma_f}; 0.004 \right\}$	$\varepsilon_{fe} = 0.60 \varepsilon_{fu}$	-
Nivel de confinamiento mínimo	$\frac{f_l}{f_o} \geq 0.08$ (FRP)	$\frac{f_l}{f_o} \geq 0.05$	$\rho_k \geq 0.01$	-

6.2. COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.2.1. Hipótesis y simplificaciones

Para poder comparar los resultados obtenidos de forma experimental con las predicciones de las guías de diseño, se ha considerado conveniente adoptar previamente las siguientes hipótesis y simplificaciones:

- No se han considerado las limitaciones que fijan las distintas guías para el cálculo de la tensión máxima y la deformación de rotura. Estas limitaciones se establecen para evitar una fisuración excesiva del elemento reforzado que pudiera comprometer la integridad de la pieza ante esfuerzos diferentes de la compresión, debiéndose interpretar como coeficientes de seguridad adicionales en la fase de diseño y cálculo de los refuerzos.
- En el modelo de ACI 440.2R-17 (2017) no se ha considerado el coeficiente reductor Ψ_f para el cálculo de la resistencia máxima.
- En el modelo de CNR-DT 200 R1/2013 (2013), la deformación de rotura se obtiene mediante la Ec. (6.13). Esta expresión se establece para el cálculo de elementos de hormigón, por lo que se adopta la siguiente ecuación alternativa en la que se sustituye la constante 0.0035 (que se corresponde con la deformación última del hormigón) por la deformación de rotura del material pétreo sin reforzar (ε_o):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o + 0.015 \sqrt{\frac{f_l}{f_o}} \quad (6.25)$$

- En la norma británica TR-55 (2013) la resistencia máxima se determina mediante la Ec. (6.19), comprobándose que los valores obtenidos son anormalmente elevados en comparación con los resultados experimentales y los proporcionados por el resto de las guías. Se ha comprobado que en el modelo de referencia [Teng et al. 2009] la constante 5.25 definida en dicha expresión tiene un valor mucho más reducido, concretamente 3.5, obteniéndose resultados bastante más coherentes. Por lo tanto, se ha decidido adoptar en los cálculos la ecuación presentada en dicho modelo:

$$f_c = f_o [1 + 3.5(\rho_k - 0.01)\rho_\varepsilon] \quad (6.26)$$

- Uno de los aspectos que tiene una influencia más relevante en los cálculos de la tensión máxima y la deformación de rotura de las piezas reforzadas es el concepto de deformación efectiva del encamisado, presentado en apartados anteriores y tratado de forma diferente en cada una de las guías de diseño. Para unificar los criterios entre los distintos documentos y poder comparar adecuadamente con los resultados experimentales, se ha decidido estimar el coeficiente de eficiencia real de los encamisados (k_ε) a partir de los ensayos a tracción de los laminados y la rotura a compresión de las muestras confinadas. En la Tabla 6.2 se resumen los resultados obtenidos por separado para las series reforzadas con tejidos de fibras de carbono o vidrio, indicándose únicamente el valor medio de cada serie (se recuerda que en el anejo 1 pueden consultarse los datos individualizados para cada una de las probetas ensayadas). En dicha tabla se presenta la deformación de rotura del encamisado (ε_f), según las lecturas proporcionados por las galgas extensométricas (evidentemente solo se dispone de información de las series en las que se ha instrumentalizado el control de las deformaciones transversales). También se indica la deformación de rotura teórica del FRP (ε_{fu}), según los ensayos a tracción de los laminados presentados en la Tabla 4.2 del capítulo 4. A partir de estos datos se obtiene el coeficiente de eficiencia del encamisado que, como puede comprobarse, alcanza un valor de 0.86 en el caso de los tejidos de fibras de carbono y de 0.62 en las de vidrio. En el caso de las fibras de vidrio, el valor obtenido es similar al proporcionado por las guías de diseño; sin embargo, las fibras de carbono proporcionan un valor mucho más elevado y del orden del 0.90 presentado en la investigación de Carey y Harries (2005) para elementos de sección circular de pequeñas dimensiones, como es el caso de las probetas empleadas en esta tesis.
- Comentar, por último, que únicamente se han analizado las series reforzadas con FRP pues, como se ha explicado en el capítulo anterior, los refuerzos con FRCM no se han mostrado demasiado eficaces, presentando curvas tensión-deformación con ramas descendentes que quedan fuera del ámbito de aplicación de los modelos de confinamiento. Tampoco se ha considerado la serie de probetas reforzadas con tejido cuadriaxial de fibras de vidrio, por la misma razón.

Tabla 6.2. Estimación del coeficiente de eficiencia de los encamisados (k_ε) con tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio, a partir de los datos obtenidos experimentalmente.

Tejido de fibra de carbono				Tejido de fibra de vidrio			
Serie	ε_f	ε_{fu}	$k_\varepsilon = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{fu}}$	Serie	ε_f	ε_{fu}	$k_\varepsilon = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{fu}}$
C.N.XX	(1)	0.01160	(1)	G.N.XX	0.01489	0.02210	0.67
C.OD.XX	0.00957		0.83	G.OD.XX	0.01323		0.60
C.OW.XX	0.01062		0.92	G.OW.XX	0.01568		0.71
C.FD.XX	0.01122		0.97	G.FD.XX	0.01541		0.70
C.FW.XX	0.00995		0.86	G.FW.XX	0.01029		0.47
CU.01.XX	0.00881		0.76	GU.01.XX	0.01325		0.60
Media				0.86	Media		

(1) No se dispone de datos fiables en esta serie.

6.2.2. Estudio comparativo

A partir de los modelos establecidos en las diferentes guías de diseño, con las hipótesis y simplificaciones comentadas en el apartado anterior, se ha calculado la resistencia máxima (f_c) y la deformación de rotura (ε_c) en todas las series de probetas reforzadas con FRP, presentándose los resultados en la Tabla 6.3 junto con los valores obtenidos experimentalmente. En esta tabla se indican únicamente los valores medios de cada una de las series ensayadas, pudiéndose consultar en el anejo 1 de manera pormenorizada los resultados de cada probeta individual.

Para facilitar la interpretación de los datos se han representado los resultados gráficamente en la Fig 6.1 (resistencia máxima) y en la Fig. 6.2 (deformación de rotura) donde, a fin de homogeneizar dichos resultados, se trabaja con los valores normalizados (f_c/f_o y $\varepsilon_c/\varepsilon_o$). No se han observado diferencias sustanciales respecto del material de refuerzo empleado (tejidos de fibras de carbono o vidrio), por lo que se representan de manera conjunta ambas soluciones a fin de facilitar la lectura de los gráficos, adoptándose la siguiente simbología para las distintas series ensayadas: probetas de piedra intacta (●); probetas sometidas a temperaturas elevadas en horno (◐) o expuestas a fuego real (■); probetas saturadas (◑); probetas pre-dañadas o reforzadas bajo tensión (◒); probetas formadas por tres piezas con juntas de mortero (◓).

Tabla 6.3. Resistencia máxima (f_c) y deformación de rotura (ϵ_c) de las muestras reforzadas: resultados experimentales y predicción de las guías de diseño.

Serie	Resistencia máxima (f_c en MPa)					Deformación de rotura (ϵ_c)				
	Exper.	ACI	CNR	TR-55	FIB 14	Exper.	ACI	CNR	TR-55	FIB 14
● C.N.XX	54.70	61.83	51.89	61.07	51.76	0.03508	0.03553	0.01406	0.02988	0.01670
● G.N.XX	49.47	54.68	48.69	52.25	47.48	0.04086	0.03412	0.01299	0.03140	0.01982
● C.OD.XX	59.98	52.33	34.15	54.31	36.72	0.02911	0.12537	0.02311	0.07694	0.02915
● G.OD.XX	49.84	45.20	31.32	46.54	33.62	0.04421	0.12038	0.02164	0.08075	0.03314
● C.OW.XX	58.74	53.98	37.22	55.94	39.65	0.03609	0.11628	0.02263	0.07298	0.02983
● G.OW.XX	48.39	46.75	34.70	48.05	36.27	0.05550	0.11144	0.02124	0.07634	0.03362
■ C.FD.XX	52.23	48.93	25.71	51.19	29.69	0.03642	0.21674	0.02906	0.11568	0.04348
■ G.FD.XX	49.68	41.63	24.11	43.35	27.11	0.04216	0.20712	0.02722	0.12116	0.04989
■ C.FW.XX	52.40	47.84	23.69	50.11	27.37	0.03627	0.23066	0.02949	0.12113	0.04233
■ G.FW.XX	49.84	40.64	21.88	42.37	25.01	0.03910	0.22081	0.02752	0.12724	0.04906
● C.RS.XX	44.97	59.71	50.78	59.72	48.72	0.03628	0.04321	0.01512	0.03461	0.02075
● G.RS.XX	45.60	52.55	48.09	51.20	44.68	0.04106	0.04149	0.01398	0.03636	0.02470
● C.SR.XX	47.45	59.68	51.44	59.69	48.70	0.04056	0.04318	0.01511	0.03459	0.02074
● G.SR.XX	45.56	52.53	48.32	51.17	44.67	0.04429	0.04146	0.01398	0.03635	0.02470
● C.C50.XX ● C.C75.XX	53.05	61.87	51.64	61.11	51.78	0.03467	0.03557	0.01407	0.02991	0.01670
● C.L50.XX ● C.L75.XX	51.92	61.89	51.43	61.13	51.79	0.03076	0.03558	0.01407	0.02991	0.01670
● CU.01.XX	41.17	58.09	53.40	57.51	51.02	0.02217	0.03348	0.01332	0.02847	0.01774
● GU.01.XX	39.18	51.82	50.55	49.83	46.76	0.02864	0.03209	0.01236	0.02975	0.02075

Analizando la resistencia máxima (Fig. 6.1) puede observarse como, en términos generales, todas las guías predicen los resultados con un buen nivel de aproximación, siempre y cuando las probetas no hayan sido sometidas a temperaturas elevadas. Se detecta una tendencia a sobreestimar ligeramente las resistencias en el caso de ACI y TR-55, si bien debe recordarse que estas normas prescriben coeficientes de eficacia de los encamisados inferiores a los que se han adoptado en los cálculos, según se ha comentado con anterioridad. CNR, en cambio, proporciona unos coeficientes muy similares a los utilizados (0.86 para las fibras de carbono y 0.68 para las de vidrio), aproximando los cálculos con gran

fiabilidad. Respecto del modelo del documento FIB, puede comprobarse que los resultados proporcionados también son muy satisfactorios, bajo las hipótesis de cálculo adoptadas.

Ahora bien, en el caso de las muestras sometidas a temperaturas elevadas, se detectan desviaciones mucho más importantes, aumentando notablemente la dispersión de los resultados. Se observa cómo las guías que mejor predicen el comportamiento de estas series son, claramente, ACI y TR-55, con un nivel de precisión más que aceptable. En cambio, CNR y FIB penalizan significativamente la estimación de la resistencia máxima, proporcionando resultados muy inferiores (entre el 60 - 70% en las series tratadas en horno eléctrico, reduciéndose a un 40 - 60% en las muestras sometidas a fuego real).

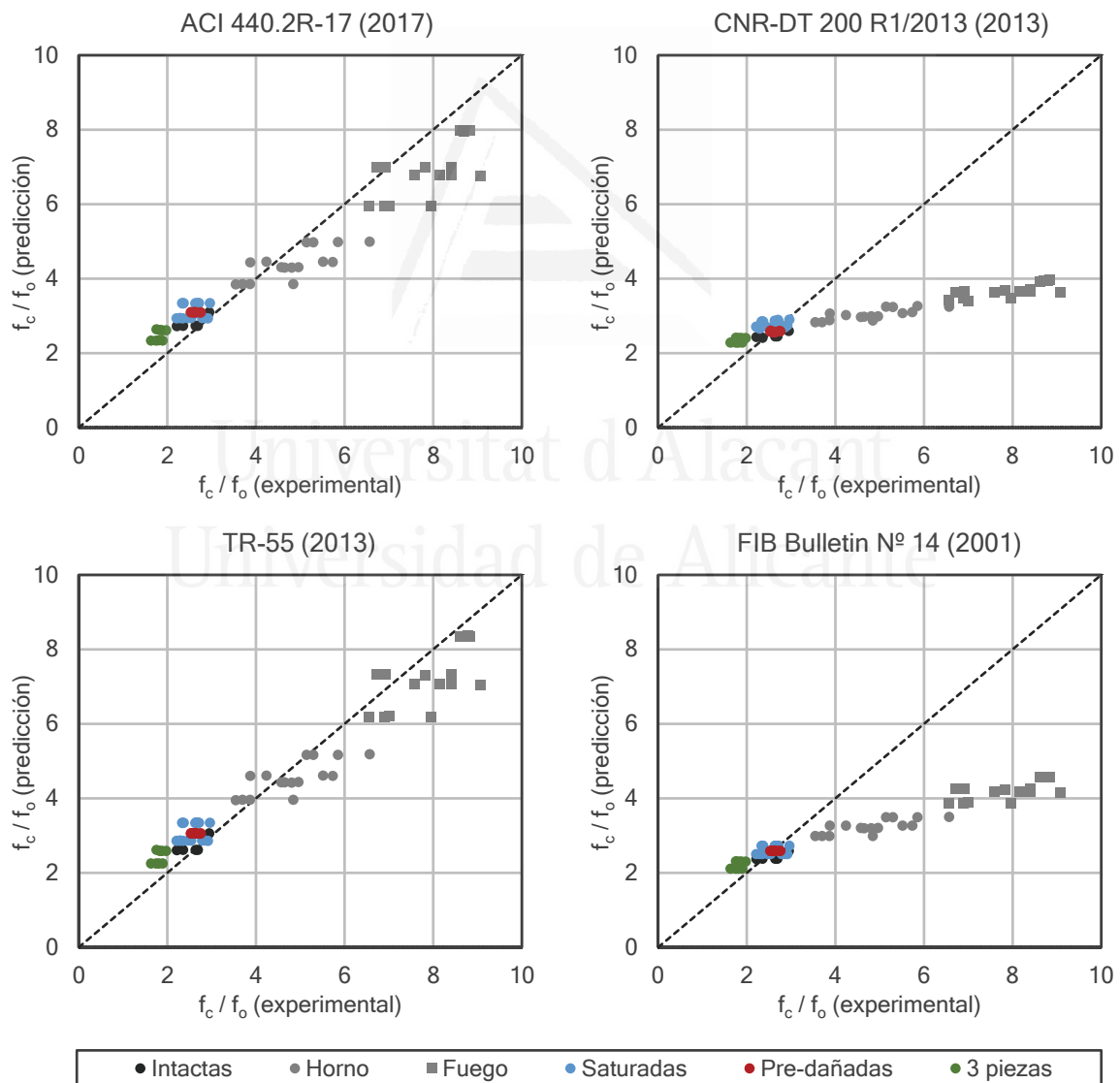


Figura 6.1. Comparación de los resultados experimentales con la predicción de las guías de diseño: resistencia máxima normalizada (f_c/f_0).

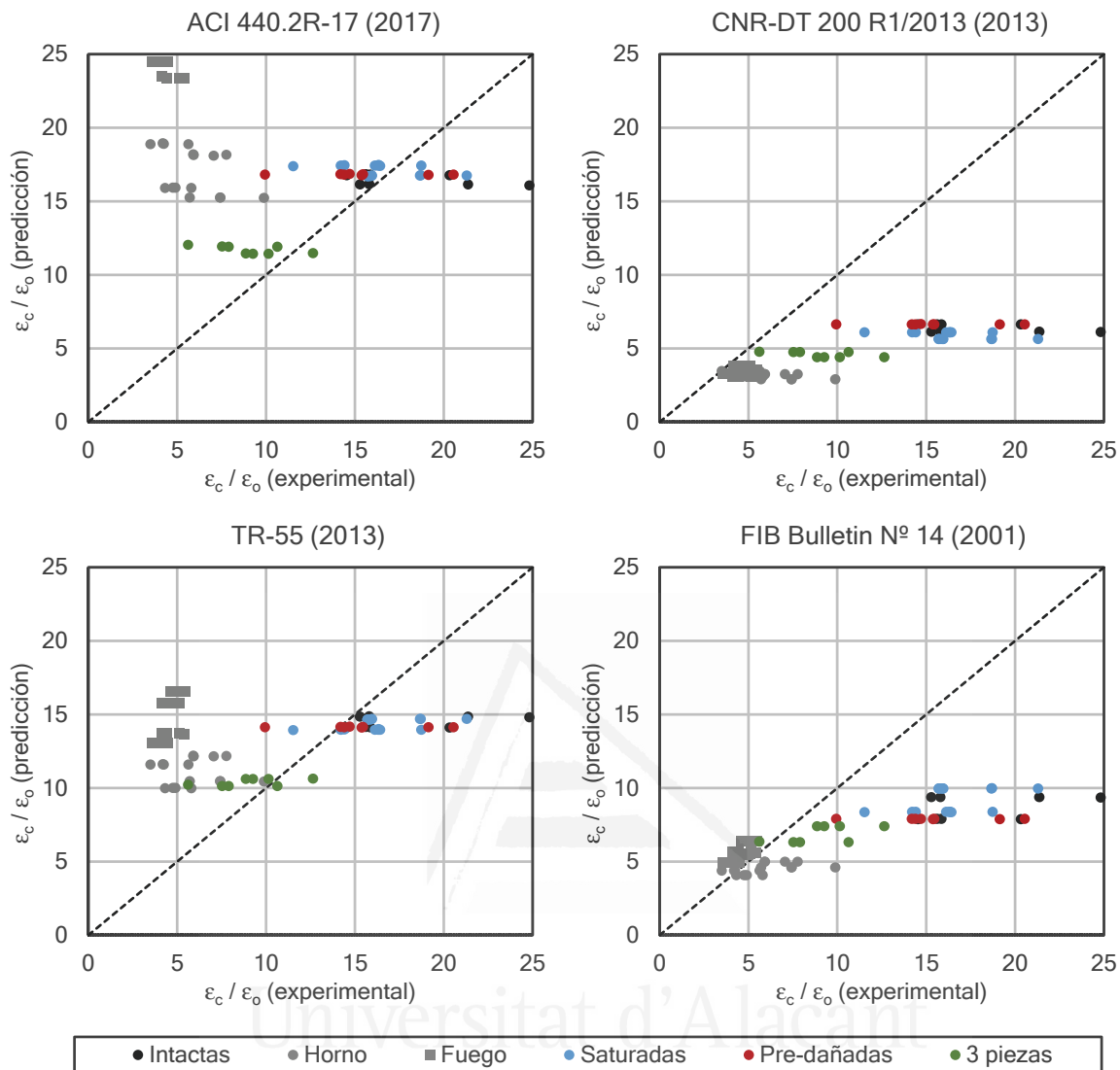


Figura 6.2. Comparación de los resultados experimentales con la predicción de las guías de diseño: deformación de rotura normalizada (ϵ_c/ϵ_o).

Respecto de la estimación de la deformación de rotura (Fig. 6.2) resaltan a primera vista las grandes dispersiones obtenidas, lo que pone de manifiesto que este aspecto todavía no está suficientemente resuelto en las diferentes guías de diseño en el momento actual. De hecho, la propia norma TR-55, consciente de esta limitación, advierte que la predicción de la resistencia máxima se ajustará con razonable precisión a los resultados experimentales, mientras que en la deformación de rotura será previsible un mayor margen de error. La dispersión aumentará a medida que la segunda rama de la curva tensión-deformación describa una pendiente más horizontal, resultando mucho más complicado interpretar la deformación de rotura frente a la resistencia máxima que presentará, lógicamente, menores variaciones.

Analizando en términos generales los diagramas de la Fig. 6.2, se observa que ACI y TR-55 proporcionan resultados similares, si bien parece que la norma británica presenta un mejor ajuste respecto de los valores experimentales, sobre todo en el caso de las muestras sometidas a temperaturas elevadas. En estas series, al igual que ocurría al calcular las resistencias, se aprecia claramente como las probetas expuestas a fuego real sufren las máximas dispersiones. En cualquier caso, resulta evidente que ambas normas sobreestiman en exceso la deformación de rotura de las series sometidas a temperaturas elevadas, por lo que deberían adoptarse coeficientes de seguridad adicionales a la hora de trabajar con los modelos correspondientes.

Respecto del cálculo con los modelos de CNR y FIB, se aprecian valores mucho más reducidos en relación a los resultados experimentales, sobre todo en el caso de la norma italiana. Debe recordarse en este sentido que dicha norma proporciona únicamente una expresión aproximada para el refuerzo elementos de hormigón, que ha sido adaptada para el caso de elementos pétreos en la Ec. (6.25). Sin embargo, resulta curioso comprobar como ambas normas se adaptan con un nivel de precisión más que aceptable a los resultados experimentales en el caso de las series sometidas a temperaturas elevadas, destacando una reducción en las dispersiones muy notable frente a los modelos de ACI y TR-55.

A modo de resumen del estudio comparativo que se ha realizado y como conclusión del presente capítulo, cabría plantearse qué documento resultaría más adecuado para el cálculo del refuerzo de elementos pétreos bajo las diferentes situaciones contempladas en esta tesis doctoral:

- Para el confinamiento de elementos de piedra inalterada, las 4 guías predicen con buen nivel de aproximación la resistencia máxima por lo que, a priori, podría emplearse cualquiera de ellas. Sin embargo, desde el punto de vista de la deformación de rotura, sería aconsejable recurrir a los modelos de ACI o TR-55, si bien habría que tener en cuenta que los resultados presentarían dispersiones importantes, por lo que deberían tomarse con prudencia.
- Para el refuerzo de elementos pétreos sometidos a elevadas temperaturas, que sería por ejemplo la intervención sobre las columnas de una edificación afectada por un incendio, la resistencia máxima debería estimarse preferentemente mediante los

modelos de ACI o TR-55, pues se ha comprobado que las otras dos guías proporcionan valores muy inferiores. En cambio, resultaría mucho más adecuado el cálculo de la deformación de rotura precisamente con los modelos de CNR o FIB pues, en otro caso, podrían obtenerse resultados anormalmente elevados y del lado contrario a la seguridad.

- En el resto de las situaciones que se han estudiado (muestras saturadas, pre-dañadas, reforzadas bajo tensión o en el caso de elementos formados por 3 piezas de piedra con juntas de mortero), se puede realizar un análisis análogo al explicado en las muestras de piedra intacta, pues se han obtenido resultados similares tanto para el cálculo de la resistencia máxima como de la deformación de rotura.

Comentar, por último, que el nivel de incertidumbre que se ha observado al comprobar las grandes variaciones en la estimación de la deformación de rotura no supone en realidad un problema grave a la hora de la aplicación práctica de este tipo de refuerzos. Como se ha apuntado con anterioridad, las guías imponen unos límites para evitar una fisuración excesiva del núcleo que pudiera comprometer la integridad de la pieza reforzada. Por ejemplo, en el caso de ACI y TR-55 este límite queda establecido en $\varepsilon_c \leq 0.01$. Basta repasar las curvas tensión-deformación de todas las series ensayadas para comprobar que esta deformación límite queda muy lejos de la deformación última, por lo que el estudio comparativo en términos de rotura que se realizado en este capítulo debe entenderse únicamente a nivel teórico y, en ningún caso, podrán alcanzarse los valores máximos f_c y ε_c proporcionados por los modelos de cálculo.

7. CONCLUSIONES

7.1. CONCLUSIONES

Se presentan en este capítulo las principales conclusiones que pueden extraerse de la investigación que se ha llevado a cabo. Para ordenar los conceptos se ha considerado adecuado clasificar dichas conclusiones en diferentes apartados, tal y como se detalla a continuación.

7.1.1. Conclusiones generales

- 1) La técnica del confinamiento de elementos comprimidos con materiales compuestos supone una interesante alternativa a los refuerzos tradicionales realizados con acero u hormigón.
- 2) Aunque esta técnica ha sido objeto de numerosas investigaciones durante los últimos años, la inmensa mayoría de los trabajos publicados se han centrado en el refuerzo de elementos de hormigón, siendo mucho más escasas las referencias acerca del confinamiento de piezas de piedra o mampostería.
- 3) Las diferentes guías de diseño que contemplan los refuerzos con este tipo de materiales se han desarrollado para el caso de elementos de hormigón y únicamente la norma italiana CNR-DT 200 R1/2013 (2013) dedica un capítulo a la intervención sobre elementos pétreos o de mampostería, aunque en realidad se basa en los mismos modelos y apenas introduce diferencias sustanciales.

7.1.2. Conclusiones relativas al comportamiento de la piedra sin reforzar

- 4) El material pétreo ha sido sometido a temperaturas de 600 °C en horno eléctrico, empleándose dos procesos de enfriamiento distintos (lento y brusco) a fin de evaluar los efectos del sistema de extinción ante un eventual incendio. Comparando con las propiedades de la piedra inalterada, los resultados muestran descensos importantes en la resistencia (del orden del 40-50%) y, especialmente, en el módulo de elasticidad (con caídas superiores al 80%), sin apreciarse diferencias significativas en cuanto al sistema de enfriamiento empleado.
- 5) También se ha sometido el material a temperaturas elevadas mediante exposición a fuego real en las instalaciones del Consorcio Provincial de Bomberos de la Diputación de Alicante, empleándose igualmente los dos sistemas de enfriamiento descritos en el apartado anterior. Las temperaturas alcanzadas por la piedra, similares a las de las muestras ensayadas en el horno, producen descensos superiores, del orden del 65-70% en la resistencia y por encima del 90% en el módulo de elasticidad. El sistema de enfriamiento empleado tampoco parece influir de manera sustancial en los resultados.
- 6) Puede concluirse, por consiguiente, que la exposición a temperaturas elevadas compromete seriamente la capacidad mecánica de la piedra como podría ser, por ejemplo, el caso de las columnas de una edificación histórica afectada por un incendio. Sin duda alguna, en estas circunstancias, resultará imprescindible plantear el refuerzo de los elementos dañados, pues difícilmente podrán garantizar un nivel de seguridad aceptable.
- 7) El material pétreo también es analizado en estado saturado, pues del estudio de los antecedentes se ha comprobado que la capacidad mecánica de algunas rocas puede verse seriamente comprometida en estas condiciones. En el caso particular de los ejemplares de Piedra de San Julián que se han estudiado en esta tesis, sin embargo, las probetas saturadas no se muestran particularmente afectadas, obteniéndose descensos de apenas el 10% en la resistencia y en el módulo de elasticidad respecto del material seco.

- 8) A la vista de los resultados puede concluirse que, en el caso de elementos de piedra en presencia de humedad (situación habitual en los soportes de los edificios en contacto con el terreno), no parece justificado plantear su refuerzo y las actuaciones deberían enfocarse más bien desde el punto de vista de la eliminación del agua, en la medida de lo posible. Esta afirmación se limita estrictamente al material pétreo empleado en esta tesis y es muy importante insistir nuevamente en la idea de que la resistencia de otras rocas sí puede verse muy comprometida en estado saturado.

7.1.3. Conclusiones relativas al comportamiento de la piedra confinada

- 9) Las probetas confinadas con FRP muestran las curvas tensión-deformación bilineales características de los elementos pétreos o de hormigón reforzados con este tipo de materiales, según se ha observado en la mayoría de las investigaciones publicadas. En la primera fase del ensayo el encamisado permanece en estado pasivo y la piedra se comporta prácticamente como si no hubiera sido reforzada. El mecanismo de confinamiento se activa con la fisuración del núcleo y la expansión lateral del mismo, que queda coartada por el material compuesto, desarrollándose una segunda rama aproximadamente recta hasta la rotura de la pieza.
- 10) En términos generales, el agotamiento de las probetas confinadas viene determinado por el fallo del encamisado, produciéndose una rotura brusca y de carácter explosivo, algo más violenta en el caso de las fibras de carbono. Los tejidos muestran líneas de rotura perpendiculares a las fibras y el material pétreo del núcleo se presenta fuertemente disgregado.
- 11) El confinamiento con FRP incrementa entre 2.5 y 3 veces la resistencia de la piedra intacta, sin observarse diferencias sustanciales entre los encamisados de fibras de carbono o vidrio. La principal razón se debe al gramaje de los tejidos empleados (300 y 900 g/m² respectivamente), por lo que la menor capacidad mecánica de las fibras de vidrio queda compensada al aumentar su densidad.
- 12) Las probetas sometidas a temperaturas elevadas muestran un comportamiento muy similar tras el refuerzo, independientemente del tratamiento térmico y del sistema de enfriamiento empleado. En líneas generales, las tensiones de rotura resultan del

mismo orden que las obtenidas en las series equivalentes con piedra intacta, por lo que parece que la respuesta de las piezas confinadas queda gobernada principalmente por las características del encamisado y no por el nivel de daño que pueda haber sufrido el núcleo.

- 13) Respecto de las probetas de piedra saturada, se observa un comportamiento muy similar al de la piedra intacta, si bien parece detectarse una ligera merma de resistencia. Respecto del orden de ejecución de los refuerzos (antes o después de la saturación de la piedra), no parece que tenga una influencia apreciable en los resultados, por lo que puede concluirse que la resina epoxi desarrolla la misma capacidad resistente tanto en ambiente seco como en presencia de humedad.
- 14) También se han ensayado probetas pre-dañadas y reforzadas bajo tensión, con niveles de precarga del 50 y el 75% respecto de la tensión de rotura de la piedra intacta. Los resultados muestran un comportamiento idéntico al de las muestras equivalentes sin precarga, lo que permite extrapolar con garantías las conclusiones de los ensayos realizados en el laboratorio a las condiciones de una edificación real donde, en general, resultará complicado descargar los soportes y los refuerzos se aplicarán siempre bajo un determinado estado tensional.
- 15) Respecto del tamaño de las probetas, se ha observado una menor capacidad de los refuerzos en las piezas de mayor diámetro. Los resultados confirman que el efecto del confinamiento es inversamente proporcional al diámetro del elemento reforzado, aunque también se ha constatado que la eficacia de los encamisados se reduce a medida que aumentan las dimensiones de las muestras.
- 16) Desde el punto de vista de la deformación de rotura de las piezas confinadas, los encamisados con FRP proporcionan incrementos muy considerables, ligeramente superiores en el caso de las fibras de vidrio. En términos relativos, los mayores incrementos se obtienen en las muestras de piedra intacta, con deformaciones de rotura que llegan a multiplicar casi por 20 los valores de las probetas no reforzadas. En términos absolutos, las deformaciones últimas resultan del mismo orden, independientemente del tratamiento al que haya sido sometido el material pétreo, observándose de nuevo valores más reducidos en las probetas de mayor diámetro.

- 17) Todas las conclusiones expuestas hasta el momento se refieren a los refuerzos de FRP con tejidos unidireccionales de fibras de carbono o vidrio. Mención aparte requieren los encamisados con tejidos cuadriaxiales, que han mostrado una capacidad de confinamiento mucho más limitada. Evidentemente, estos productos no resultan adecuados para plantear este tipo de refuerzos, pues una buena parte de las fibras que componen el tejido se desperdician al no quedar orientadas en la dirección perpendicular a la probeta.
- 18) Respecto de los refuerzos con FRCM, se han mostrado soluciones muy poco eficaces para mejorar la capacidad mecánica de los elementos pétreos por confinamiento. Los incrementos de resistencia obtenidos no alcanzan el 20% en ningún caso, margen lo suficientemente pequeño para que la propia dispersión de un material natural como la piedra impida valorar si realmente se ha conseguido alguna mejora por efecto del encamisado. En principio, no estaría justificado desde ningún punto de vista plantear soluciones de refuerzo por confinamiento con los morteros y mallas empleados en esta tesis. Estos productos están destinados principalmente a otras situaciones, aplicados por ejemplo a nivel superficial para la estabilización o refuerzo de elementos como muros o bóvedas.
- 19) Comentar, finalmente, que el módulo de elasticidad del material pétreo apenas se ve afectado por la presencia del encamisado en la mayoría de los casos. La primera rama del diagrama bilineal muestra idéntico trazado al de la piedra sin confinar, pues el encamisado permanece desactivado hasta que no se produce la fisuración del núcleo.
- 20) Sin embargo, y como excepción a lo comentado en el punto anterior, sí se observa una clara mejora del módulo de elasticidad en las muestras sometidas a temperaturas elevadas. El efecto de la temperatura es crucial en esta propiedad de la piedra y, ante un material tan dañado, el encamisado parece activarse desde la misma puesta en carga de la probeta, duplicándose el módulo de elasticidad respecto de las series equivalentes sin refuerzo. En cualquier caso, debe tenerse en cuenta que el módulo de elasticidad original de la piedra intacta no puede ser recuperado, circunstancia que deberá ser considerada a la hora de proyectar un refuerzo en una edificación real afectada por un incendio, a efectos del cumplimiento de los estados límite de servicio.

7.1.4. Conclusiones relativas a los modelos de las guías de diseño

- 21) Se han analizado los modelos de confinamiento propuestos por las principales guías de diseño disponibles, calculándose las tensiones y deformaciones de rotura y comparándose con los resultados obtenidos experimentalmente. En líneas generales, puede concluirse que las guías predicen la tensión de rotura con un buen nivel de aproximación en la mayoría de los casos, aunque la estimación de la deformación de rotura presenta mayor incertidumbre y notables dispersiones.
- 22) Para el confinamiento de elementos de piedra inalterada, las 4 guías permiten obtener la resistencia máxima con precisión. Sin embargo, desde el punto de vista de la deformación de rotura, se ha comprobado que los modelos de ACI 440.2R-17 (2017) y TR-55 (2013) presentan los mejores resultados, aunque deberían tomarse con prudencia, pues las dispersiones obtenidas son elevadas.
- 23) En el caso de las muestras sometidas a temperaturas elevadas, los modelos de ACI 440.2R-17 (2017) y TR-55 (2013) aproximan de manera aceptable la tensión de rotura, mientras que las otras dos guías proporcionan valores muy inferiores. Sin embargo, son los modelos de CNR-DT 200 R1/2013 (2013) y FIB Bulletin N° 14 (2001) los que ajustan con mayor precisión la deformación de rotura, presentando el resto de los documentos datos anormalmente elevados y del lado contrario a la seguridad.
- 24) En el resto de las situaciones que se han estudiado (muestras saturadas, pre-dañadas, reforzadas bajo tensión o en el caso de elementos formados por 3 piezas con juntas de mortero), se han obtenido resultados similares a los de la piedra intacta, tanto en el cálculo de la resistencia máxima como en la deformación de rotura.

7.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Para concluir este trabajo, se proponen finalmente algunas líneas de investigación que podrían constituir la base de otros estudios en el futuro:

- **Análisis del comportamiento de otros materiales pétreos** de uso frecuente en la construcción como los granitos, los mármoles o algunas rocas sedimentarias distintas de la Piedra de San Julián.

- **Estudio de elementos de piedra de sección cuadrada o rectangular**, pues se ha comprobado que la capacidad de los encamisados se reduce drásticamente respecto de las piezas cilíndricas ensayadas en esta tesis. Análisis de la influencia del radio de curvatura de las esquinas en el mecanismo de confinamiento.
- **Estudio detallado del factor de escala**. Aunque en esta investigación se ha trabajado con piezas de distinto diámetro, es necesario señalar las reducidas dimensiones de las probetas empleadas en comparación con el tamaño de un soporte de piedra en una edificación real. Se ha constatado que la eficacia de los encamisados desciende a medida que aumenta el diámetro del elemento reforzado, por lo que sería interesante trabajar con piezas de mayor tamaño o incluso a escala real.
- **Niveles de confinamiento variables**. En esta tesis se ha trabajado únicamente con una capa de FRP como material de refuerzo (aunque en el caso del confinamiento con FRCM sí se han empleado soluciones con 1 o 3 capas), por lo que resultaría interesante poder estudiar la eficacia de los encamisados en función de su espesor.
- **Refuerzos parciales**. Del estudio de los antecedentes, se ha comprobado que los encamisados discontinuos en forma de bandas horizontales separadas entre sí pueden resultar casi tan eficaces como los continuos, en función de la anchura y separación de dichas bandas. Esta solución se considera muy adecuada para el refuerzo de elementos pétreos pues, además de un ahorro de material, el zunchado con bandas discontinuas permitirá la transpiración de la piedra del núcleo, cuestión fundamental en caso de elementos expuestos a la humedad.
- **Estudio de nuevos materiales de refuerzo**. Aunque en este trabajo se han empleado la mayoría de los productos existentes en el mercado en el momento actual, la investigación en el campo de los materiales compuestos ofrece continuamente nuevas soluciones que pueden resultar muy interesantes. En el capítulo 2 se ha explicado el potencial que ofrecen las aleaciones con memoria de forma (SMA, del inglés *Shape Memory Alloys*) con las que se pueden conseguir confinamientos activos. En el caso de los refuerzos con FRCM, se ha comprobado como la capacidad de los encamisados puede mejorarse empleando otros materiales de mejores prestaciones mecánicas, como las mallas de Zylon.

- **Estudio detallado de los modelos de confinamiento.** Esta tesis se ha planteado con carácter fundamentalmente experimental y únicamente se han analizado los modelos de confinamiento propuestos por las guías de diseño. Sin embargo, la producción científica en este sentido es muy amplia, especialmente para el caso de los elementos de hormigón, por lo que resultaría interesante el estudio de los diferentes modelos publicados y su particularización al confinamiento de los materiales pétreos ⁽¹⁾.
- **Evaluación del coeficiente de eficacia de los encamisados (k_ϵ).** Se ha comprobado que este parámetro tiene una influencia muy importante en los cálculos y que no existe un criterio claro para establecer su valor en los diferentes modelos de confinamiento y guías de diseño, por lo que se considera importante poder ampliar el análisis de dicho coeficiente en futuras investigaciones.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

⁽¹⁾ En esta tesis no se ha propuesto un modelo de confinamiento porque, a pesar del número de probetas ensayadas, no se dispone de suficientes datos experimentales.

Por ejemplo, para establecer el criterio de la tensión de rotura de las piezas confinadas, generalmente se adopta la formulación clásica presentada hace casi un siglo por Richart, Brandtzaeg y Brown (1928 y 1929):

$$\frac{f_{mc}}{f_{mo}} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f_{mo}}$$

Para ello basta representar en un gráfico los resultados f_{mc}/f_{mo} frente a f_l/f_{mo} y determinar la relación lineal entre ambos.

Sin embargo, para poder calcular una línea de tendencia clara es necesario trabajar con distintos tipos de material pétreo o de refuerzo, niveles de confinamiento variables o probetas de diferentes tamaños, pues de lo contrario se obtiene una nube de puntos más o menos concentrada que no permite determinar dicha tendencia.

Se sugiere para futuras investigaciones, y en la medida que los resultados experimentales lo permitan, profundizar en esta materia e intentar formular un modelo que represente con la máxima precisión posible el comportamiento de los materiales pétreos confinados con materiales compuestos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COMUNICACIONES CIENTÍFICAS, MONOGRAFÍAS Y TESIS DOCTORALES

A

ACHE, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. (2016). *Monografía M-29: refuerzo de pilares de hormigón armado*. Grupo de trabajo 5/7, "Refuerzo de pilares".

Aiello, M.A.; Micelli, F.; Valente, L. (2007). *Structural upgrading of masonry columns by using composite reinforcements*. *Journal of Composites for Construction*, 11 (6), 650-658.

Aiello, M.A.; Micelli, F.; Valente, L. (2009). *FRP confinement of square masonry columns*. *Journal of Composites for Construction*, 13 (2), 148-158.

B

Bisby, L.A.; Chen, J.F.; Li, S.Q.; Stratford, T.J.; Cueva, N.; Crossling, K. (2011). *Strengthening fire-damaged concrete by confinement with fibre-reinforced polymer wraps*. *Engineering Structures*, 33 (12), 3381–3391.

Brotons, V.; Ivorra, S.; Martínez-Martínez, J.; Tomás, R.; Benavente, D. (2013). *Estudio de la fluencia de una calcarenita: la Piedra de San Julián (Alicante)*. *Materiales de Construcción*, 63 (312), 581-595.

Brotons, V.; Tomás, R.; Ivorra, S.; Alarcón, J.C. (2013). *Temperature influence on the physical and mechanical properties of a porous rock: San Julian's calcarenite*. *Engineering Geology*, 167, 117-127.

Brotons, V.; Tomás, R.; Ivorra, S. (2014). *A calcarenite exposed to true fire conditions: a methodological proposal*. Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses - Proceedings of EUROCK 2014, ISRM European Regional Symposium, 1181-1184.

Brotons, V.; Tomás, R.; Ivorra, S.; Grediaga, A. (2014). *Relationship between static and dynamic elastic modulus of calcarenite heated at different temperatures: the San Julián's stone*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73 (3), 791-799.

Brotons, V.; Tomás, R.; Ivorra, S.; Grediaga, A.; Martínez-Martínez, J.; Benavente, D.; Gómez-Heras, M. (2016). *Improved correlation between the static and dynamic elastic modulus of different types of rocks*. Materials and Structures, 49 (8), 3021-3037.

C

Carey, S.A.; Harries, K.A. (2005). *Axial behavior and modeling of confined small, medium, and large-scale circular sections with carbon fiber-reinforced polymer jackets*. ACI Structural Journal, 102 (4), 596-604.

Chakrabarti, B.; Yates, T.; Lewry, A. (1996). *Effects of fire damage on natural stonework in buildings*. Construction and Building Materials, 10 (7), 539-544.

Colajanni, P.; De Domenico, F.; Recupero, A.; Spinella, N. (2014). *Concrete columns confined with fibre reinforced cementitious mortars: Experimentation and modelling*. Construction and Building Materials, 52, 375-384.

D

De Caso y Basalo, F.J.; Matta, F.; Nanni, A. (2012). *Fiber reinforced cement-based composite system for concrete confinement*. Construction and Building Materials, 32, 55-65.

Di Ludovico, M.; Prota, A.; Manfredi, G. (2010). *Structural upgrade using basalt fibers for concrete confinement*. Journal of Composites for Construction, 14 (5), 541-552.

E

Erguler, Z.A.; Ulusay, R. (2009). *Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46 (2), 355-370.

F

Faella, C.; Martinelli, E.; Paciello, S.; Camorani, G.; Aiello, M.A.; Micelli, F.; Nigro, E. (2011). *Masonry columns confined by composite materials: experimental investigation*. Composites Part B: Engineering, 42 (4), 692-704.

Ferrotto, M.F.; Fischer, O.; Niedermeier, R. (2017). *Experimental investigation on the compressive behavior of short-term preloaded carbon fiber reinforced polymer-confined concrete columns*. Structural Concrete, article in press.

G

Gomez-Heras, M.; McCabe, S.; Smith, B.J.; Fort, R. (2009). *Impacts of fire on stone-built heritage: an overview*. Journal of Architectural Conservation, 15 (2), 47-58.

González-Gómez, W.S.; Quintana, P.; May-Pat, A.; Avilés, F.; May-Crespo, J.; Alvarado-Gil, J.J. (2015). *Thermal effects on the physical properties of limestones from the Yucatan Peninsula*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 75, 182-189.

H

Hajpál, M. (2002). *Changes in sandstones of historical monuments exposed to fire or high temperature*. Fire Technology, 38, 373-382.

Hawkins, A.B.; McConnell, B.J. (1992). *Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content*. Quarterly Journal of Engineering Geology, 25, 115-130.

I

Institut d'Estudis Estructurals (IEE). (2014). *Monográfico 1: la fibra de carbono en refuerzos de estructuras de hormigón*.

Ivorra, S.; Irlés, R.; Estevan, L.; Adam, J.M.; Pallarés, F.J.; Ferrer, B. (2010). *Drucker-Prager yield criterion application to study the behavior of CFRP confined concrete under compression*. 37th IAHS World Congress on Housing: Design, Technology, Refurbishment and Management of Buildings. Santander, Spain.

Ivorra, S.; Estevan, L.; Adam, J.M. (2013). *Experimental study of axial stress-strain relationship of cylindrical concrete elements confined by CFRP under a maintained preload*. 2nd Workshop on The New Boundaries of Structural Concrete, Università Politecnica delle Marche – ACI Italy Chapter, Ancona (Italy).

K

Koca, M.Y.; Ozden, G.; Yavuz, A.B.; Kincal, C.; Onargan, T.; Kucuk, K. (2006). *Changes in the engineering properties of marble in fire-exposed columns*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43 (4), 520-530.

Kumari, W.G.P.; Ranjith, P.G.; Perera, M.S.A.; Chen, B.K.; Abdulagatov, I.M. (2017). *Temperature-dependent mechanical behaviour of Australian Strathbogie granite with different cooling treatments*. Engineering Geology, 229, 31-44.

L

Lam, L.; Teng, J.G. (2003). *Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete*. Construction and Building Materials, 17 (6-7), 71-489.

Lam, L.; Teng, J.G. (2004). *Ultimate condition of fiber reinforced polymer-confined concrete*. Journal of Composites for Construction, 8 (6), 539-548.

Lenwari, A.; Rungamornrat, J.; Woonprasert, S. (2016). *Axial compression behavior of fire-damaged concrete cylinders confined with CFRP sheets*. Journal of Composites for Construction, 20 (5), 04016027.

Louis, M. (1988). *Historia, aplicaciones, comportamiento y formas de protección, de las areniscas y calizas utilizadas en la arquitectura alicantina*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Departamento de Construcciones Arquitectónicas.

Louis, M.; García del Cura, M.A.; Spairani, Y.; de Blas, D. (2001). *Los Palacios Civiles de la calle Gravina de Alicante: las piedras utilizadas en su construcción y su alteración por sales*. Materiales de Construcción, 51 (262), 23-37.

M

Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 114 (8), 1804-1826.

Micelli, F.; Angiuli, R.; Corvaglia, P.; Aiello, M.A. (2014). *Passive and SMA-activated confinement of circular masonry columns with basalt and glass fibers composites*. Composites Part B: Engineering, 67, 348-362.

Minafò, G.; D'Anna, J.; Cucchiara, C.; Monaco, A.; La Mendola, L. (2017). *Analytical stress-strain law of FRP confined masonry in compression: Literature review and design provisions*. Composites Part B: Engineering, 115, 160-169.

Mirmiran, A.; Shahawy, M. (1997). *Behavior of concrete columns confined by fiber composites*. Journal of Structural Engineering, 123 (5), 583-590.

Mirmiran, A.; Shahawy, M.; Samaan, M.; El Echary, H.; Mastrapa, J.C.; Pico, O. (1998). *Effect of column parameters on FRP-confined concrete*. Journal of Composites for Construction, 2 (4), 175-185.

N

Nanni, A.; Bradford, N.M. (1995). *FRP jacketed concrete under uniaxial compression*. Construction and Building Materials, 9 (2), 115-124.

O

Ozbakkaloglu, T.; Lim, J.C.; Vincent, T. (2013). *FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress-strain models*. Engineering Structures, 49, 1068-1088.

Ozguven, A.; Ozcelik, Y. (2014). *Effects of high temperature on physico-mechanical properties of Turkish natural building stones*. Engineering Geology, 183, 127-136.

P

Peng, J.; Rong, G.; Cai, M.; Yao, M.-D.; Zhou, C.-B. (2016). *Physical and mechanical behaviors of a thermal-damaged coarse marble under uniaxial compression*. Engineering Geology, 200, 88-93.

Pessiki, S.; Harries, K.A.; Kestner, J.T.; Sause, R.; Ricles, J.M. (2001). *Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets*. Journal of Composites for Construction, 5 (4), 237-245.

R

Regalado, F. (1999). *Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación*. Biblioteca Técnica de Cype Ingenieros.

Regalado, F.; Gisbert, J.; Lloret, V. (2016). *Estudio teórico-práctico de pilares y sus patologías: el caso particular de los pilares de Lorca tras el sismo de 2011*. Bellisco Ediciones.

Richart, F.E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.L. (1928). *A study of failure of concrete under combined compressive stresses*. Bulletin 185, University of Illinois Engineering Experimental Station.

Richart, F.E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.L. (1929). *The failure of plain and spiral reinforced concrete in compression*. Bulletin 190, University of Illinois Engineering Experimental Station.

S

Saafi, M.; Toutanji, H.A.; Li, Z. (1999). *Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes*. ACI Materials Journal, 96 (4), 500-509.

Sciolti, M.S.; Aiello, M.A.; Frigione, M. (2012). *Influence of water on bond behavior between CFRP sheet and natural calcareous stones*. Composites Part B: Engineering, 43 (8), 3239-3250.

Spoelstra, M.R.; Monti, G. (1999). *FRP-confined concrete model*. Journal of Composites for Construction, 3 (3), 143-150.

T

Teng, J.G.; Jiang, T.; Lam, L.; Luo, Y.Z. (2009). *Refinement of a design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete*. Journal of Composites for Construction, 13 (4), 269-278.

Török, Á.; Vásárhelyi, B. (2010). *The influence of fabric and water content on selected rock mechanical parameters of travertine, examples from Hungary*. Engineering Geology, 115 (3-4), 237-245.

Toutanji, H.A. (1999). *Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets*. ACI Materials Journal, 96 (3), 397-404.

Toutanji, H.A. (1999). *Durability characteristics of concrete columns confined with advanced composite materials*. Composite Structures, 44, (2-3), 155-161.

Triantafillou, T.C.; Papanicolaou, C.G.; Zissimopoulos, P.; Laourdekis, T. (2006). *Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets*. ACI Structural Journal, 103 (1), 28-37.

V

Vásárhelyi, B.; Ván, P. (2006). *Influence of water content on the strength of rock*. Engineering Geology, 84 (1-2), 70-74.

Verstryngge, E.; Adriaens, R.; Elsen, J.; Van Balen, K. (2014). *Multi-scale analysis on the influence of moisture on the mechanical behavior of ferruginous sandstone*. Construction and Building Materials, 54, 78-90.

W

Wang, L.M.; Wu, Y.F. (2008). *Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test*. Engineering Structures, 30 (2), 493-505.

Witzany, J.; Zigler, R. (2015). *Failure mechanism of compressed reinforced and non-reinforced stone columns*. Materials and Structures, 48 (5), 1603-1613.

Wu, G.; Wang, Y.; Swift, G.; Chen, J. (2013). *Laboratory investigation of the effects of temperature on the mechanical properties of sandstone*. Geotechnical and Geological Engineering, 31 (2), 809-816.

Wu, Y.F.; Yun, Y.; Wei, Y.; Zhou, Y. (2014). *Effect of predamage on the stress-strain relationship of confined concrete under monotonic loading*. Journal of Structural Engineering, 140 (12), 04014093.

Z

Zhou, Z.; Cai, X.; Cao, W.; Li, X.; Xiong, C. (2016). *Influence of water content on mechanical properties of rock in both saturation and drying processes*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 49 (8), 3009-3025.

NORMATIVA, REGLAMENTOS Y GUÍAS DE DISEÑO

AC125 (2014). *Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using externally bonded fiber-reinforced polymer (FRP) composite systems*. ICC Evaluation Service.

AC434 (2017). *Acceptance criteria for masonry and concrete strengthening using fabric-reinforced cementitious matrix (FRCM) and steel reinforced grout (SRG) composite systems*. ICC Evaluation Service.

ACI 440.2R-17 (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute (ACI).

ACI 549.4R-13 (2013). *Guide to design and construction of externally bonded fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for repair and strengthening concrete and masonry structures*. American Concrete Institute (ACI).

ASTM D2845-08 (2008). *Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock*. ASTM International.

ASTM D3039 / D3039M-17 (2017). *Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials*. ASTM International.

ASTM D7565 / D7565M-10 (2017). *Standard test method for determining tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composites used for strengthening of civil structures*. ASTM International.

CNR-DT 200 R1/2013 (2013). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, National Research Council, Roma, Italy (CNR).

FIB Bulletin N° 14 (2001). *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. Fédération Internationale du Béton (FIB).

FIB Bulletin N° 35 (2006). *Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs*. Fédération Internationale du Béton (FIB).

Guide to Composites. Gurit Composite Technologies (2017).

TR-55 (2103). *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*. Concrete Society, UK.

UNE 22950-1 (1990). *Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia. Parte 1: resistencia a la compresión uniaxial*. AENOR.

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 del coeficiente de Poisson*. AENOR.

UNE-EN 1936 (2007). *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la densidad real y aparente y de la porosidad abierta y total*. AENOR.

UNE 66040 (2003). *Interpretación estadística de los resultados de un ensayo. Estimación de la media. Intervalo de confianza*. AENOR.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

ANEJO 1: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

Se resumen en el presente anejo los resultados obtenidos en todos y cada uno de los ensayos que se han realizado. Para cada serie de probetas se presenta una ficha organizada en doble página, en la que se incluye la siguiente información:

- En una primera tabla se describe el tipo de probeta y el sistema de confinamiento empleado, así como el tratamiento al que ha sido sometida la piedra, en su caso.
- A continuación, se aportan las curvas tensión-deformación, tanto longitudinal como transversal, correspondientes a las 4 probetas que integran cada serie. En color azul se representan las series equivalentes sin tratamiento o sin refuerzo, según el caso, a fin de permitir su visualización de manera conjunta.
- Seguidamente se incluye una segunda tabla en la que se indica la geometría de las probetas y los resultados proporcionados por el ensayo de compresión uniaxial:

d	diámetro de la probeta (mm)
h	altura de la probeta (mm)
f_{mo}	tensión de rotura de la piedra sin reforzar (MPa)
f_{mc}	tensión de rotura de la piedra confinada (MPa) ⁽¹⁾
ε_{mo}	deformación de rotura de la piedra sin reforzar (longitudinal)
ε_{mc}	deformación de rotura de la piedra confinada (longitudinal) ⁽¹⁾

$\varepsilon_{mo,t}$ deformación de rotura de la piedra sin reforzar (transversal)

$\varepsilon_{mc,t}$ deformación de rotura de la piedra confinada (transversal) ⁽¹⁾

E_{st} módulo de elasticidad estático (MPa) ⁽²⁾

ν_{st} coeficiente de Poisson estático ⁽²⁾

- En una tercera tabla se resumen los resultados proporcionados por el ensayo de ultrasonidos, en las series en las que se han realizado estos ensayos, tanto antes como después del tratamiento al que haya sido sometida la piedra:

ρ_b densidad aparente de la piedra (kg/m³)

ρ_{sat} densidad de la piedra saturada, solo en las series 16 a 20 (kg/m³) ⁽³⁾

V_p velocidad de propagación de la onda longitudinal P (km/s)

V_s velocidad de propagación de la onda transversal S (km/s)

E_{dyn} módulo de elasticidad dinámico (MPa) ⁽⁴⁾

ν_{dyn} coeficiente de Poisson dinámico ⁽⁴⁾

- Finalmente se incluyen 4 fotografías en las que se muestra la rotura de las 4 probetas en cada serie ensayada.

Observaciones:

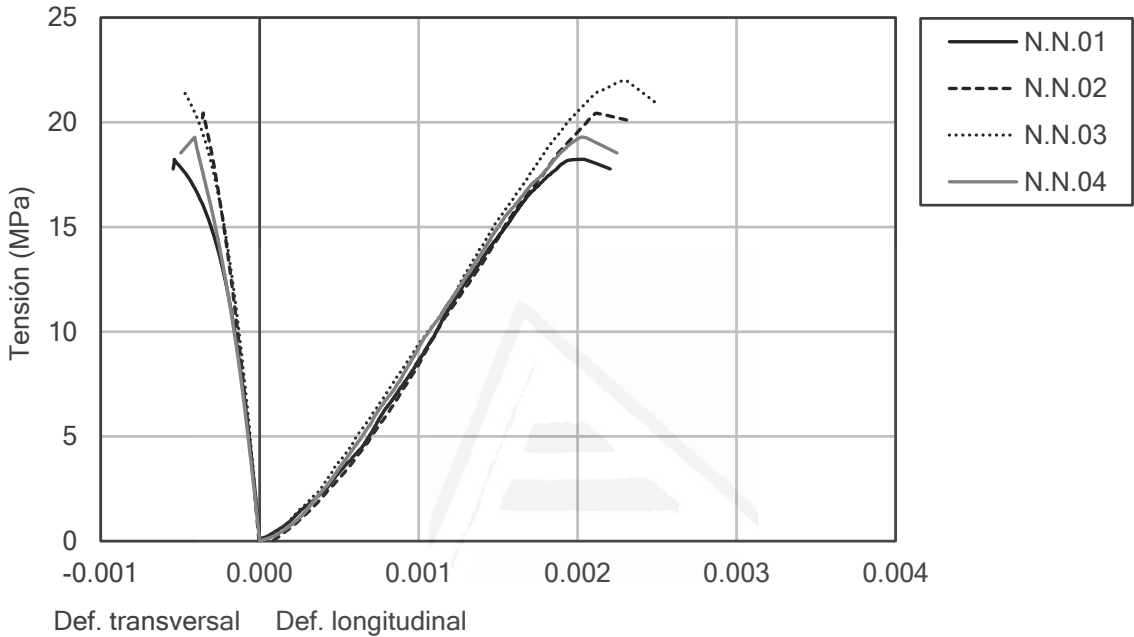
- ⁽¹⁾ El concepto de rotura de la pieza confinada no siempre resulta claro, estableciéndose diferentes criterios en las distintas investigaciones publicadas. En el caso del confinamiento con FRP la rotura es, en general, brusca y de carácter explosivo, lo que se traduce en un punto definido de forma nítida en la curva tensión-deformación. Sin embargo, en el caso del FRCM (aunque también ha ocurrido en las probetas reforzadas con tejido cuadriaxial de fibra de vidrio y resina epoxi), se obtienen ramas descendentes tras los picos de tensión máxima. En estos casos se adopta como criterio de rotura el definido por Triantafyllou et al. (2006), considerándose una de las siguientes situaciones:

- la rotura se corresponde con el punto en el que la segunda rama del diagrama presenta un punto de caída más o menos claro

- en caso de no apreciarse dicha caída, la rotura se considera en el punto en que la tensión sufre un descenso superior al 20% respecto del máximo valor alcanzado.
- (2) El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson estáticos se determinan a partir de la pendiente media de la porción aproximadamente recta de la curva tensión-deformación, según el procedimiento de la norma UNE 22950-3 (1990). En el caso de las probetas confinadas, se adopta la pendiente en torno al punto medio de la rama inicial del diagrama bilineal.
- (3) No se incluye en ningún caso el peso del encamisado de FRP, por lo que en las series reforzadas antes de la saturación se ha estimado su valor y se ha descontado al obtener las pesadas de las muestras recién extraídas de la campana de vacío.
- (4) El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson dinámicos se obtienen a partir de la velocidad de propagación de las ondas ultrasónicas y la densidad del material pétreo (ρ_b o ρ_{sat}), siguiéndose las indicaciones de la norma ASTM D2845-08 (2008).

SERIE 01: N.N.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Sin tratamiento



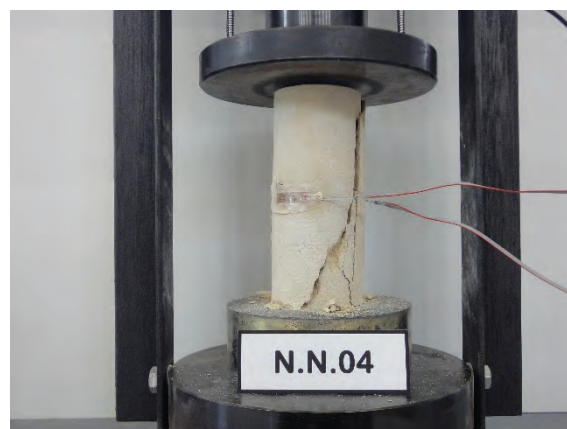
ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mo} (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
N.N.01	71.6	180.9	18.23	0.00202	0.00054	12330	0.24
N.N.02	71.6	180.9	20.43	0.00212	0.00036	12174	0.19
N.N.03	71.5	176.0	21.99	0.00229	0.00048	11314	0.19
N.N.04	71.5	180.8	19.29	0.00203	0.00050	11616	0.24
Media	-	-	19.99	0.00212	0.00047	11859	0.22
Desv.	-	-	1.61	0.00013	0.00008	475	0.03
CV	-	-	8.07%	6.04%	16.50%	4.01%	13.43%

Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento ⁽¹⁾				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.N.01	1952	3.31	2.00	19306	0.21	-	-	-	-	-
N.N.02	1972	3.30	1.99	19341	0.21	-	-	-	-	-
N.N.03	1986	3.37	2.00	19903	0.23	-	-	-	-	-
N.N.04	2019	3.48	2.02	20971	0.25	-	-	-	-	-
Media	1982	3.37	2.00	19880	0.23	-	-	-	-	-
Desv.	28	0.08	0.01	777	0.01	-	-	-	-	-
CV	1.41%	2.48%	0.68%	3.91%	6.63%	-	-	-	-	-

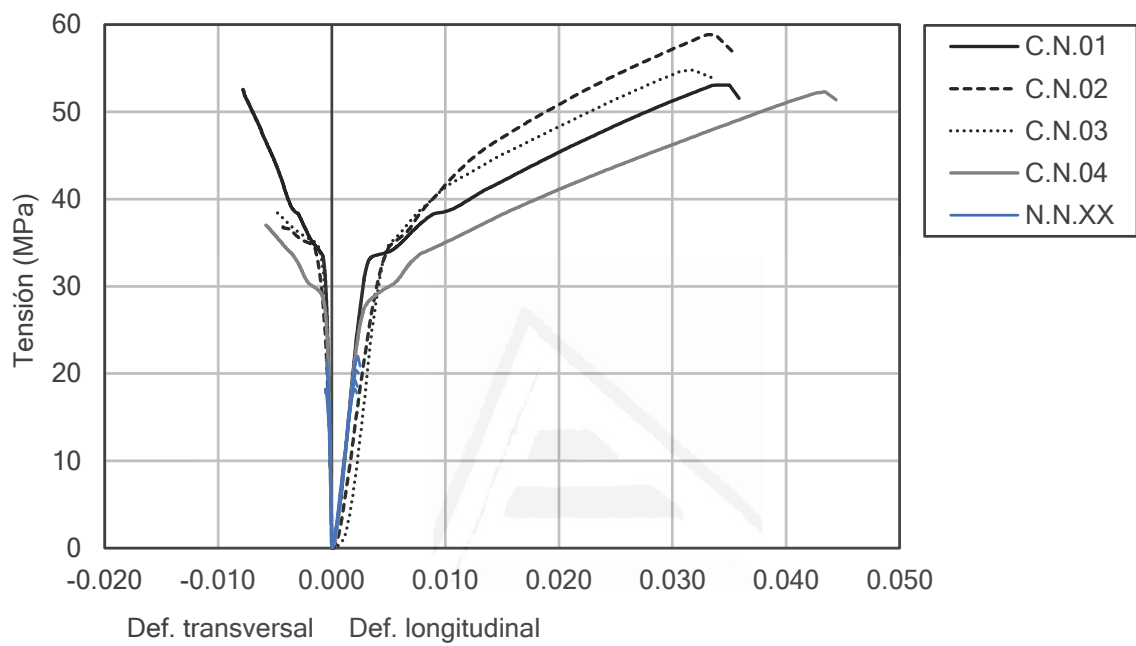
Observaciones

⁽¹⁾ La piedra no ha sido sometida a ningún tratamiento en esta serie.



SERIE 02: C.N.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Sin tratamiento



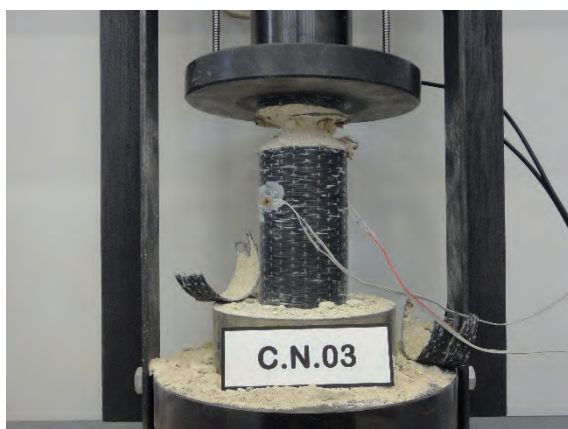
ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
C.N.01	71.4	175.6	53.04	0.03353	0.00783	14433	0.22
C.N.02	71.3	180.5	58.86	0.03304	(1)	9446	0.27
C.N.03	71.6	180.7	54.68	0.03075	(1)	11939	0.22
C.N.04	71.6	175.6	52.22	0.04298	(1)	13127	0.21
Media	-	-	54.70	0.03508	(1)	12236	0.23
Desv.	-	-	2.95	0.00541	(1)	2121	0.03
CV	-	-	5.40%	15.42%	(1)	17.33%	11.63%

Observaciones
 (1) La mayoría de las galgas extensométricas dejan de proporcionar lecturas coherentes a tensiones por encima de 36 MPa (aprox.), por lo que no se pueden obtener estos datos.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento ⁽¹⁾				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.N.01	2007	3.45	2.00	20477	0.25	-	-	-	-	-
C.N.02	2006	3.16	1.92	18140	0.21	-	-	-	-	-
C.N.03	2008	3.49	2.08	21739	0.22	-	-	-	-	-
C.N.04	1994	3.47	1.99	20213	0.25	-	-	-	-	-
Media	2004	3.39	2.00	20142	0.23	-	-	-	-	-
Desv.	7	0.16	0.07	1492	0.02	-	-	-	-	-
CV	0.34%	4.65%	3.44%	7.41%	9.14%	-	-	-	-	-

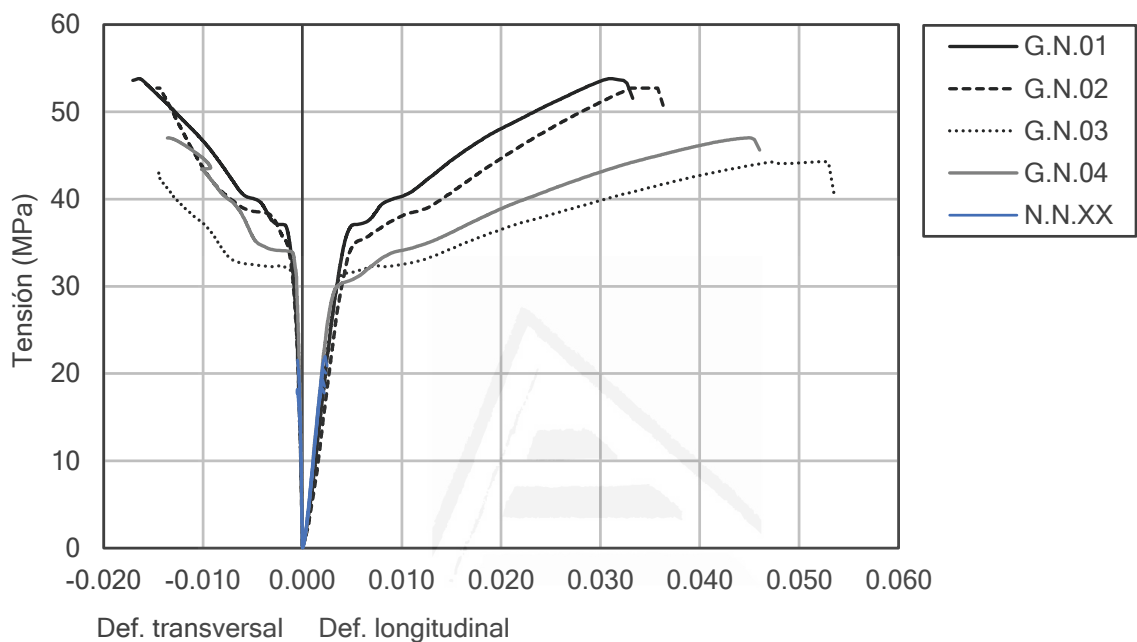
Observaciones

⁽¹⁾ La piedra no ha sido sometida a ningún tratamiento en esta serie.



SERIE 03: G.N.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Sin tratamiento



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
G.N.01	71.3	180.5	53.80	0.03235	0.01707	9754	0.27
G.N.02	71.2	180.3	52.75	0.03342	0.01442	9039	0.25
G.N.03	71.6	175.7	44.31	0.05251	0.01450	10599	0.20
G.N.04	71.3	180.3	47.02	0.04518	0.01358	11015	0.18
Media	-	-	49.47	0.04086	0.01489	10102	0.22
Desv.	-	-	4.55	0.00970	0.00151	882	0.04
CV	-	-	9.20%	23.73%	10.14%	8.73%	17.05%

Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento ⁽¹⁾				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.N.01	1998	3.23	1.94	18702	0.22	-	-	-	-	-
C.N.02	1995	3.11	1.88	17378	0.21	-	-	-	-	-
C.N.03	1977	3.33	1.95	19064	0.24	-	-	-	-	-
C.N.04	1951	3.21	1.97	18490	0.20	-	-	-	-	-
Media	1980	3.22	1.94	18408	0.22	-	-	-	-	-
Desv.	22	0.09	0.04	727	0.02	-	-	-	-	-
CV	1.09%	2.87%	2.14%	3.95%	7.81%	-	-	-	-	-

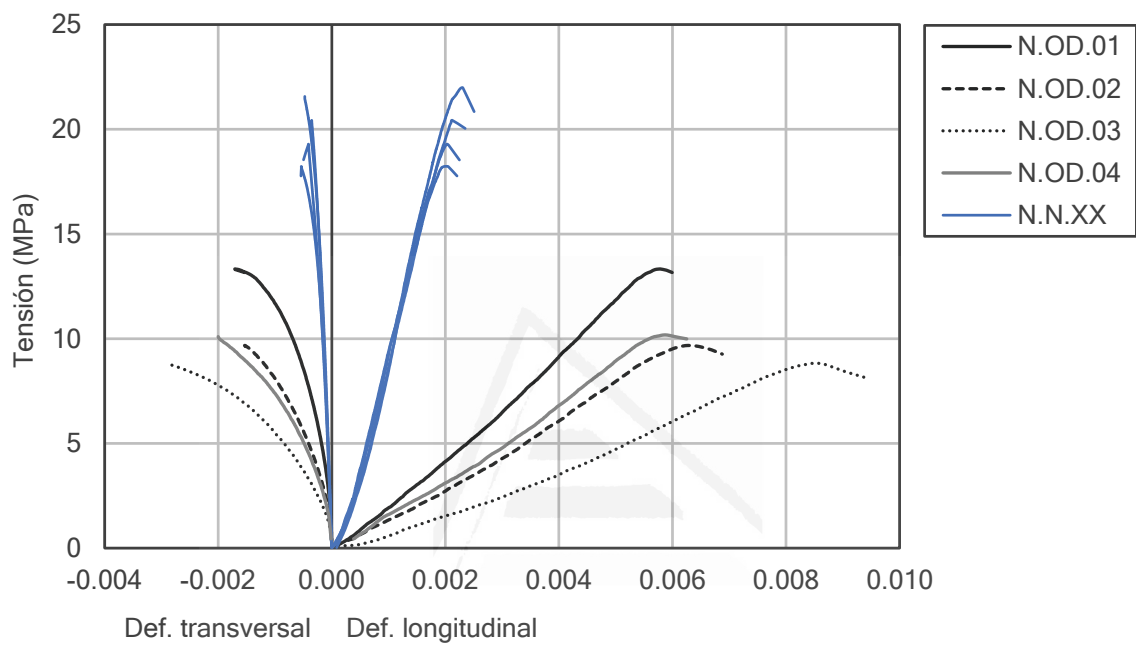
Observaciones

⁽¹⁾ La piedra no ha sido sometida a ningún tratamiento en esta serie.



SERIE 04: N.OD.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento lento

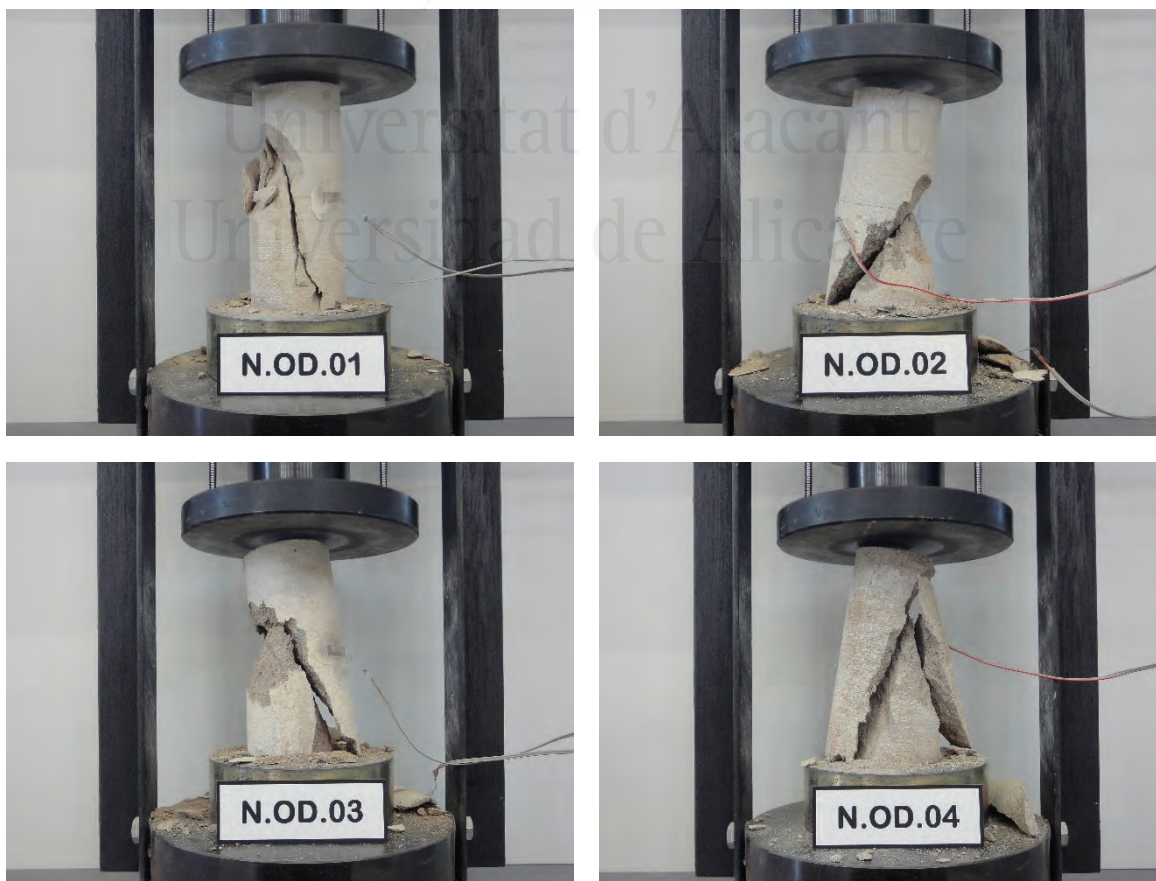


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mo} (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
N.OD.01	71.5	180.8	13.33	0.00578	0.00154	2493	0.21
N.OD.02	71.4	179.9	9.68	0.00632	0.00147	1756	0.26
N.OD.03	71.7	175.4	8.83	0.00855	0.00280	1233	0.34
N.OD.04	71.2	180.4	10.18	0.00587	0.00200	1864	0.33
Media	-	-	10.50	0.00663	0.00195	1837	0.29
Desv.	-	-	1.96	0.00130	0.00061	517	0.06
CV	-	-	18.70%	19.64%	31.37%	28.16%	20.79%

Observaciones

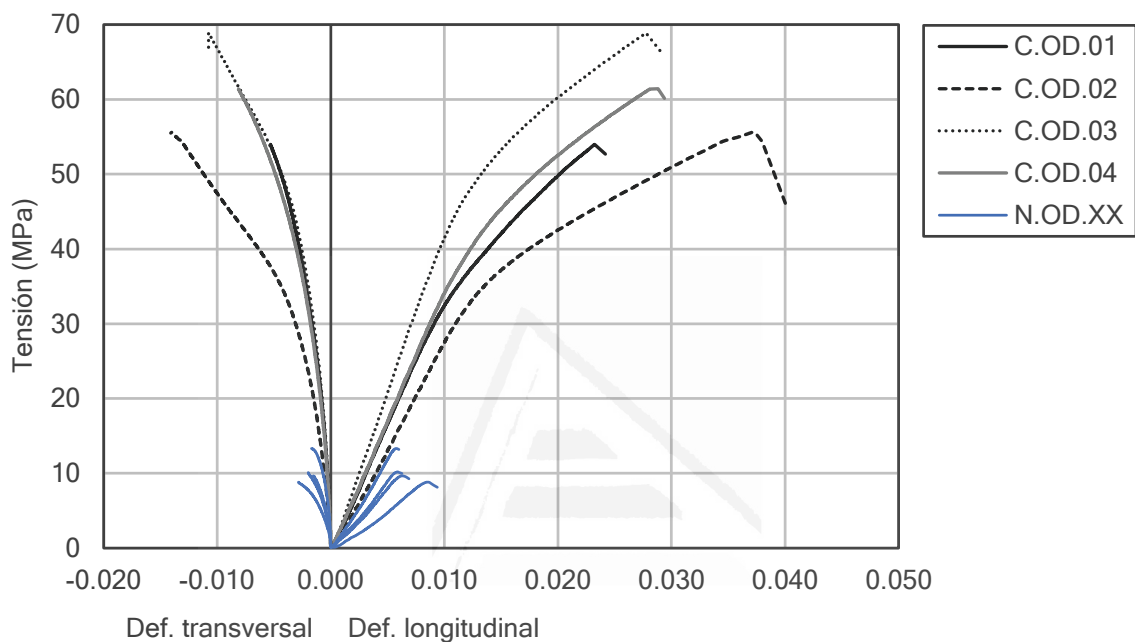
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.OD.01	1972	3.45	2.00	19996	0.25	1963	1.97	1.13	6412	0.26
N.OD.02	2056	3.47	1.97	20479	0.26	2042	1.77	1.00	5282	0.26
N.OD.03	2012	3.43	1.98	20117	0.25	1997	1.67	0.89	4212	0.30
N.OD.04	1964	3.42	2.05	20535	0.22	1950	1.73	0.97	4779	0.27
Media	2001	3.44	2.00	20282	0.24	1988	1.79	1.00	5171	0.27
Desv.	42	0.03	0.04	266	0.02	41	0.13	0.10	936	0.02
CV	2.10%	0.74%	1.88%	1.31%	7.95%	2.07%	7.33%	9.87%	18.09%	7.34%

Observaciones



SERIE 05: C.OD.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento lento



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
C.OD.01	71.6	175.7	53.97	0.02322	0.00531	3450	0.18
C.OD.02	71.6	180.4	55.63	0.03734	0.01407	2936	0.27
C.OD.03	71.3	180.4	68.91	0.02778	0.01077	4527	0.30
C.OD.04	71.5	180.5	61.40	0.02811	0.00813	3541	0.22
Media	-	-	59.98	0.02911	0.00957	3614	0.24
Desv.	-	-	6.75	0.00592	0.00374	665	0.05
CV	-	-	11.26%	20.34%	39.06%	18.39%	20.70%

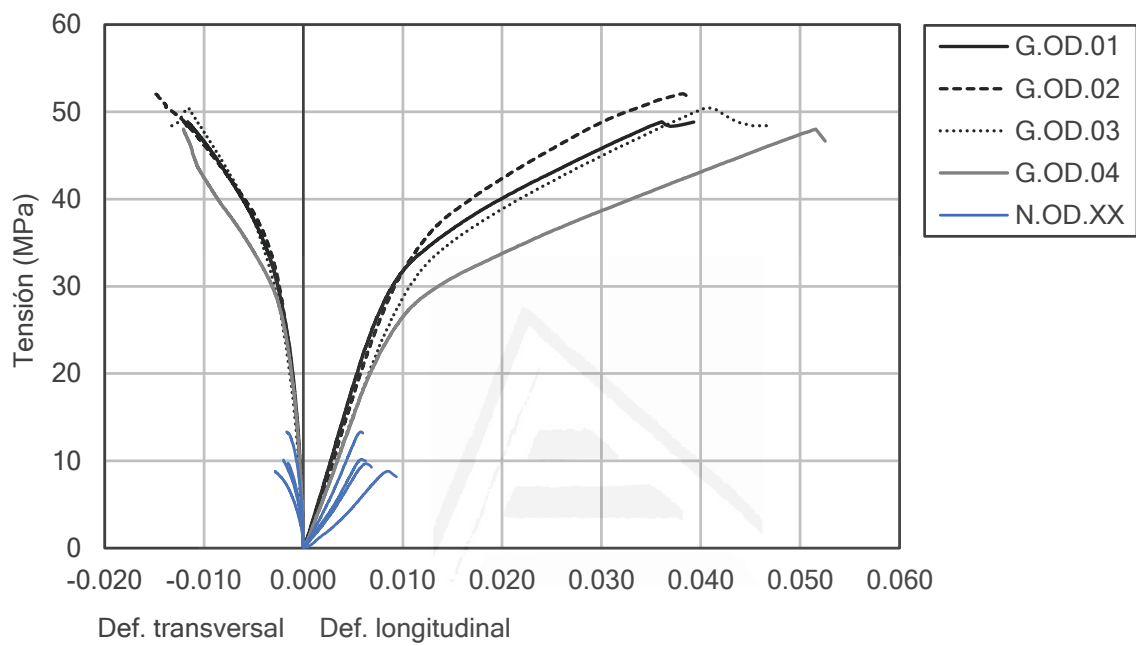
Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.OD.01	2066	3.43	2.01	21020	0.24	2050	1.76	1.03	5534	0.24
C.OD.02	2055	3.46	2.00	20888	0.25	2039	2.04	0.95	5068	0.36
C.OD.03	2055	3.36	2.00	20601	0.22	2043	1.92	1.03	5728	0.30
C.OD.04	2078	3.47	2.00	21160	0.25	2067	2.16	1.06	6370	0.34
Media	2064	3.43	2.00	20917	0.24	2050	1.97	1.02	5675	0.31
Desv.	11	0.05	0.00	238	0.01	12	0.17	0.05	540	0.05
CV	0.53%	1.44%	0.23%	1.14%	5.37%	0.60%	8.61%	4.91%	9.51%	17.71%
Observaciones										



SERIE 06: G.OD.XX

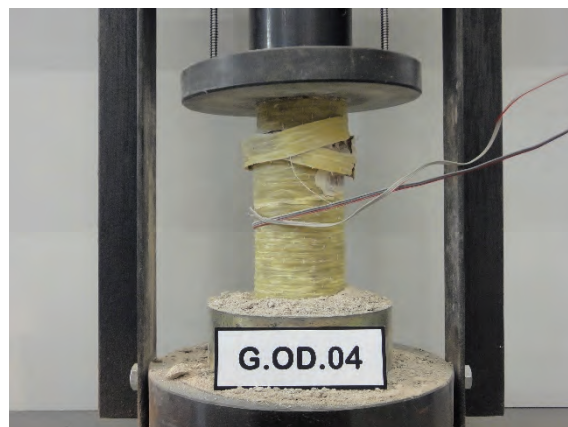
Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento lento



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
G.OD.01	71.4	180.6	48.82	0.03929	0.01202	3848	0.26
G.OD.02	71.2	180.5	52.06	0.03914	0.01516	3616	0.27
G.OD.03	71.5	180.6	50.46	0.04684	0.01368	3073	0.25
G.OD.04	71.3	180.9	48.01	0.05156	0.01207	3165	0.22
Media	-	-	49.84	0.04421	0.01323	3426	0.25
Desv.	-	-	1.80	0.00608	0.00150	368	0.02
CV	-	-	3.61%	13.75%	11.35%	10.75%	8.59%

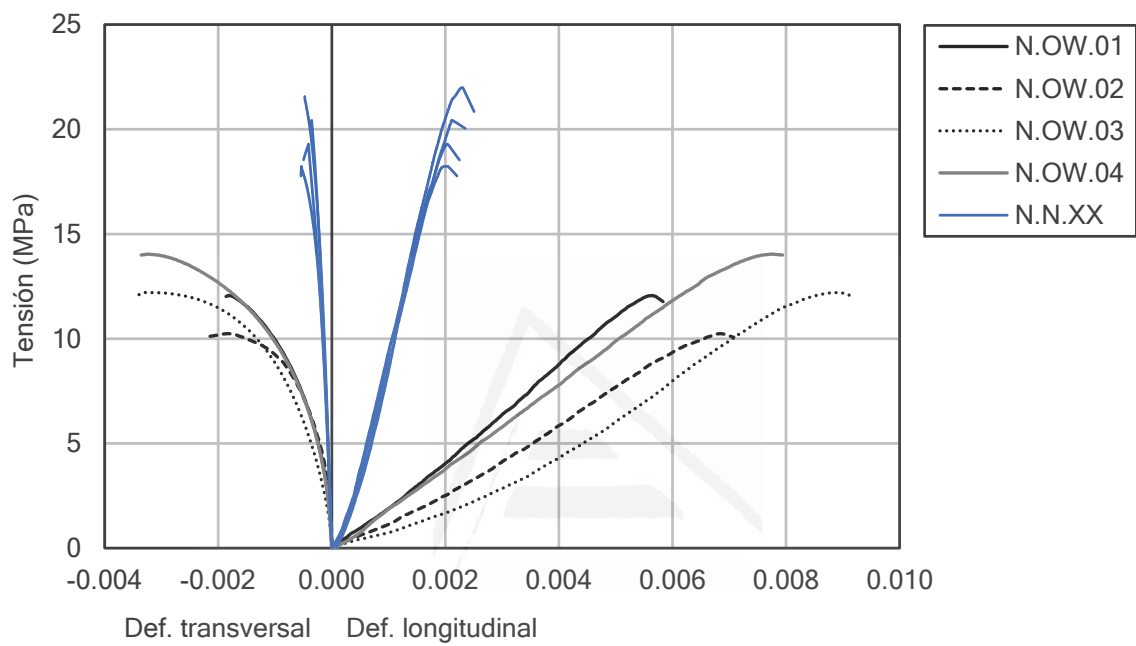
Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.OD.01	1995	3.52	2.10	22016	0.22	1983	1.91	1.13	6359	0.23
G.OD.02	2004	3.36	1.97	19586	0.24	1982	2.01	1.12	6450	0.28
G.OD.03	2016	3.46	2.01	20626	0.25	1993	1.76	0.96	4817	0.29
G.OD.04	1979	3.43	1.98	19830	0.25	1966	1.83	1.00	5114	0.29
Media	1998	3.44	2.02	20515	0.24	1981	1.88	1.05	5685	0.27
Desv.	16	0.07	0.06	1095	0.01	11	0.11	0.09	840	0.03
CV	0.78%	1.92%	3.07%	5.34%	5.17%	0.56%	5.85%	8.22%	14.78%	10.38%
Observaciones										



SERIE 07: N.OW.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento brusco



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mo}</i> (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
N.OW.01	71.5	180.6	12.06	0.00565	0.00182	2333	0.27
N.OW.02	71.6	180.4	10.24	0.00685	0.00184	1768	0.21
N.OW.03	71.6	181.0	12.21	0.00896	0.00331	1814	0.26
N.OW.04	71.2	180.9	14.04	0.00774	0.00324	2031	0.29
Media	-	-	12.14	0.00730	0.00255	1987	0.25
Desv.	-	-	1.55	0.00140	0.00083	258	0.03
CV	-	-	12.81%	19.19%	32.64%	12.98%	13.72%

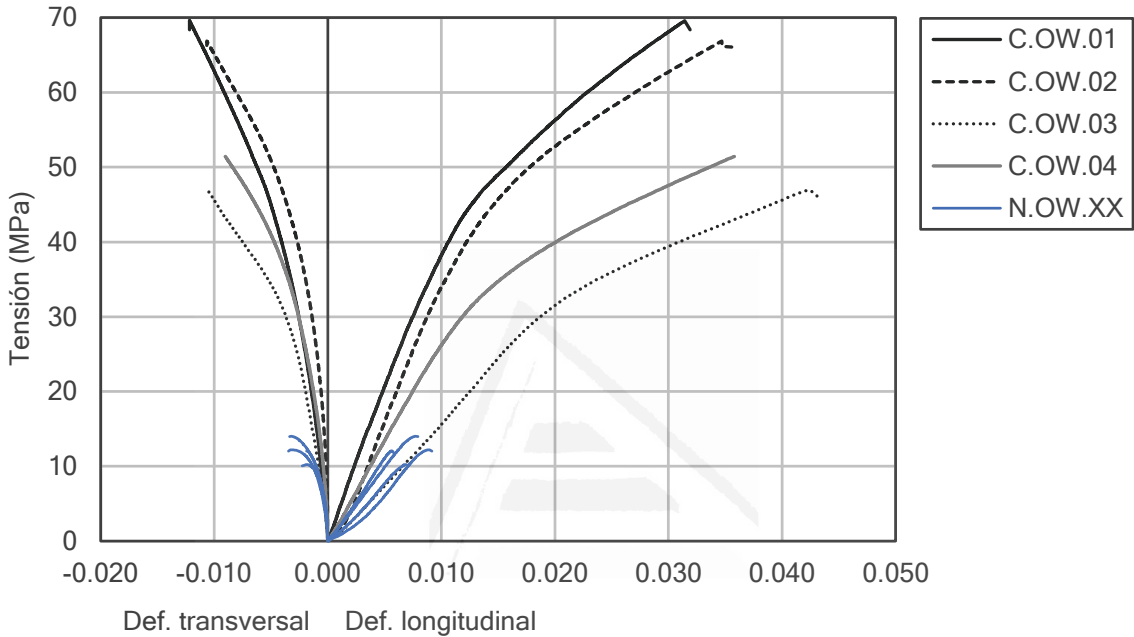
Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.OW.01	2050	3.33	1.94	19566	0.24	2020	1.83	1.06	5789	0.24
N.OW.02	2014	3.35	1.96	19546	0.24	1985	1.82	0.95	4791	0.31
N.OW.03	2009	3.49	2.04	21174	0.24	1993	1.80	0.93	4639	0.32
N.OW.04	2018	3.41	1.99	20245	0.24	1987	2.13	0.99	5366	0.36
Media	2023	3.39	1.98	20133	0.24	1996	1.89	0.98	5146	0.31
Desv.	19	0.07	0.04	766	0.00	16	0.16	0.06	531	0.05
CV	0.92%	2.11%	2.24%	3.81%	0.64%	0.82%	8.42%	5.94%	10.31%	16.05%
Observaciones										



SERIE 08: C.OW.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento brusco

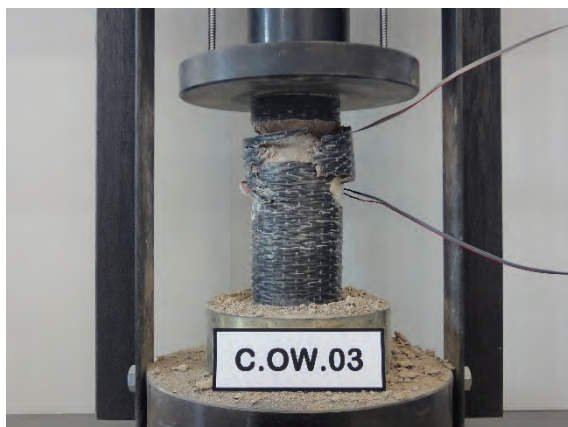


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
C.OW.01	71.5	180.2	69.60	0.03145	0.01218	3938	0.39
C.OW.02	71.4	180.7	66.91	0.03475	0.01066	3802	0.24
C.OW.03	71.6	175.4	46.98	0.04235	0.01060	1706	0.20
C.OW.04	71.4	180.6	51.46	0.03582	0.00903	2662	0.24
Media	-	-	58.74	0.03609	0.01062	3027	0.27
Desv.	-	-	11.20	0.00457	0.00129	1050	0.08
CV	-	-	19.06%	12.66%	12.12%	34.69%	30.09%

Observaciones

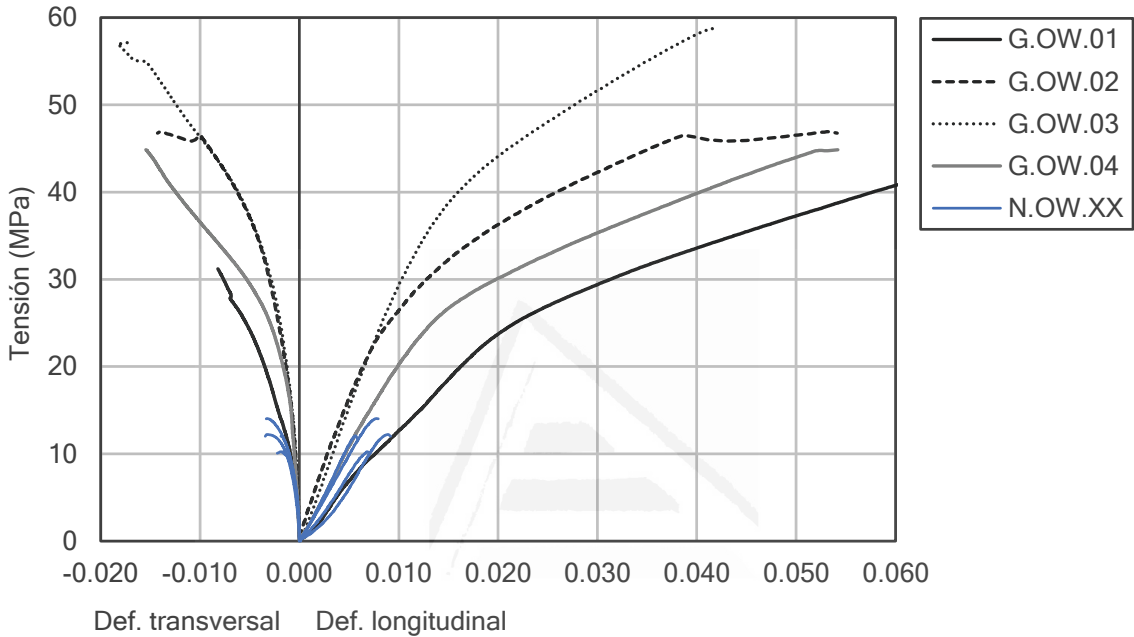
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.OW.01	2101	3.32	1.95	20190	0.24	2054	1.83	0.99	5319	0.29
C.OW.02	2065	3.22	1.93	19115	0.22	2030	2.13	0.97	5346	0.37
C.OW.03	2042	3.49	2.06	21773	0.23	2022	1.75	0.94	4714	0.30
C.OW.04	2015	3.37	1.97	19829	0.24	1980	1.91	1.04	5636	0.29
Media	2056	3.35	1.98	20227	0.23	2022	1.90	0.99	5254	0.31
Desv.	36	0.12	0.06	1123	0.01	31	0.16	0.04	387	0.04
CV	1.76%	3.44%	2.83%	5.55%	4.06%	1.52%	8.53%	4.37%	7.37%	12.25%

Observaciones



SERIE 09: G.OW.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a temperatura elevada en horno eléctrico con enfriamiento brusco

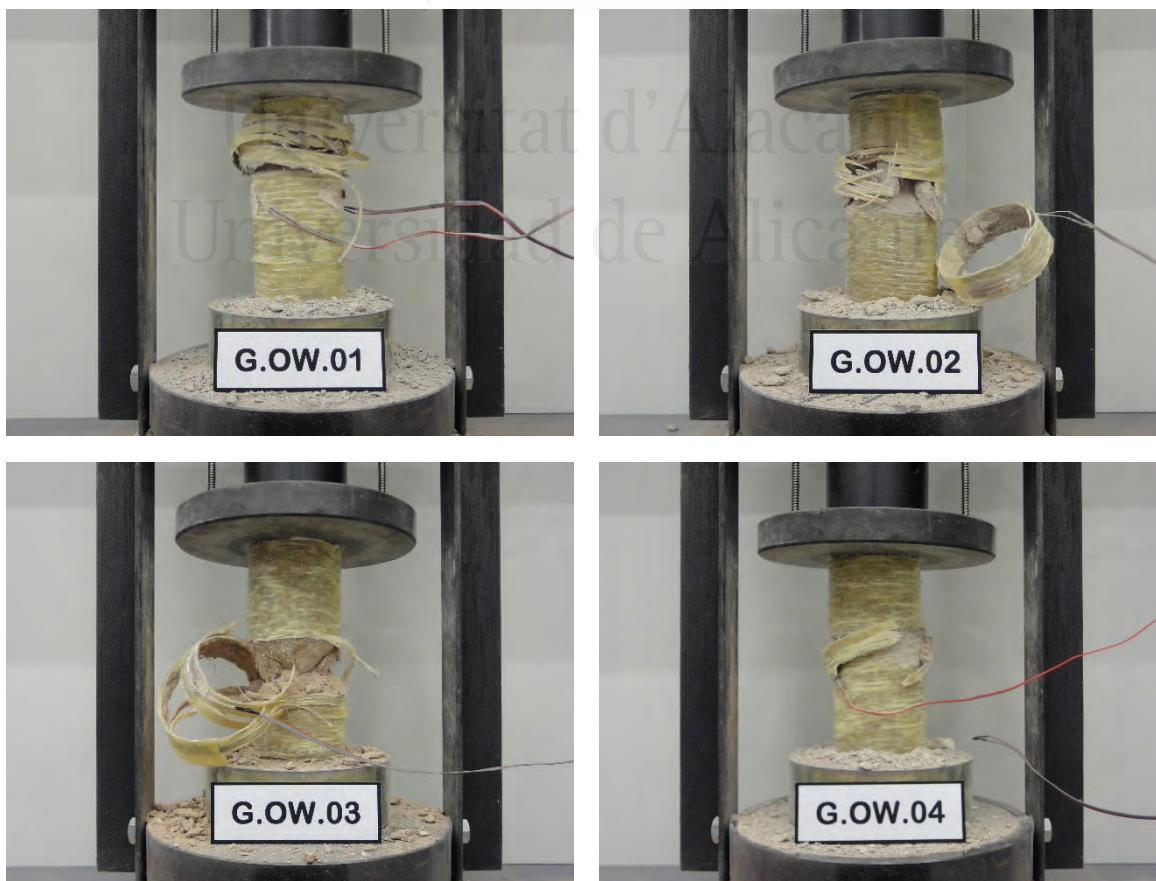


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
G.OW.01	71.6	180.6	43.03	0.07214	(¹)	1160	0.25
G.OW.02	71.5	180.6	46.94	0.05411	0.01430	2878	0.26
G.OW.03	71.5	180.6	58.76	0.04158	0.01730	2967	0.34
G.OW.04	71.5	175.9	44.84	0.05419	0.01544	1976	0.15
Media	-	-	48.39	0.05550	0.01568	2245	0.25
Desv.	-	-	7.09	0.01257	0.00152	851	0.08
CV	-	-	14.65%	22.65%	9.67%	37.89%	30.92%

Observaciones
⁽¹⁾ Las galgas de la probeta G.OW.01 dejan de proporcionar lecturas coherentes a tensiones por encima de 31 MPa (aprox.), por lo que se descarta dicha probeta para calcular los valores medios.

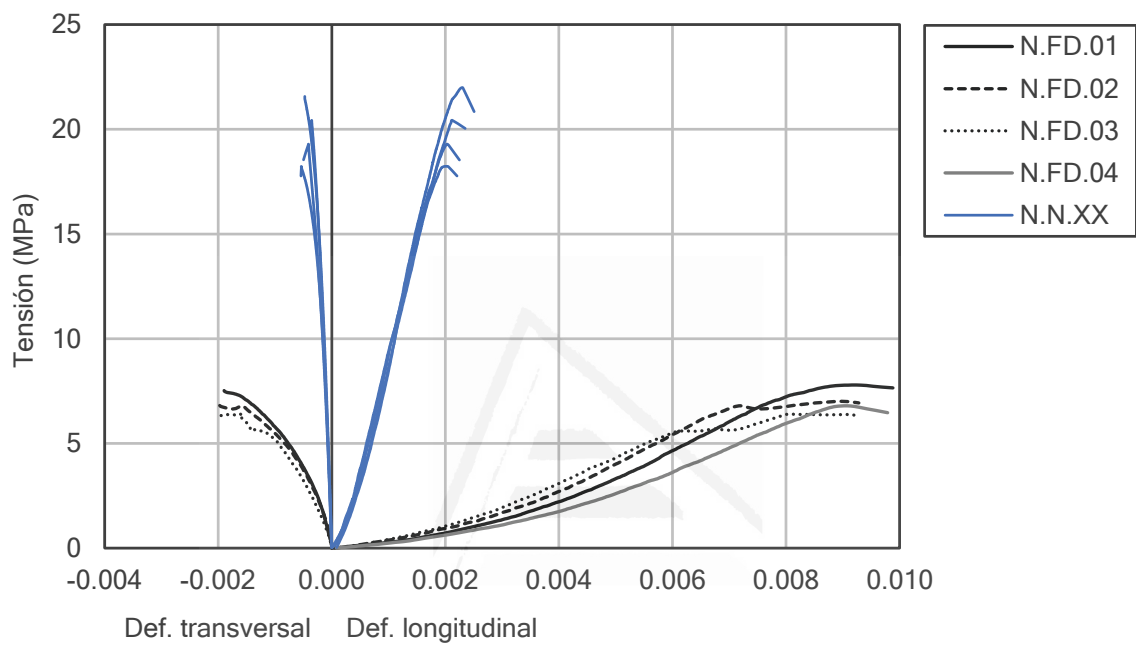
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.OW.01	1992	3.41	1.99	19944	0.24	1976	1.78	1.03	5340	0.25
G.OW.02	2062	3.49	2.00	21165	0.25	2031	2.22	0.93	5012	0.39
G.OW.03	2055	3.24	1.93	19122	0.23	2017	2.20	1.01	5700	0.37
G.OW.04	1993	3.47	2.01	20485	0.25	1975	1.85	1.01	5272	0.29
Media	2026	3.40	1.98	20179	0.24	2000	2.01	0.99	5331	0.32
Desv.	38	0.11	0.04	864	0.01	28	0.23	0.04	284	0.07
CV	1.88%	3.28%	1.86%	4.28%	4.85%	1.42%	11.43%	4.32%	5.33%	20.96%

Observaciones



SERIE 10: N.FD.XX

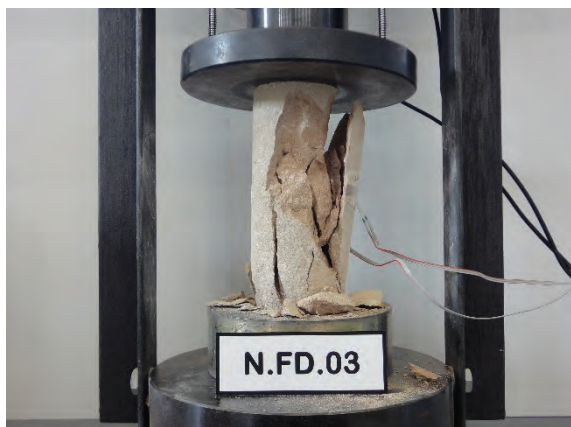
Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento lento



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mo}</i> (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
N.FD.01	71.6	180.3	7.79	0.00924	0.00190	1308	0.28
N.FD.02	71.5	180.3	7.01	0.00898	0.00196	1304	0.28
N.FD.03	71.4	180.9	6.40	0.00809	0.00161	1184	0.25
N.FD.04	71.6	180.6	6.79	0.00908	(1)	1060	(1)
Media	-	-	7.00	0.00885	0.00182	1214	0.27
Desv.	-	-	0.58	0.00051	0.00019	118	0.02
CV	-	-	8.36%	5.81%	10.26%	9.69%	7.30%

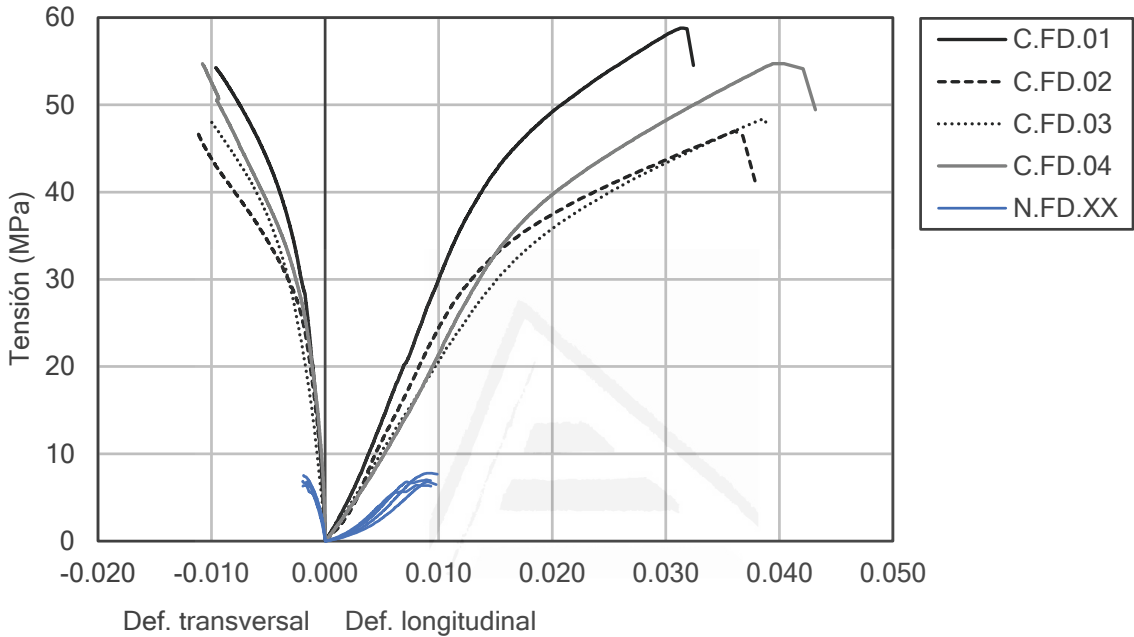
Observaciones
 (1) Las galgas extensométricas de la probeta N.FD.04 no han proporcionado datos fiables.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.FD.01	1992	3.46	2.04	20844	0.23	1984	1.62	0.89	4131	0.28
N.FD.02	1994	3.45	2.08	21342	0.21	1988	1.69	0.97	4787	0.26
N.FD.03	2005	3.31	1.95	19160	0.23	1984	1.82	0.99	5142	0.29
N.FD.04	2006	3.39	1.98	19924	0.24	1997	1.76	0.89	4255	0.33
Media	1999	3.40	2.01	20318	0.23	1988	1.72	0.94	4579	0.29
Desv.	7	0.07	0.06	970	0.01	6	0.09	0.05	471	0.03
CV	0.37%	2.05%	2.91%	4.77%	5.18%	0.32%	5.01%	5.80%	10.29%	10.57%
Observaciones										



SERIE 11: C.FD.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento lento

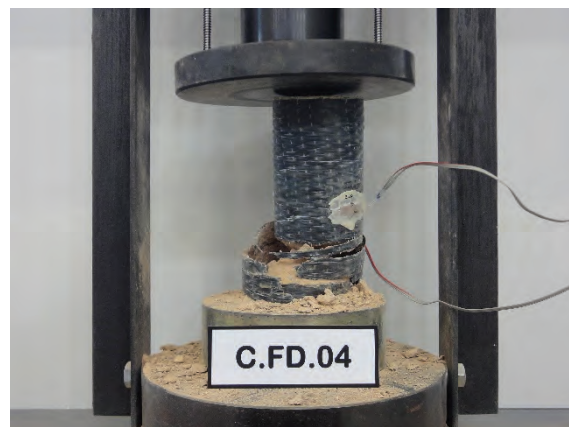
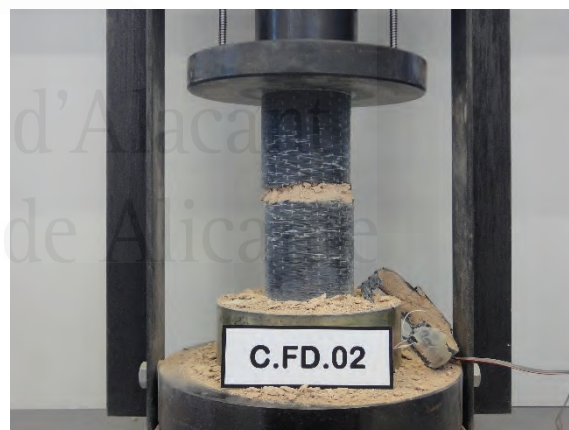


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
C.FD.01	71.3	180.4	58.81	0.03154	0.01258	3170	0.25
C.FD.02	71.3	180.8	46.99	0.03608	0.01126	2585	0.24
C.FD.03	71.3	180.9	48.41	0.03863	0.01025	2055	0.22
C.FD.04	71.4	180.6	54.70	0.03942	0.01080	2557	0.25
Media	-	-	52.23	0.03642	0.01122	2592	0.24
Desv.	-	-	5.52	0.00355	0.00100	456	0.02
CV	-	-	10.57%	9.75%	8.87%	17.59%	6.55%

Observaciones

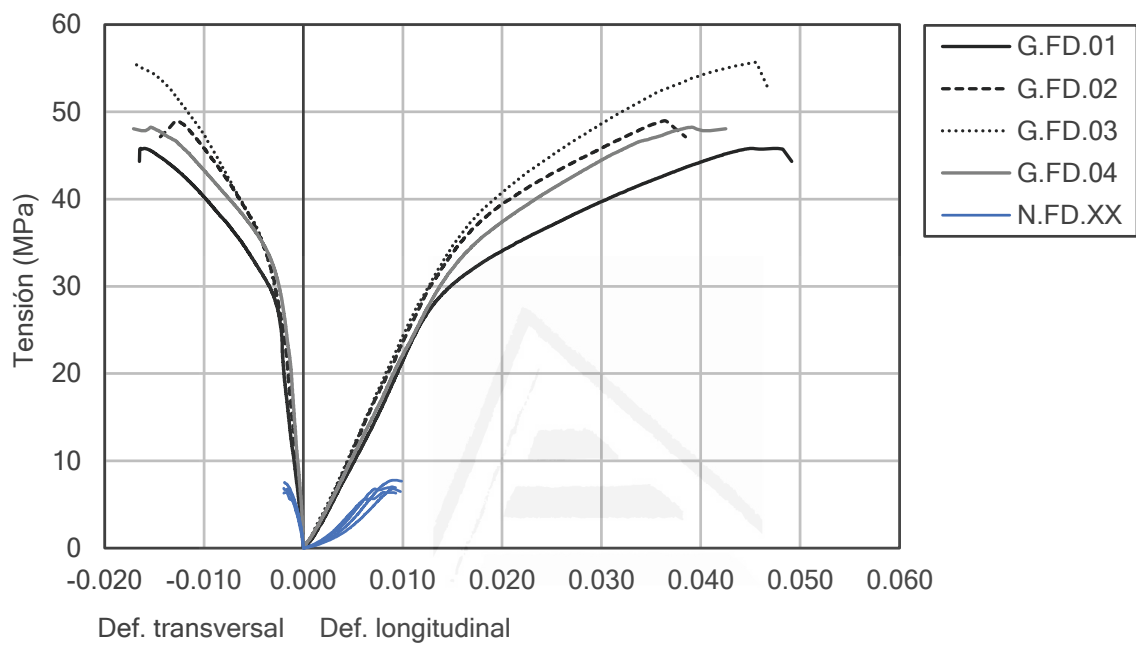
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.FD.01	2034	3.26	1.97	19434	0.21	2017	2.11	1.06	6135	0.33
C.FD.02	1968	3.28	1.94	18596	0.23	1958	1.83	1.00	5122	0.29
C.FD.03	1988	3.31	1.95	19054	0.23	1966	1.75	0.95	4637	0.29
C.FD.04	2016	3.30	1.99	19728	0.22	1996	1.77	0.99	5043	0.27
Media	2001	3.29	1.96	19203	0.22	1984	1.86	1.00	5234	0.30
Desv.	29	0.03	0.02	490	0.01	27	0.17	0.05	637	0.03
CV	1.46%	0.78%	0.99%	2.55%	4.48%	1.37%	9.07%	4.66%	12.17%	8.56%

Observaciones



SERIE 12: G.FD.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento lento

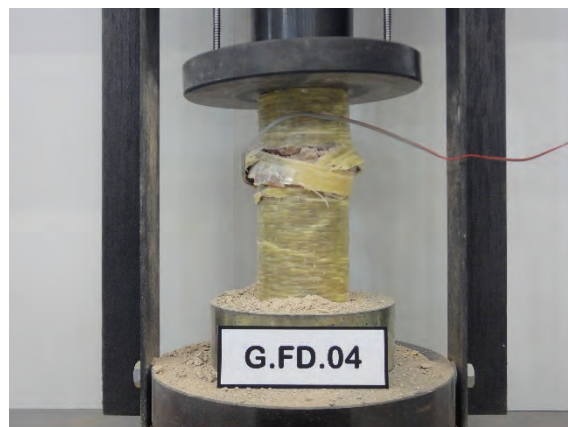


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
G.FD.01	71.6	180.3	45.82	0.04775	0.01640	2278	0.23
G.FD.02	71.3	180.8	48.98	0.03638	0.01271	2365	0.19
G.FD.03	71.5	180.4	55.69	0.04545	0.01717	2522	0.23
G.FD.04	71.5	180.7	48.24	0.03907	0.01536	2372	0.19
Media	-	-	49.68	0.04216	0.01541	2384	0.21
Desv.	-	-	4.23	0.00533	0.00194	101	0.02
CV	-	-	8.51%	12.63%	12.62%	4.25%	11.46%

Observaciones

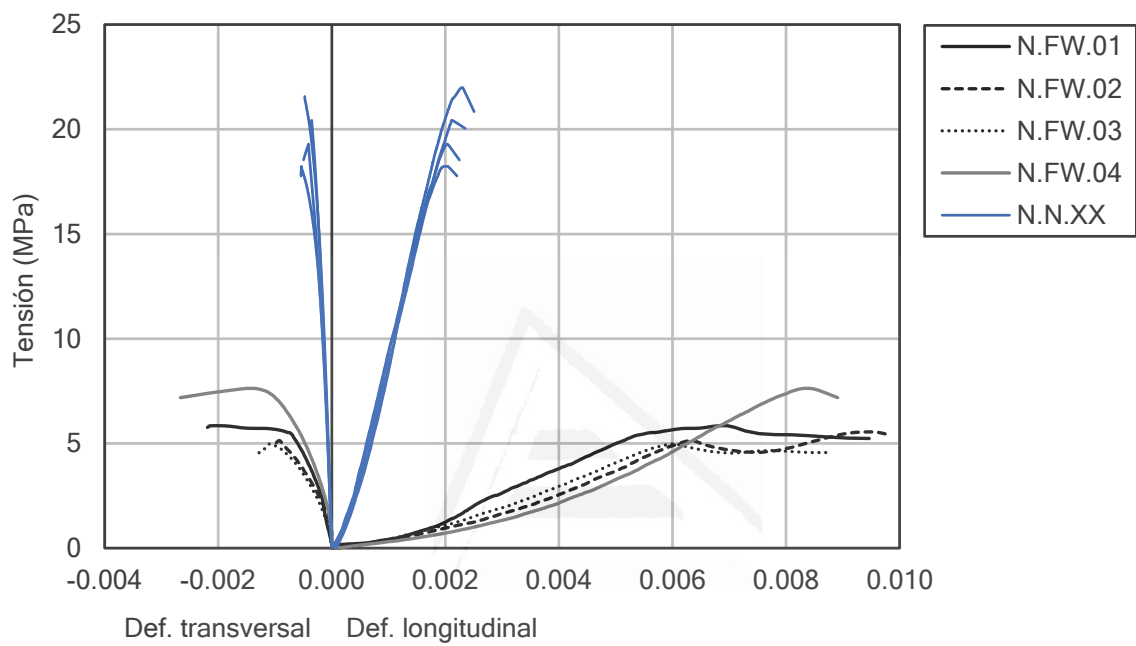
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.FD.01	1975	3.43	2.00	20038	0.24	1969	1.64	0.90	4193	0.28
G.FD.02	1978	3.16	1.91	17874	0.21	1958	2.01	1.05	5801	0.31
G.FD.03	2045	3.29	1.98	19861	0.22	2031	1.75	0.99	5124	0.27
G.FD.04	2046	3.55	2.01	21264	0.26	2031	1.74	0.98	5075	0.27
Media	2011	3.36	1.98	19759	0.23	1969	1.78	0.98	5048	0.28
Desv.	40	0.17	0.04	1403	0.02	1958	0.16	0.06	659	0.02
CV	1.98%	5.04%	2.18%	7.10%	10.58%	2031	8.89%	6.26%	13.06%	7.63%

Observaciones



SERIE 13: N.FW.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento brusco



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mo} (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
N.FW.01	71.6	180.7	5.84	0.00689	0.00202	1167	0.20
N.FW.02	71.3	180.6	5.55	0.00943	(1)	1118	0.24
N.FW.03	71.6	180.6	4.98	0.00605	(1)	1009	0.19
N.FW.04	71.6	181.1	7.63	0.00836	0.00142	1352	0.19
Media	-	-	6.00	0.00768	0.00172	1162	0.21
Desv.	-	-	1.14	0.00151	0.00042	143	0.02
CV	-	-	19.08%	19.63%	24.64%	12.32%	10.16%

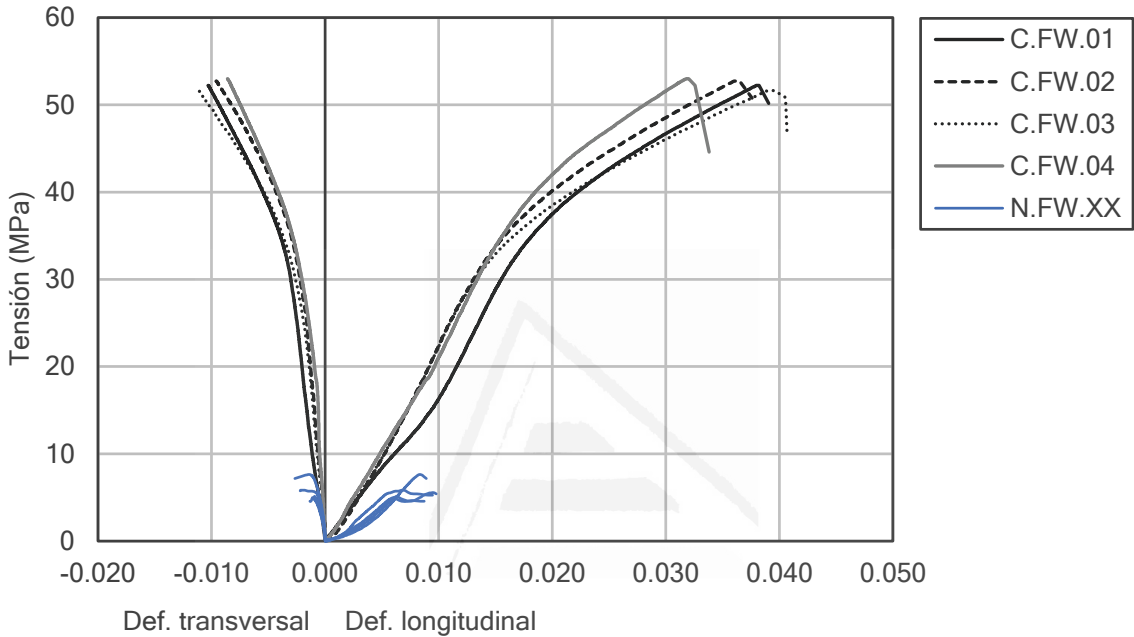
Observaciones
 (1) Las galgas de las probetas N.FW.02 y N.FW.03 dejan de proporcionar lecturas coherentes a tensiones próximas a la rotura, por lo que se descartan dichas probetas para calcular los valores medios.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.FW.01	1961	3.34	2.02	19785	0.21	1955	1.67	0.95	4529	0.26
N.FW.02	1935	3.37	1.98	19122	0.24	1928	1.78	0.90	4225	0.33
N.FW.03	2011	3.51	2.01	20744	0.26	2002	1.82	0.94	4782	0.32
N.FW.04	2018	3.44	2.03	20830	0.23	2011	1.77	0.97	4915	0.29
Media	1981	3.41	2.01	20120	0.23	1974	1.76	0.94	4613	0.30
Desv.	40	0.07	0.02	817	0.02	39	0.07	0.03	304	0.03
CV	2.02%	2.18%	1.02%	4.06%	7.94%	1.98%	3.75%	3.04%	6.59%	10.63%
Observaciones										



SERIE 14: C.FW.XX

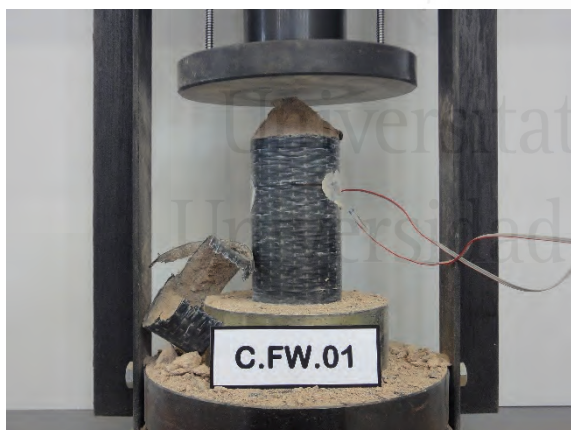
Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento brusco



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
C.FW.01	71.6	180.5	52.24	0.03800	0.01029	2580	0.25
C.FW.02	71.3	180.9	52.75	0.03604	0.00958	2625	0.21
C.FW.03	71.5	180.1	51.64	0.03926	0.01134	2543	0.27
C.FW.04	71.5	181.1	52.98	0.03179	0.00858	2430	0.23
Media	-	-	52.40	0.03627	0.00995	2545	0.24
Desv.	-	-	0.59	0.00327	0.00116	83	0.02
CV	-	-	1.13%	9.02%	11.70%	3.28%	9.69%

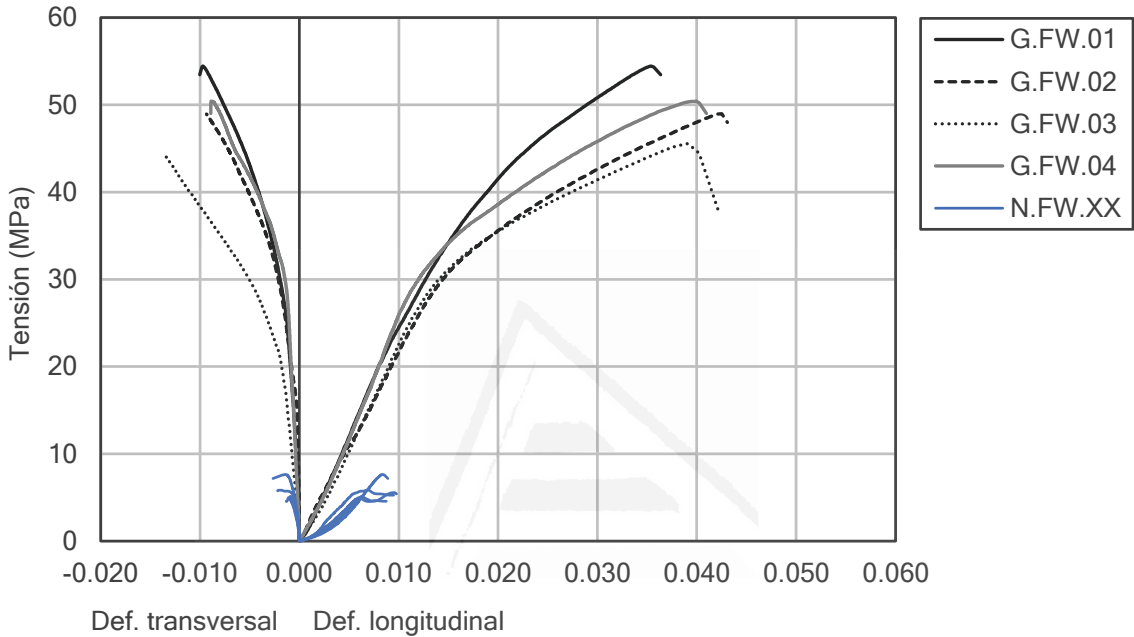
Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.FW.01	2038	3.52	2.09	22235	0.23	2027	1.73	0.96	4859	0.28
C.FW.02	2037	3.46	2.01	20855	0.25	2024	1.89	0.91	4596	0.35
C.FW.03	2021	3.35	1.99	20106	0.23	2012	1.91	0.97	5121	0.33
C.FW.04	2064	3.45	2.06	21840	0.22	2051	1.83	0.92	4666	0.33
Media	2040	3.45	2.04	21259	0.23	2028	1.84	0.94	4811	0.32
Desv.	18	0.07	0.04	963	0.01	17	0.08	0.03	235	0.03
CV	0.86%	1.98%	2.14%	4.53%	4.45%	0.82%	4.29%	3.29%	4.89%	9.22%
Observaciones										



SERIE 15: G.FW.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Exposición a fuego real con enfriamiento brusco

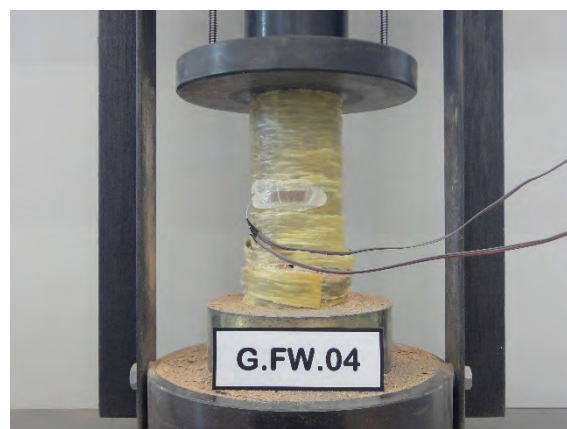
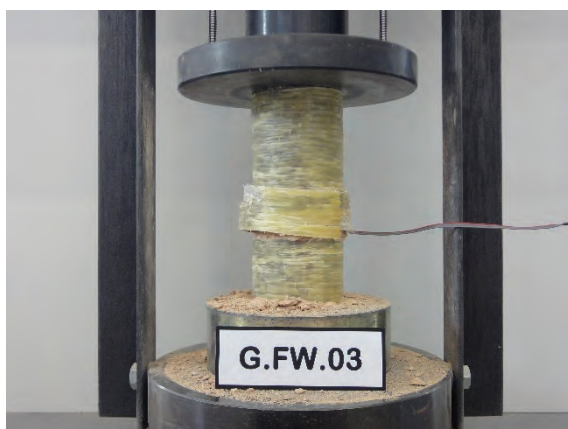


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
G.FW.01	71.6	180.6	54.46	0.03539	0.00973	2443	0.24
G.FW.02	71.4	181.1	48.95	0.04204	0.00935	2237	0.20
G.FW.03	71.4	180.2	45.53	0.03901	0.01320	2432	0.25
G.FW.04	71.5	181.1	50.42	0.03994	0.00888	2767	0.18
Media	-	-	49.84	0.03910	0.01029	2470	0.22
Desv.	-	-	3.70	0.00278	0.00197	220	0.03
CV	-	-	7.43%	7.10%	19.16%	8.89%	15.47%

Observaciones

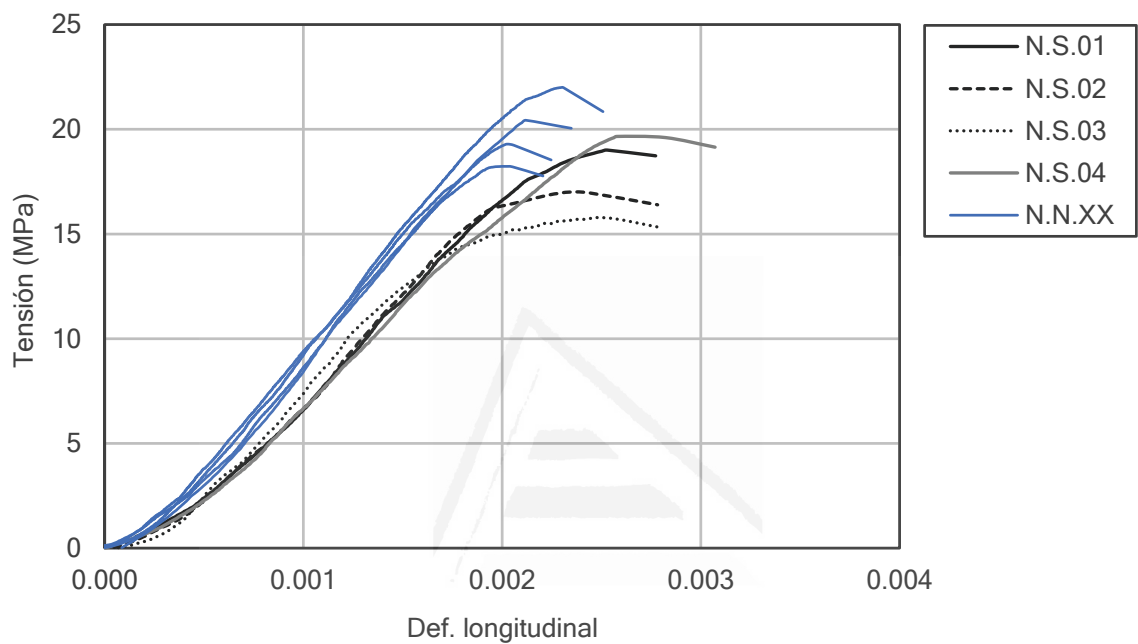
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.FW.01	2004	3.38	1.97	19760	0.24	1994	1.68	0.87	4045	0.32
G.FW.02	2024	3.44	1.99	20324	0.25	2004	1.99	0.96	5116	0.35
G.FW.03	2005	3.26	1.91	18474	0.24	1991	2.01	0.97	5187	0.35
G.FW.04	2022	3.30	1.92	18941	0.24	2013	2.01	1.06	6049	0.31
Media	2014	3.34	1.95	19375	0.24	2001	1.92	0.97	5100	0.33
Desv.	11	0.08	0.04	826	0.00	10	0.16	0.08	821	0.02
CV	0.54%	2.38%	1.91%	4.27%	1.97%	0.49%	8.32%	8.21%	16.10%	6.35%

Observaciones



SERIE 16: N.S.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	Probetas saturadas con agua



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mo} (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
N.S.01	71.3	180.7	19.01	0.00253	-	10939	-
N.S.02	71.4	181.1	17.00	0.00234	-	11237	-
N.S.03	71.5	181.0	15.78	0.00247	-	11217	-
N.S.04	71.3	180.7	19.66	0.00258	-	9959	-
Media	-	-	17.86	0.00248	-	10838	-
Desv.	-	-	1.79	0.00010	-	602	-
CV	-	-	10.03%	4.21%	-	5.55%	-

Observaciones
 (1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

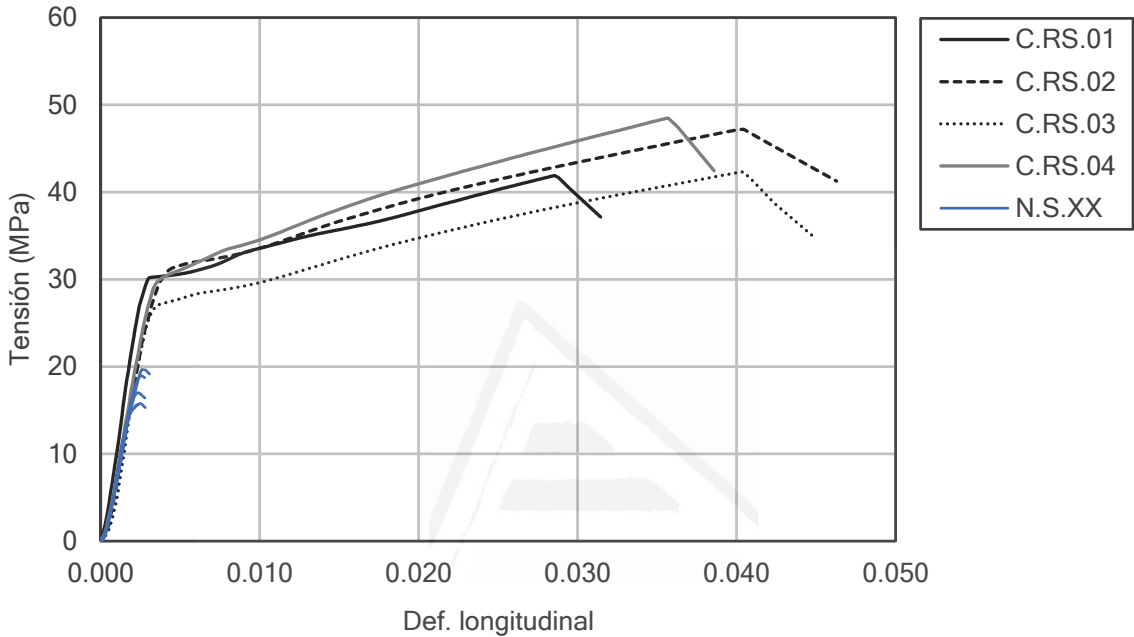
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_{sat} (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.S.01	2009	3.33	1.96	19385	0.24	2209	3.39	1.78	18667	0.31
N.S.02	2065	3.53	2.06	22187	0.24	2259	3.40	1.87	20695	0.28
N.S.03	2038	3.42	1.97	20195	0.25	2240	3.27	1.78	18699	0.29
N.S.04	1942	3.24	1.97	18519	0.21	2170	2.97	1.76	16897	0.23
Media	2013	3.38	1.99	20071	0.23	2220	3.26	1.80	18739	0.28
Desv.	53	0.12	0.05	1568	0.02	39	0.20	0.05	1552	0.04
CV	2.62%	3.66%	2.41%	7.81%	8.02%	1.75%	6.23%	2.69%	8.28%	12.89%

Observaciones



SERIE 17: C.RS.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas reforzadas antes de la saturación



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
C.RS.01	71.7	180.7	41.90	0.02855	-	13710	-
C.RS.02	71.3	180.5	47.21	0.04044	-	10529	-
C.RS.03	71.5	180.9	42.30	0.04043	-	11553	-
C.RS.04	71.4	180.4	48.49	0.03570	-	10621	-
Media	-	-	44.97	0.03628	-	11603	-
Desv.	-	-	3.36	0.00562	-	1479	-
CV	-	-	7.47%	15.48%	-	12.74%	-

Observaciones
 (1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

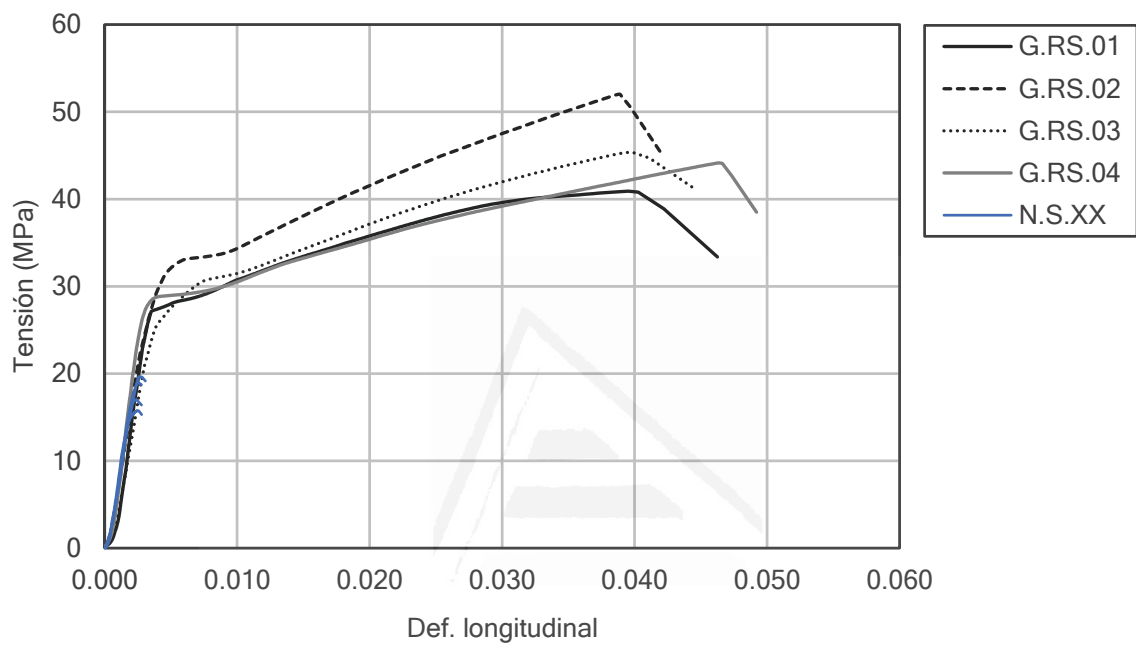
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_{sat} (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.RS.01	1993	3.43	2.04	20760	0.23	2205	3.36	1.77	18389	0.31
C.RS.02	1961	3.32	2.01	19496	0.21	2147	3.15	1.82	18084	0.25
C.RS.03	1972	3.43	1.98	19767	0.25	2196	3.46	1.85	19847	0.30
C.RS.04	2025	3.37	1.96	19702	0.24	2202	3.45	1.81	19285	0.31
Media	1988	3.39	2.00	19931	0.23	2188	3.35	1.81	18901	0.29
Desv.	28	0.05	0.04	564	0.02	27	0.14	0.03	811	0.03
CV	1.41%	1.62%	1.76%	2.83%	7.36%	1.25%	4.28%	1.78%	4.29%	9.65%

Observaciones



SERIE 18: G.RS.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas reforzadas antes de la saturación



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
G.RS.01	71.3	180.3	40.90	0.03952	-	11404	-
G.RS.02	71.5	181.3	52.02	0.03890	-	9646	-
G.RS.03	71.4	181.0	45.34	0.03948	-	9075	-
G.RS.04	71.2	180.6	44.15	0.04634	-	13448	-
Media	-	-	45.60	0.04106	-	10893	-
Desv.	-	-	4.67	0.00353	-	1971	-
CV	-	-	10.24%	8.60%	-	18.09%	-

Observaciones
 (1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

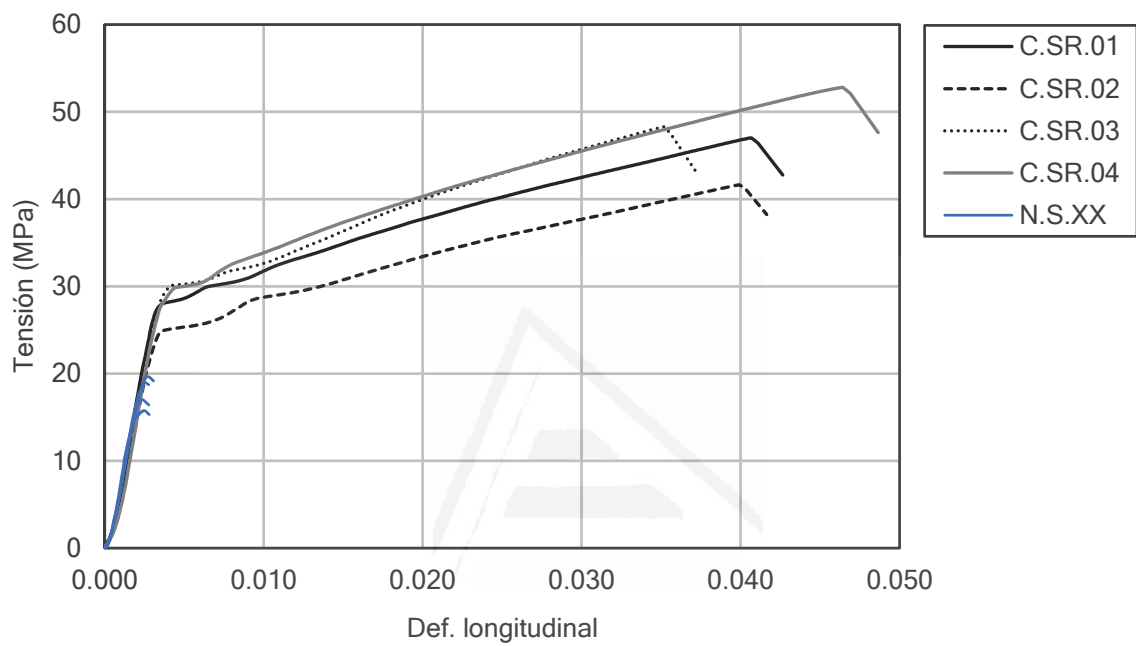
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_{sat} (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.RS.01	1957	3.28	2.00	19200	0.21	2161	3.16	1.81	18087	0.26
G.RS.02	2095	3.43	2.03	21740	0.23	2273	3.40	1.87	20747	0.28
G.RS.03	1996	3.37	2.00	19965	0.23	2191	3.44	1.80	18998	0.31
G.RS.04	1974	3.36	1.99	19569	0.23	2200	3.47	1.82	19504	0.31
Media	2006	3.36	2.00	20118	0.22	2206	3.37	1.82	19334	0.29
Desv.	62	0.06	0.02	1125	0.01	47	0.14	0.03	1110	0.03
CV	3.07%	1.82%	1.05%	5.59%	5.24%	2.15%	4.13%	1.64%	5.74%	8.60%

Observaciones



SERIE 19: C.SR.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas reforzadas después de la saturación



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
C.SR.01	71.6	180.6	47.03	0.04068	-	10991	-
C.SR.02	71.5	180.5	41.65	0.03993	-	9412	-
C.SR.03	71.5	180.7	48.31	0.03520	-	10613	-
C.SR.04	71.5	180.8	52.82	0.04643	-	10938	-
Media	-	-	47.45	0.04056	-	10489	-
Desv.	-	-	4.60	0.00460	-	737	-
CV	-	-	9.69%	11.35%	-	7.03%	-

Observaciones
 (1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

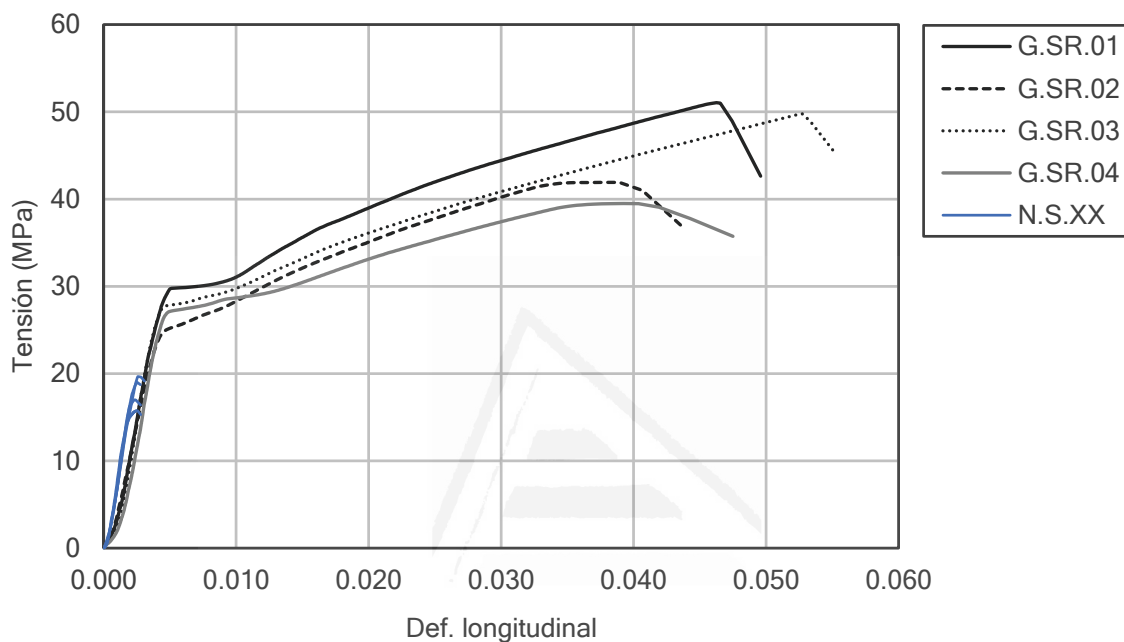
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_{sat} (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.SR.01	2019	3.45	2.08	21561	0.22	2228	3.58	1.86	20659	0.31
C.SR.02	1983	3.41	2.03	20458	0.22	2199	3.49	1.85	20006	0.30
C.SR.03	2042	3.58	2.06	22162	0.25	2244	3.37	1.84	19921	0.29
C.SR.04	2058	3.52	2.03	21630	0.25	2257	3.57	1.79	19665	0.33
Media	2025	3.49	2.05	21453	0.24	2232	3.50	1.83	20063	0.31
Desv.	33	0.08	0.02	716	0.02	25	0.09	0.03	423	0.02
CV	1.61%	2.15%	1.11%	3.34%	7.87%	1.13%	2.70%	1.63%	2.11%	5.77%

Observaciones



SERIE 20: G.SR.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas reforzadas después de la saturación



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
G.SR.01	71.3	181.1	51.06	0.04625	-	8779	-
G.SR.02	71.5	180.7	41.92	0.03892	-	7573	-
G.SR.03	71.3	180.7	49.76	0.05273	-	10639	-
G.SR.04	71.5	180.8	39.49	0.03924	-	9216	-
Media	-	-	45.56	0.04429	-	9052	-
Desv.	-	-	5.71	0.00657	-	1266	-
CV	-	-	12.54%	14.83%	-	13.99%	-

Observaciones

⁽¹⁾ No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

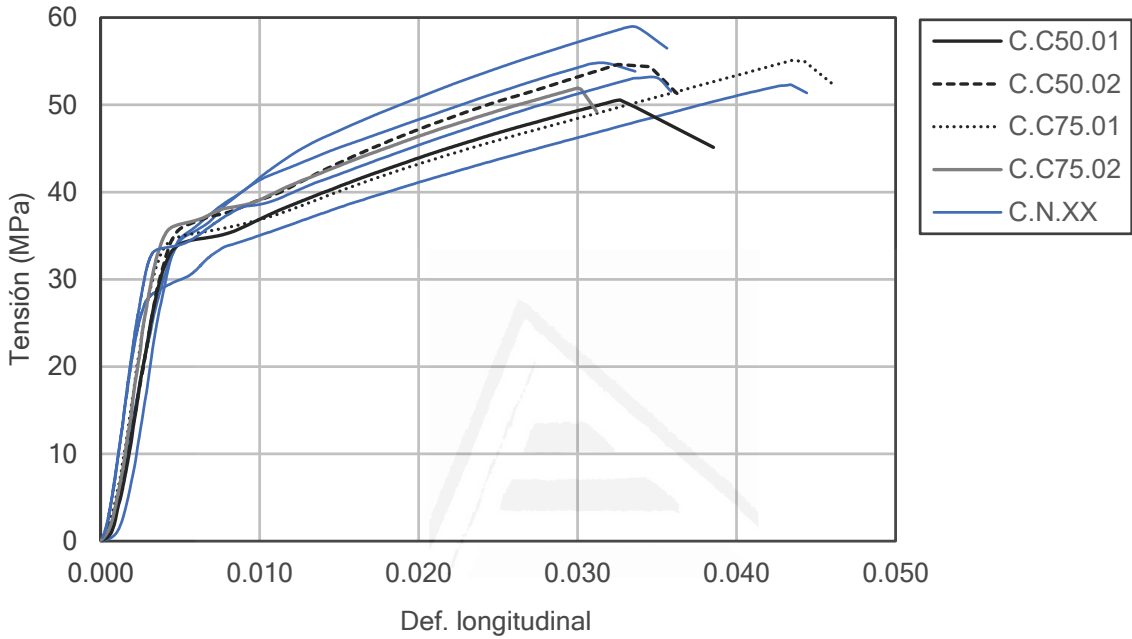
ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_{sat} (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
G.SR.01	2024	3.34	1.94	19342	0.24	2211	3.33	1.75	18122	0.31
G.SR.02	2037	3.34	1.95	19595	0.24	2233	3.43	1.73	18122	0.33
G.SR.03	2014	3.32	1.99	19812	0.22	2221	3.36	1.79	18977	0.30
G.SR.04	2014	3.46	2.06	21322	0.23	2230	3.61	1.85	20607	0.32
Media	2022	3.37	1.98	20018	0.23	2224	3.43	1.78	18957	0.31
Desv.	11	0.07	0.05	890	0.01	10	0.12	0.05	1171	0.01
CV	0.54%	1.96%	2.66%	4.45%	4.74%	0.44%	3.62%	3.00%	6.18%	3.97%

Observaciones



SERIES 21 Y 22: C.C50.XX / C.C75.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas pre-dañadas (preargas del 50 o 75% respecto de la tensión de rotura)



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
C.C50.01	71.3	180.7	50.56	0.03267	-	10994	-
C.C50.02	71.6	180.8	54.62	0.03254	-	10256	-
C.C75.01	71.4	175.6	55.09	0.04346	-	12624	-
C.C75.02	71.3	175.6	51.94	0.03002	-	12632	-
Media	-	-	53.05	0.03467	-	11627	-
Desv.	-	-	2.17	0.00598	-	1195	-
CV	-	-	4.08%	17.25%	-	10.28%	-

Observaciones
 (1) No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento ⁽¹⁾				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.C50.01	1987	3.43	2.01	20266	0.24	-	-	-	-	-
C.C50.02	2004	3.49	2.07	21528	0.23	-	-	-	-	-
C.C75.01	1990	3.40	2.01	20220	0.23	-	-	-	-	-
C.C75.02	1968	3.30	1.96	18893	0.23	-	-	-	-	-
Media	1987	3.41	2.01	20227	0.23	-	-	-	-	-
Desv.	15	0.08	0.05	1076	0.00	-	-	-	-	-
CV	0.75%	2.32%	2.30%	5.32%	1.98%	-	-	-	-	-

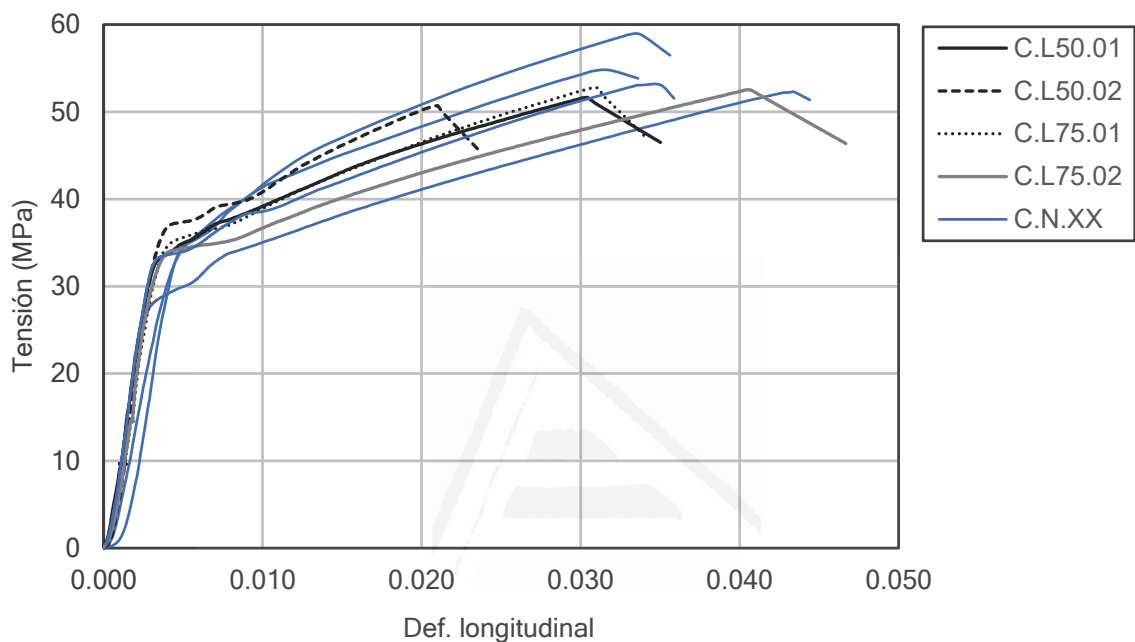
Observaciones

⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos después de las precargas.



SERIES 23 Y 24: C.L50.XX / C.L75.XX

Tipo de probeta	1 pieza de piedra completa
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	Probetas reforzadas bajo tensión (al 50 o 75% respecto de la tensión de rotura)



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}^{(1)}$	E_{st} (MPa)	$\nu_{st}^{(1)}$
C.L50.01	71.4	180.7	51.64	0.03044	-	10701	-
C.L50.02	71.4	180.8	50.72	0.02102	-	12390	-
C.L75.01	71.2	175.2	52.77	0.03111	-	10344	-
C.L75.02	71.5	175.7	52.55	0.04047	-	11651	-
Media	-	-	51.92	0.03076	-	11272	-
Desv.	-	-	0.94	0.00795	-	928	-
CV	-	-	1.81%	25.84%	-	8.23%	-

Observaciones

⁽¹⁾ No se han medido deformaciones transversales en esta serie.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento ⁽¹⁾				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
C.L50.01	1963	3.42	1.97	19512	0.25	-	-	-	-	-
C.L50.02	2016	3.46	2.00	20554	0.25	-	-	-	-	-
C.L75.01	1965	3.30	1.95	18723	0.23	-	-	-	-	-
C.L75.02	1951	3.42	2.03	20193	0.23	-	-	-	-	-
Media	1974	3.40	1.99	19745	0.24	-	-	-	-	-
Desv.	29	0.07	0.04	807	0.01	-	-	-	-	-
CV	1.46%	2.04%	1.87%	4.09%	4.60%	-	-	-	-	-

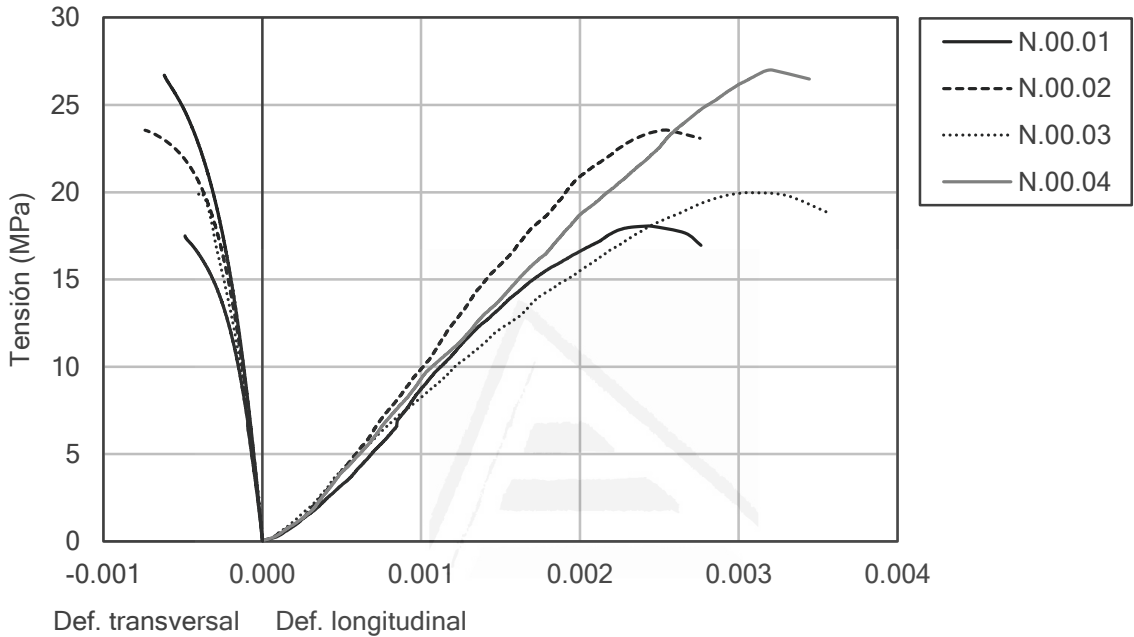
Observaciones

⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos después de las precargas.



SERIE 25: N.00.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	NO
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mo}</i> (MPa)	ϵ_{mo}	$\epsilon_{mo,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
N.00.01	83.3	217.2	18.04	0.00240	0.00049	10652	0.21
N.00.02	83.5	217.8	23.56	0.00253	0.00074	12995	0.22
N.00.03	83.5	217.7	19.97	0.00306	0.00040	9044	0.16
N.00.04	83.5	217.8	26.99	0.00321	0.00062	11199	0.19
Media	-	-	22.14	0.00280	0.00056	10973	0.20
Desv.	-	-	3.96	0.00040	0.00015	1629	0.03
CV	-	-	17.89%	14.12%	26.86%	14.85%	14.97%

Observaciones

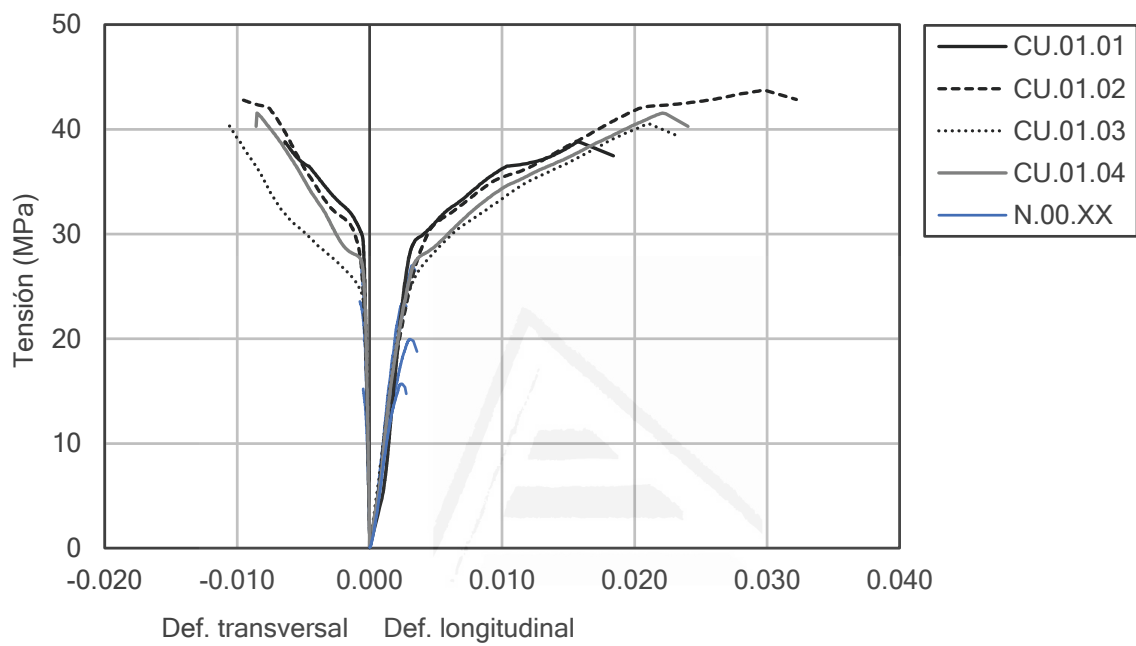
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
N.00.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N.00.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N.00.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N.00.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 26: CU.01.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de carbono + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
CU.01.01	82.4	217.5	38.82	0.01572	0.00640	13187	0.20
CU.01.02	83.5	217.5	43.74	0.02978	0.00969	8941	0.18
CU.01.03	83.4	218.3	40.53	0.02108	0.01066	10277	0.16
CU.01.04	83.5	218.4	41.56	0.02211	0.00851	10425	0.17
Media	-	-	41.17	0.02217	0.00881	10708	0.18
Desv.	-	-	2.06	0.00579	0.00184	1783	0.02
CV	-	-	5.00%	26.13%	20.82%	16.65%	8.67%

Observaciones

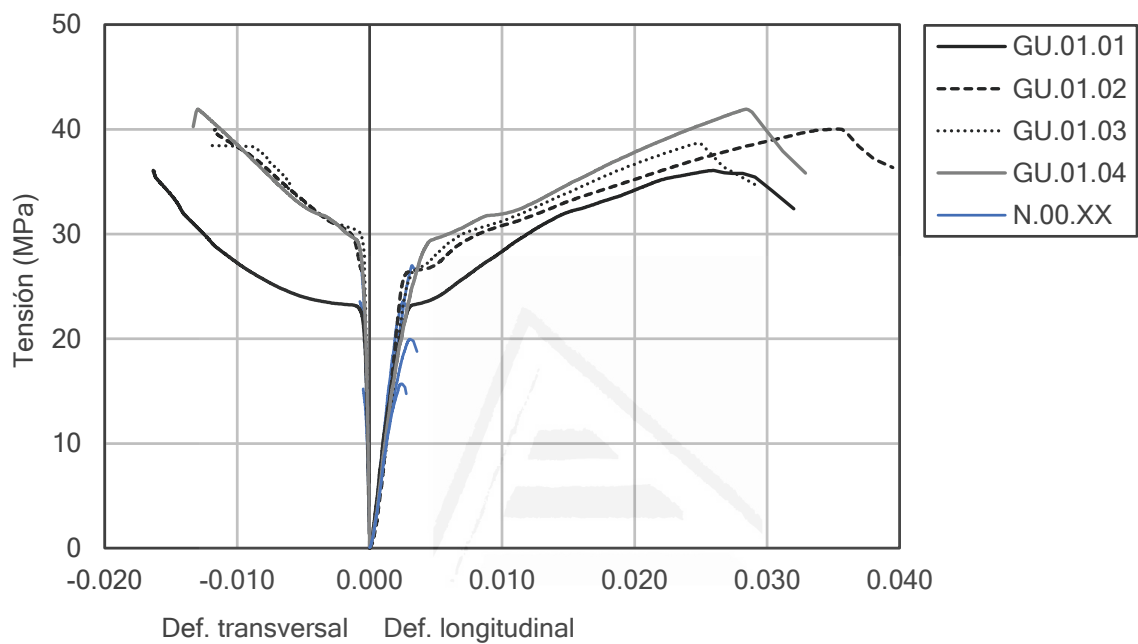
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
CU.01.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CU.01.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CU.01.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CU.01.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 27: GU.01.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Tejido unidireccional de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
GU.01.01	83.5	218.7	36.07	0.02592	0.01635	10536	0.18
GU.01.02	83.2	218.3	40.02	0.03542	0.01163	14025	0.25
GU.01.03	83.4	217.9	38.69	0.02479	0.01208	10907	0.17
GU.01.04	83.5	217.7	41.92	0.02842	0.01296	9493	0.20
Media	-	-	39.18	0.02864	0.01325	11240	0.20
Desv.	-	-	2.46	0.00477	0.00214	1951	0.04
CV	-	-	6.28%	16.65%	16.11%	17.35%	18.42%

Observaciones

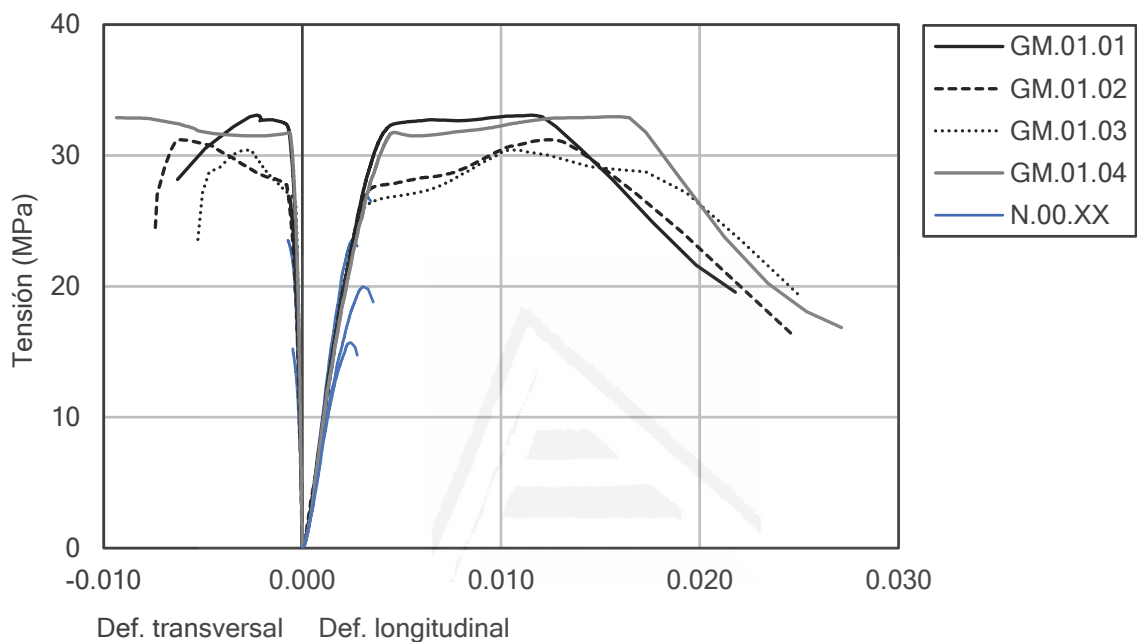
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
GU.01.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GU.01.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GU.01.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GU.01.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 28: GM.01.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Tejido cuadriaxial de fibra de vidrio + resina epoxi (1 capa)
Tratamiento piedra	NO

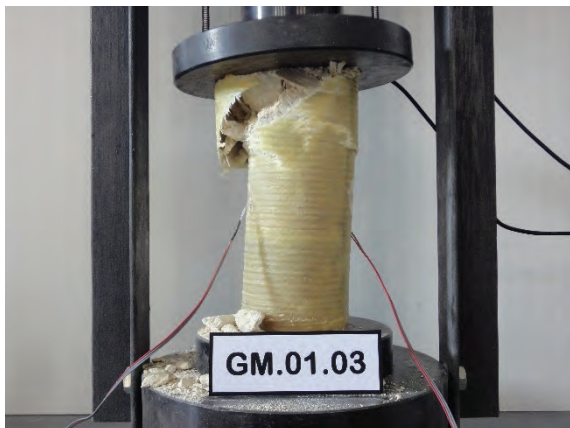


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
GM.01.01	83.5	217.9	33.08	0.01150	0.00347	10874	0.16
GM.01.02	82.8	217.3	31.20	0.01240	0.00610	11191	0.22
GM.01.03	83.2	217.9	30.42	0.01728	0.00469	11116	0.16
GM.01.04	83.5	218.5	32.96	0.01567	0.00936	10184	0.16
Media	-	-	31.91	0.01421	0.00590	10841	0.17
Desv.	-	-	1.32	0.00272	0.00254	459	0.03
CV	-	-	4.12%	19.13%	43.00%	4.23%	17.55%

Observaciones

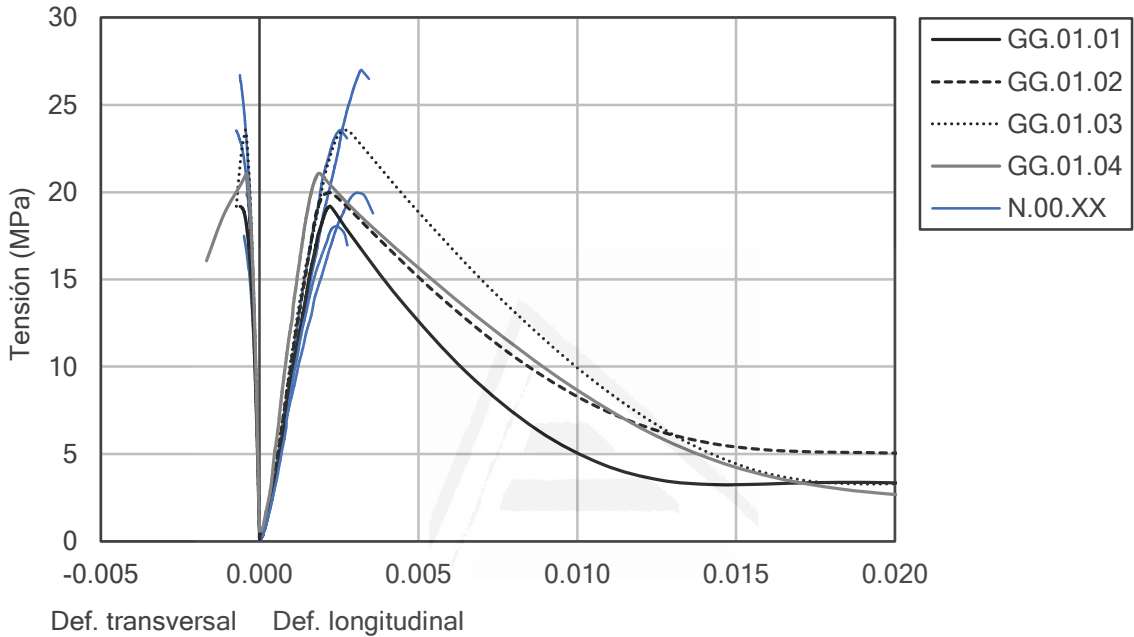
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
GM.01.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GM.01.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GM.01.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GM.01.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 29: GG.01.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Malla de fibra de vidrio + mortero de base cementosa (1 capa)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f_{mc}</i> (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	<i>E_{st}</i> (MPa)	ν_{st}
GG.01.01	83.2	217.7	19.20	0.00222	0.00061	10487	0.20
GG.01.02	82.8	217.7	19.98	0.00221	0.00047	12130	0.19
GG.01.03	83.2	216.7	23.55	0.00276	0.00044	12518	0.19
GG.01.04	82.8	217.6	21.09	0.00221	0.00082	13624	0.20
Media	-	-	20.95	0.00235	0.00059	12190	0.19
Desv.	-	-	1.90	0.00027	0.00017	1300	0.01
CV	-	-	9.06%	11.60%	29.69%	10.66%	3.27%

Observaciones

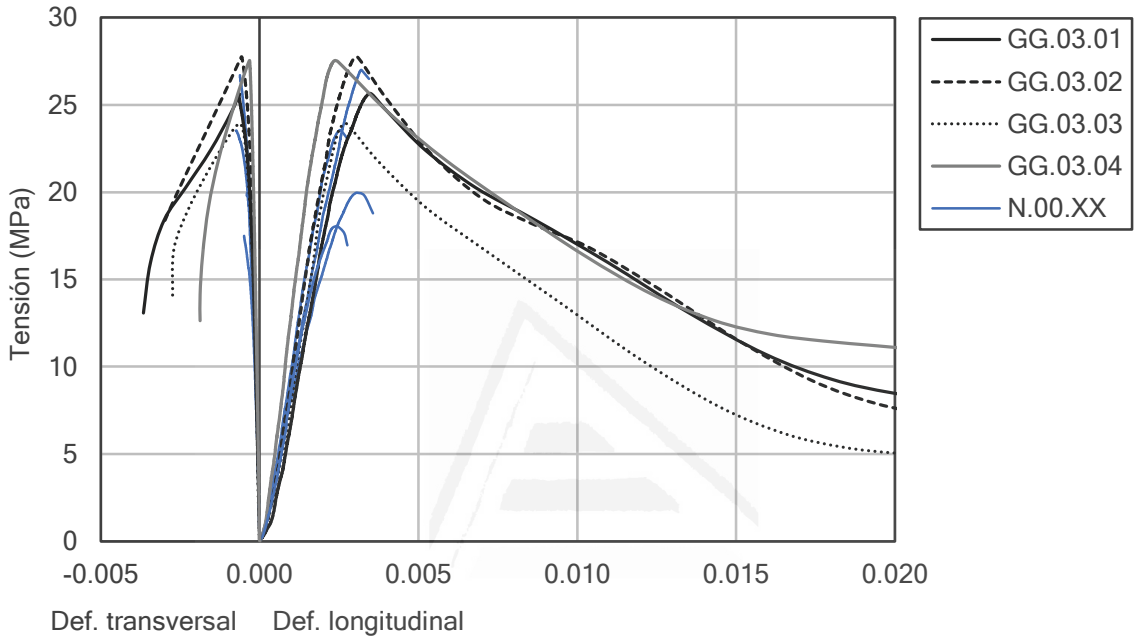
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
GG.01.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.01.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.01.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.01.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 30: GG.03.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Malla de fibra de vidrio + mortero de base cementosa (3 capas)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
GG.03.01	83.5	217.3	25.66	0.00349	0.00065	10473	0.16
GG.03.02	82.8	217.6	27.76	0.00308	0.00057	12787	0.18
GG.03.03	83.1	217.1	23.93	0.00296	0.00062	11187	0.18
GG.03.04	83.0	218.2	27.54	0.00246	0.00034	14182	0.15
Media	-	-	26.22	0.00300	0.00054	12157	0.17
Desv.	-	-	1.79	0.00042	0.00014	1661	0.02
CV	-	-	6.84%	14.06%	26.05%	13.66%	10.41%

Observaciones

ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	ν_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	ν_{dyn}
GG.03.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.03.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.03.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
GG.03.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

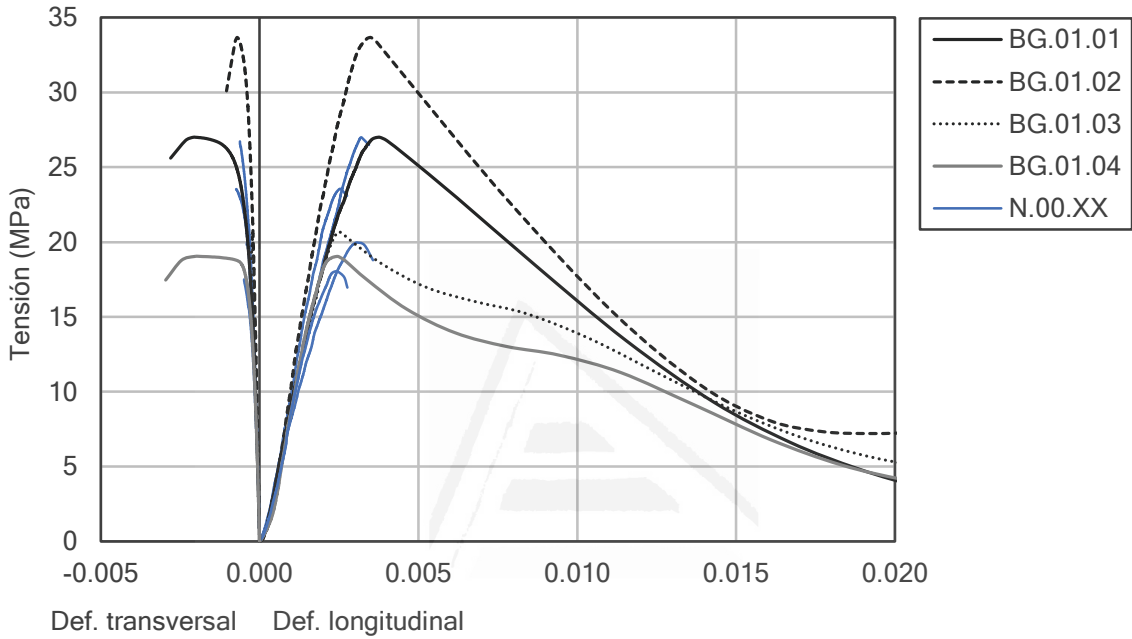
Observaciones

⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 31: BG.01.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Malla de fibra de basalto + mortero de base cementosa (1 capa)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
BG.01.01	83.0	218.8	27.00	0.00373	0.00202	10118	0.21
BG.01.02	82.6	217.6	33.67	0.00351	0.00104	12861	0.15
BG.01.03	83.0	217.0	20.67	0.00251	(¹)	10327	(¹)
BG.01.04	83.3	217.0	19.03	0.00248	0.00206	12071	0.24
Media	-	-	25.09	0.00306	0.00170	11344	0.20
Desv.	-	-	6.67	0.00066	0.00058	1338	0.04
CV	-	-	26.58%	21.44%	33.82%	11.79%	21.45%

Observaciones
 (¹) Las galgas extensométricas de la probeta BG.01.03 no han proporcionado datos fiables.

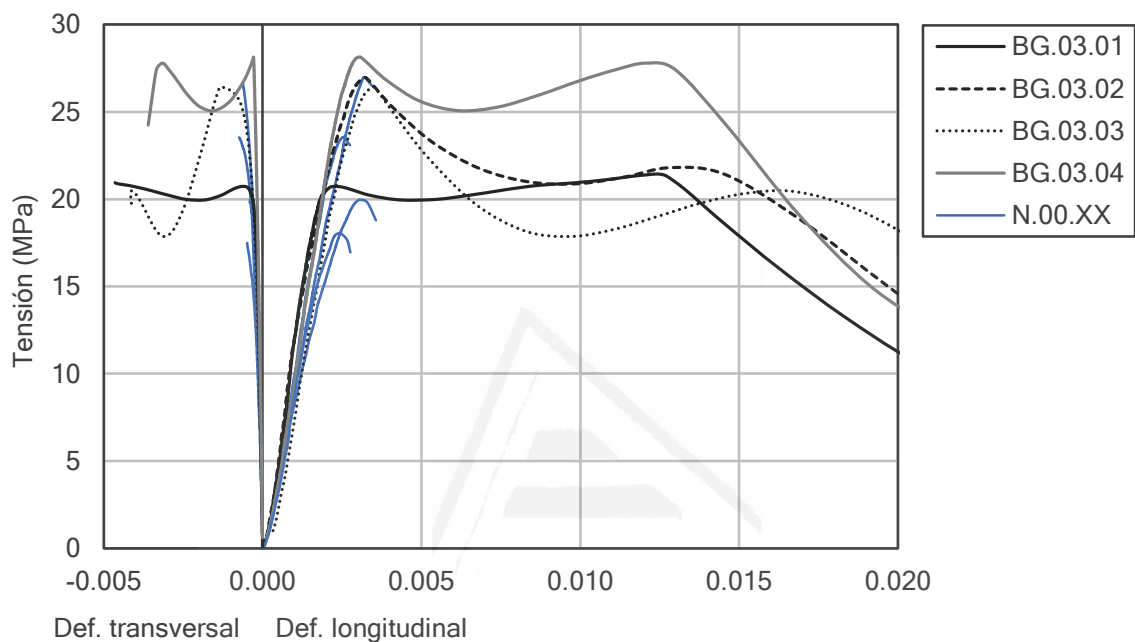
ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
BG.01.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.01.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.01.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.01.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



SERIE 32: BG.03.XX

Tipo de probeta	3 piezas de piedra con juntas de mortero de cal
Refuerzo	Malla de fibra de basalto + mortero de base cementosa (3 capas)
Tratamiento piedra	NO



ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL							
Probeta	d (mm)	h (mm)	f_{mc} (MPa)	ϵ_{mc}	$\epsilon_{mc,t}$	E_{st} (MPa)	ν_{st}
BG.03.01	82.7	217.6	21.44	0.01238	0.00478	13038	0.18
BG.03.02	82.9	216.7	26.96	0.01457	(¹)	10211	(¹)
BG.03.03	83.0	217.6	26.43	0.01680	0.00415	11528	0.20
BG.03.04	82.3	217.0	28.14	0.01460	0.00360	13047	0.17
Media	-	-	25.74	0.01459	0.00418	11956	0.18
Desv.	-	-	2.96	0.00181	0.00059	1365	0.02
CV	-	-	11.49%	12.38%	14.08%	11.42%	10.10%

Observaciones

(¹) Las galgas extensométricas de la probeta BG.03.02 no han proporcionado datos fiables.

ENSAYO DE ULTRASONIDOS ⁽¹⁾										
Probeta	Antes del tratamiento					Después del tratamiento				
	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}	ρ_b (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E_{dyn} (MPa)	v_{dyn}
BG.03.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.03.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.03.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BG.03.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Desv.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Observaciones
⁽¹⁾ No se han realizado ensayos de ultrasonidos en esta serie.



ANEJO 2: DOCUMENTACIÓN TÉCNICA DE LOS PRODUCTOS EMPLEADOS

Se incluyen en el presente anejo las fichas técnicas de los diferentes materiales empleados para la ejecución de los refuerzos, suministrados en todos los casos por la empresa Mapei.

Para los confinamientos con FRP se han empleado los siguientes productos:

- MapeWrap C UNI-AX (tejido unidireccional de fibras de carbono).
- MapeWrap G UNI-AX (tejido unidireccional de fibras de vidrio).
- MapeWrap G QUADRI-AX (tejido cuadriaxial de fibras de vidrio).
- MapeWrap 31 (resina epoxi bicomponente).

Los confinamientos con FRCM se han realizado con los siguientes productos:

- Mapegrid G 120 (malla bidireccional de fibras de vidrio).
- Mapegrid B 250 (malla bidireccional de fibras de basalto).
- Planitop HDM (mortero bicomponente de base cementosa).



Tejidos unidireccionales en fibra de carbono de alta resistencia, con un elevado y muy elevado, respectivamente, módulo elástico

CAMPOS DE APLICACIÓN

El sistema está indicado para la reparación de elementos de hormigón armado dañados por acciones físico-mecánicas, para el confinamiento a compresión y a presoflexión de elementos de hormigón, y para la adecuación antisísmica de estructuras situadas en zonas de riesgo.

Algunos ejemplos de aplicación

- Reparación y adecuación estática de estructuras dañadas o degradadas, donde sea necesario completar la sección resistente a tracción.
- Confinamiento de elementos que trabajan a compresión o presoflexión (pilares, pilas de puente, chimeneas) para mejorar la capacidad portante o la ductilidad.
- Adecuación antisísmica y restauración de estructuras abovedadas, sin aumento de la masa sísmica y sin peligro de filtración de líquidos hacia el intradós.
- Reparación de estructuras dañadas a causa de un incendio.
- Refuerzo de elementos portantes en edificios cuya estructura se modifica a causa de nuevas exigencias arquitectónicas o de uso.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM son unos tejidos en fibra de carbono unidireccionales, caracterizados, respectivamente, por un elevado (230.000 N/mm²) y un elevadísimo (390.000 N/mm²) módulo elástico y una alta resistencia mecánica a tracción. Los tejidos pueden ser puestos en obra mediante dos técnicas diferentes:

- sistema húmedo;
 - sistema seco
- utilizando una línea completa de resinas epoxídicas, compuesta por:

- MapeWrap Primer 1, consolidante para el tratamiento del soporte.
- MapeWrap 11 y MapeWrap 12, enlucidos para la regularización de eventuales imperfecciones y el sellado de poros (MapeWrap 12 tiene mayor tiempo de trabajabilidad que MapeWrap 11).
- MapeWrap 21, impregnante para el tejido aplicado mediante el "sistema húmedo".
- MapeWrap 31, impregnante para el tejido aplicado mediante el "sistema seco".

Con el "sistema húmedo", la preimpregnación del tejido se realiza a pie de obra con MapeWrap 21, mientras que con el "sistema seco", el tejido seco se coloca directamente sobre una capa de MapeWrap 31 aplicada previamente sobre la superficie del elemento de hormigón a reforzar. Para adecuarse mejor a las exigencias de proyecto, MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM se produce en dos gramajes (300 y 600 g/m²) y cada uno de ellos en diferentes anchos (10, 20 y 40 cm), denominados respectivamente:

- MapeWrap C UNI-AX 300: M.E. = 230.000 N/mm²;
- MapeWrap C UNI-AX 600: M.E. = 230.000 N/mm²;
- MapeWrap C UNI-AX HM 300: M.E. = 390.000 N/mm²;
- MapeWrap C UNI-AX HM 600: M.E. = 390.000 N/mm².

VENTAJAS

A diferencia de las intervenciones basadas en técnicas tradicionales, los tejidos de la línea MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM, gracias a su gran ligereza, pueden ser puestos en obra empleando un menor número de operarios. Tanto en el "sistema seco" como en el "sistema húmedo" (con ayuda de una máquina para facilitar la impregnación), la aplicación se realiza en tiempos muy cortos y a menudo sin que sea necesario interrumpir el uso de la estructura.



**MapeWrap C
UNI-AX**
**MapeWrap C
UNI-AX HM**



Preparación del soporte



Aplicación de MapeWrap Primer 1



Enlucido con MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Respecto a la técnica de chapado con planchas metálicas (bétón plaqué), el uso de los tejidos **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** permite la adaptación a cualquier forma que tenga el elemento a reparar, no necesita apuntalamientos provisionales durante la puesta en obra y elimina todos los riesgos relacionados con la corrosión del refuerzo aplicado.

AVISO IMPORTANTE

- Dotar a los operarios de guantes, mascarillas para disolventes y gafas de protección.

FORMA DE APLICACIÓN

Preparación del soporte

La superficie sobre la que aplicar los tejidos **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** debe estar perfectamente limpia, seca y ser mecánicamente resistente. En el caso de estructuras no dañadas, eliminar mediante chorreo de arena, los restos de aceites desencofrantes, barnices o pinturas y lechadas de cemento.

En el caso de que el hormigón estuviese degradado, eliminar las partes dañadas mediante repicado manual o mecánico, o mediante hidrodemolición. Limpiar la armadura metálica de restos de óxido y después protegerla con **Mapefer** o **Mapefer 1K**, mortero cementoso anticorrosivo (para la aplicación seguir el proceso descrito en la ficha técnica del producto).

Reparar las superficies de hormigón con los productos de la línea **Mapegrout**.

Esperar al menos tres semanas antes de proceder a la colocación de **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**.

En el caso de que el refuerzo deba realizarse de forma inmediata, emplear, para la reparación del hormigón dañado, mortero epoxidico **Adesilex PG1**, **Adesilex PG2** o **Mapefloor EP19**.

Sellar las fisuras que puedan estar presentes en la estructura mediante inyección con **Epojet** (adecuado si las fisuras están secas o ligeramente húmedas), o también con **Foamjet T** o **Foamjet F** (adecuados si las fisuras están húmedas y con filtraciones de agua).

Todas las aristas vivas presentes en los elementos de hormigón a reforzar con **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** (ej. vigas y pilares), deben ser redondeadas mediante el empleo de un martillo demolidor o de cualquier herramienta idónea para tal fin. Es aconsejable que el radio de curvatura no sea inferior a 2 cm.

Proceso para la colocación de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM mediante el "sistema húmedo"

Fases operativas

1. Preparación de **MapeWrap Primer 1**.
2. Aplicación de **MapeWrap Primer 1**.
3. Preparación de **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12**.
4. Aplicación de **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12**.
5. Preparación de **MapeWrap 21**.
6. Impregnación del tejido con **MapeWrap 21**.
7. Colocación del tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**.

1. Preparación de MapeWrap Primer 1

Los dos componentes de los que está compuesto **MapeWrap Primer 1** deben ser mezclados entre sí. Verter el componente B en el componente A y mezclar con una taladradora provista de agitador, a bajo número de revoluciones, hasta la completa homogeneización de la resina.

Relación de la mezcla: 3 partes en peso del

componente A y 1 parte en peso del componente B. Para no incurrir en errores accidentales de dosificación es necesario emplear todo el contenido del envase; en el caso de que el contenido deba emplearse parcialmente, utilizar una báscula electrónica de precisión (este procedimiento deberá realizarse también para los productos que se apliquen sucesivamente).

Después de la preparación de **MapeWrap Primer 1**, éste permanece trabajable durante aproximadamente 90 minutos, a +23°C.

2. Aplicación de MapeWrap Primer 1

Sobre la superficie de hormigón limpia y seca extender, a brocha o a rodillo, una capa homogénea de **MapeWrap Primer 1**.

En el caso de que el soporte sea muy absorbente, aplicar una segunda capa de **MapeWrap Primer 1**, después de que la primera haya sido totalmente absorbida. Efectuar, después, el enlucido con **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** sobre el producto todavía "fresco".

3. Preparación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Según sea la temperatura y el tiempo de trabajabilidad, escoger **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** (**MapeWrap 12** tiene mayor tiempo de trabajabilidad que **MapeWrap 11**). Verter el componente B en el componente A y mezclar, a bajo número de revoluciones, con una taladradora provista de agitador, hasta obtener una mezcla homogénea de color gris. Relación de la mezcla para ambos productos: 3 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. A una temperatura de +23°C, **MapeWrap 11** permanece trabajable aproximadamente 40 minutos después de la mezcla, mientras que **MapeWrap 12**, aproximadamente 60 minutos.

4. Aplicación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Sobre la superficie de hormigón, previamente tratada con **MapeWrap Primer 1** y con el producto todavía fresco, aplicar, con una llana dentada, una capa de aproximadamente 1 mm de espesor de **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** y posteriormente, con una llana plana, alisar la superficie con el objetivo de uniformar completamente todas las irregularidades presentes en el soporte. Efectuar además, con el mismo producto, el relleno y redondeo de los ángulos con un radio de curvatura no inferior a 2 cm.

5. Preparación de MapeWrap 21

Verter el componente B en el componente A y mezclar, a bajo número de revoluciones, con una taladradora provista de agitador, hasta obtener la completa homogeneización de la resina fluida. Relación de la mezcla: 4 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. El producto permanece trabajable aproximadamente 40 minutos, a +23°C.

6. Impregnación del tejido con MapeWrap 21

Manualmente

Impregnar manualmente el tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**, cortado previamente con tijeras en las dimensiones necesarias, sumergiéndolo durante algunos minutos en una cubeta de plástico (de forma rectangular), llena alrededor de 1/3 del volumen total con **MapeWrap 21**. Sacar el tejido de la cubeta, dejarlo escurrir durante algunos segundos y apretarlo entre las manos, protegidas con guantes impermeables de goma, con la intención de eliminar

DATOS TÉCNICOS (valores característicos)		
DATOS IDENTIFICATIVOS		
Tipo de fibra:	carbón de alta resistencia	
Aspecto:	tejido unidireccional	
Clasificación aduanera	6815 10 10	
MAPEWRAP C UNI-AX		
Gramaje (g/m ²):	300	600
Masa volumétrica (kg/m ³):	1.800	1.800
Espesor equivalente de tejido seco (mm):	0,166	0,333
Área resistente por unidad de ancho (mm ² /m):	166,6	333,3
Resistencia mecánica a tracción (N/mm ²):	4.830	4.830
Carga máxima por unidad de ancho (kN/m):	> 800	> 1.600
Módulo elástico a tracción (N/mm ²):	230.000	230.000
Alargamiento a rotura (%):	2	2
MAPEWRAP C UNI-AX HM		
Gramaje (g/m ²):	300	600
Masa volumétrica (kg/m ³):	1.820	1.820
Espesor equivalente de tejido seco (mm):	0,164	0,329
Área resistente por unidad de ancho (mm ² /m):	164,8	329,6
Resistencia mecánica a tracción (N/mm ²):	4.410	4.410
Carga máxima por unidad de ancho (kN/m):	> 700	> 1.400
Módulo elástico a tracción (N/mm ²):	390.000	390.000
Alargamiento a rotura (%):	1,1	1,1
PRESTACIONES FINALES		
Adherencia al hormigón (N/mm ²):	> 3 (rotura del hormigón)	

completamente la resina en exceso, pero sin torcerlo para no dañar las fibras de carbono.

Con máquina impregnadora

Como alternativa a la impregnación manual puede emplearse, con evidentes ventajas, un equipo sencillo dotado de una cubeta y una serie de rodillos que permite realizar, con mayor facilidad y mayor seguridad, tanto la operación de saturación como la de escurrido. Este equipo se recomienda en particular cuando las intervenciones a realizar, sobre una misma estructura, son numerosas y tiene una gran extensión. Mediante este sistema se tiene la seguridad de que la resina se distribuye uniformemente y a cada punto del tejido. Después de la impregnación, se procede a la inmediata colocación del tejido.

7. Colocación del tejido MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM

Verificar que la capa de MapeWrap 11 o de MapeWrap 12 esté aún fresca, después proceder inmediatamente a la colocación de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM teniendo cuidado de extenderlo sin dejar ningún pliegue. Después de haberlo alisado con las manos (siempre protegidas con guantes de goma), pasar repetidas veces un rodillo de goma rígida sobre la superficie, en la dirección longitudinal de las fibras, con objeto de embutirlo perfectamente en el enlucido epoxídico

MapeWrap 11 o MapeWrap 12 y, seguidamente, para eliminar completamente las posibles burbujas de aire, repasar con el Rodillo para MapeWrap.

Solapes

En las intervenciones de enfajado de pilares, la parte final de la tira de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM debe solaparse con el inicio del mismo tejido al menos 20 cm. Debe procederse de igual forma en caso de que se deban unir más tiras en dirección longitudinal.

El solape, por razones de alineación, debe ser de alrededor de 2-3 cm en la dirección del ancho del tejido.

Después de la colocación y el presionado con el rodillo, el tejido MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM no debe moverse más.

Proceso para la colocación de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM mediante el "sistema seco"

Fases operativas

1. Preparación de MapeWrap Primer 1.
2. Aplicación de MapeWrap Primer 1.
3. Preparación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12.
4. Aplicación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12.
5. Preparación de MapeWrap 31.



Impregnación manual de MapeWrap C



Impregnación a máquina de MapeWrap C



Colocación

6. Aplicación de la primera mano de **MapeWrap 31**.
7. Colocación del tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**.

1. Preparación de MapeWrap Primer 1

Los dos componentes de los que está compuesto **MapeWrap Primer 1** deben ser mezclados entre sí. Verter el componente B en el componente A y mezclar con un taladradora provista de agitador, a bajo número de revoluciones, hasta la completa homogeneización de la resina.

Relación de la mezcla: 3 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. Para no incurrir en errores accidentales de dosificación es necesario emplear todo el contenido del envase; en el caso de que el contenido deba emplearse parcialmente, utilizar una báscula electrónica de precisión (este procedimiento deberá realizarse también para los productos que se apliquen sucesivamente).

Después de la preparación de **MapeWrap Primer 1** éste permanece trabajable durante aproximadamente 90 minutos, a +23°C.

2. Aplicación de MapeWrap Primer 1

Sobre la superficie de hormigón limpia y seca extender, con brocha o con rodillo, una capa homogénea de **MapeWrap Primer 1**.

En el caso de que el soporte sea muy absorbente aplicar una segunda capa de **MapeWrap Primer 1**, después de que la primera haya sido totalmente absorbida. Efectuar, después, el enlucido con **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** sobre el producto todavía "fresco".

3. Preparación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Según sea la temperatura y el tiempo de trabajabilidad, escoger **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** (**MapeWrap 12** tiene mayor tiempo de trabajabilidad que **MapeWrap 11**). Verter el componente B en el componente A y mezclar con una taladradora provista de agitador, a bajo número de revoluciones, hasta obtener una mezcla homogénea de color gris. Relación de la mezcla para ambos productos: 3 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. A una temperatura de +23°C **MapeWrap 11** permanece trabajable aproximadamente 40 minutos después de la mezcla, mientras que **MapeWrap 12**, unos 60 minutos.

4. Aplicación de MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Sobre la superficie de hormigón previamente tratada con **MapeWrap Primer 1** y con el producto todavía "fresco", aplicar, con una llana dentada, una capa de alrededor de 1 mm de espesor de **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** y, posteriormente, con una llana lisa, alisar la superficie con el objetivo de uniformar completamente todas las irregularidades presentes en el soporte. Efectuar además, con el mismo producto, el relleno y redondeo de los ángulos con un radio de curvatura no inferior a 2 cm.

5. Preparación de MapeWrap 31

Verter el componente B en el componente A y mezclar a bajo número de revoluciones, con una taladradora provista de agitador, hasta obtener una mezcla de color amarillo uniforme. Relación de la mezcla: 4 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. Después de la mezcla,

el producto permanece trabajable aproximadamente 40 minutos, a +23°C.

6. Aplicación de la primera mano de MapeWrap 31

Extender de forma uniforme con brocha o con rodillo de pelo corto, sobre **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** aún "frescos", una primera capa de alrededor de 0,5 mm de espesor de **MapeWrap 31**.

7. Colocación de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM

Sobre la capa de **MapeWrap 31** aún "fresca", colocar inmediatamente el tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**, cuidando de extenderlo sin dejar pliegues. Después de haberlo alisado bien con las manos, protegidas con guantes de goma impermeables, aplicar sobre el tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** una segunda mano de **MapeWrap 31** y luego presionarlo repetidas veces utilizando un rodillo de goma rígida que permita al adhesivo penetrar completamente a través de las fibras del tejido. Para eliminar eventuales burbujas de aire ocluido durante los trabajos realizados, volver a pasar, sobre el tejido impregnado, el **Rodillo para MapeWrap**.

Solapes

En las intervenciones de enfajado de pilares, la parte final de la tira de **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** debe solaparse con el inicio del mismo tejido al menos 20 cm.

Debe procederse de igual forma en el caso que se deban unir más tiras en dirección longitudinal.

El solape, por una razón de alineación, debe ser de alrededor de 2-3 cm en la dirección del ancho del tejido.

Después de la colocación y el presionado con el rodillo, el tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM** no debe moverse más.

Proceso para la aplicación en fresco (dentro de las 24 horas), de más capas de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM
Con el "sistema húmedo" repetir las siguientes operaciones:

- Impregnación del tejido con **MapeWrap 21**.
- Colocación del tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**.

Con el "sistema seco"

- Aplicación de una primera capa de **MapeWrap 31** y colocación del tejido **MapeWrap C UNI-AX** o **MapeWrap C UNI-AX HM**.

- Extendido de una mano posterior de **MapeWrap 31**.

Nota: en el caso de que se efectúe la aplicación de más capas después de las 24 horas, es necesario preparar, mediante lijado, la capa precedente ya endurecida.

REVESTIMIENTO PROTECTOR

El revestimiento protector se puede realizar, después del endurecimiento completo de los sistemas epoxídicos empleados (alrededor de 1-2 días, a +23°C), con **Mapelastic**, mortero cementoso bicomponente elástico, o con **Elastocolor Pittura**, pintura acrílica elástica (para la aplicación, consultar la ficha técnica de cada producto). Los productos mencionados crean una eficiente barrera contra los rayos U.V., por lo que su uso está particularmente aconsejado cuando la estructura esté expuesta a la luz solar.



Colocación



Fajado de pilares y vigas



Fajado de un encuentro viga-pilar

NORMAS A OBSERVAR DURANTE LA PUESTA EN OBRA

- La temperatura durante la puesta en obra no deberá ser inferior a +5°C y, además, la estructura deberá protegerse de la lluvia y del polvo transportado por el viento.
- Después de haber realizado la intervención, mantener la superficie tratada a una temperatura superior a +5°C.
- Proteger de la lluvia durante al menos 24 horas si la temperatura mínima no baja de +15°C, y durante al menos 3 días si la temperatura es inferior.

RECOMENDACIONES PARA LA MANIPULACIÓN DEL PRODUCTO

Es indispensable que los operarios durante la preparación y la colocación de los sistemas epoxídicos descritos utilicen guantes impermeables de goma, gafas de protección y máscaras para disolventes. Evitar el contacto con la piel y con los ojos; en el caso que se produzca el contacto, lavarlos con abundante agua y jabón y consultar a un médico. Cuando la aplicación se realice en ambientes cerrados, airear bien los locales, de forma que se garantice una constante renovación del aire. Durante el trabajo, además, no deben haber llamas libres ni se debe fumar. Para

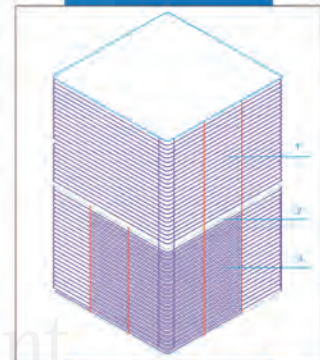
PRESENTACIÓN

Los tejidos de MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM están disponibles en rollos de 50 m embalados en cajas de cartón, con las siguientes denominaciones:

	Gramaje (g/m²)	Anchura (cm)	Superficie (m²/m)	Superficie (m²/rollo)
MapeWrap C UNI-AX 300/10	300	10	0,1	5
MapeWrap C UNI-AX 300/20	300	20	0,2	10
MapeWrap C UNI-AX 300/40	300	40	0,4	20
MapeWrap C UNI-AX 600/10	600	10	0,1	5
MapeWrap C UNI-AX 600/20	600	20	0,2	10
MapeWrap C UNI-AX 600/40	600	40	0,4	20
MapeWrap C UNI-AX HM 300/10	300	10	0,1	5
MapeWrap C UNI-AX HM 300/20	300	20	0,2	10
MapeWrap C UNI-AX HM 300/40	300	40	0,4	20
MapeWrap C UNI-AX HM 600/10	600	10	0,1	5
MapeWrap C UNI-AX HM 600/20	600	20	0,2	10
MapeWrap C UNI-AX HM 600/40	600	40	0,4	20



Aplicación de la segunda mano de MapeWrap 31



Ejemplo de solape:
1. Solape a testa: 20 cm.
2. Colocación adyacente.
3. Solape en la dirección longitudinal: 20 cm

CONSUMOS DE LOS SISTEMAS EPOXÍDICOS

Imprimación, regularización y enlucido de la superficie

	Consumo (g/m²)
MapeWrap Primer 1	250-300
MapeWrap 11 o MapeWrap 12	1.500-1.600

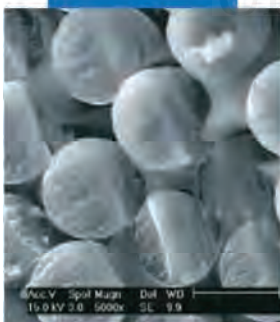
Impregnación del tejido MapeWrap C UNI-AX o MapeWrap C UNI-AX HM

	Gramaje (g/m²)	Consumo (g/m²)	Anchura (cm)	Consumo (g/m)
MapeWrap 21	300	1.200-1.300	10	120-130
			20	240-260
			40	480-520
	600	1.800-1.950	10	180-195
			20	360-390
			40	720-780
MapeWrap 31	300	1.000-1.100	10	100-110
			20	200-220
			40	400-440
	600	1.500-1.550	10	150-155
			20	300-310
			40	600-620



Revestimiento con Elastocolor Pittura

MapeWrap C UNI-AX
MapeWrap C UNI-AX HM



Fotografía al microscopio de un compuesto estructural con matriz polimérica, del Laboratorio de Investigación y Desarrollo de MAPEI

mayor información, leer atentamente la Ficha de Seguridad de los productos.

Limpieza

A causa de la elevada adherencia del sistema epoxídico descrito, se aconseja lavar las herramientas de trabajo con disolventes (alcohol etílico, tolueno, etc.) antes del endurecimiento de los productos.

ALMACENAJE

Conservar en lugar cubierto y seco.

PRODUCTO PARA PROFESIONALES.

ADVERTENCIA

Las indicaciones y las prescripciones descritas, aún correspondiendo a nuestra mejor

experiencia, deben considerarse en todo caso como puramente indicativas y deberán confirmarse mediante exhaustivas aplicaciones prácticas; por tanto, antes de emplear el producto, quien pretenda utilizarlo deberá establecer si es el más o menos apropiado para el trabajo previsto, y asume toda la responsabilidad que pueda derivarse de su uso.

Las referencias relativas a este producto están disponibles bajo solicitud y en la web de Mapei www.mapei.es y www.mapei.com

MEMORIA DESCRIPTIVA

MapeWrap C UNI-AX

Reparación de elementos de hormigón armado dañados por acciones físico-mecánicas, confinamiento a compresión y a presoflexión de elementos de hormigón, y adecuación antisísmica de estructuras situadas en zonas de riesgo, mediante el empleo de tejidos unidireccionales en fibra de carbono caracterizados por un módulo elástico elevado (230.000 N/mm²) de alta resistencia mecánica a tracción (tipo **MapeWrap C UNI-AX** de MAPEI S.p.A.). Los tejidos deberán ser puestos en obra con el "sistema húmedo" o con el "sistema seco", respetando el siguiente procedimiento:

- aplicación de una imprimación (tipo **MapeWrap Primer 1** de MAPEI S.p.A.);
- enlucido del soporte (tipo **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** de MAPEI S.p.A.);
- impregnación del tejido a pie de obra mediante el "sistema húmedo" (tipo **MapeWrap 21** de Mapei S.p.A.);
- como alternativa, impregnación del tejido en obra mediante el "sistema seco" (tipo **MapeWrap 31**).

Según sea el tipo de intervención a realizar será posible escoger un tejido con un gramaje de 300 ó 600 g/m², y de 10, 20 y 40 cm de ancho.

Los tejidos en fibra de carbono deberán tener, respectivamente, las siguientes características:

Gramaje (g/m ²):	300	600
Masa volumétrica (kg/m ³):	1.800	1.800
Espesor equivalente de tejido seco (mm):	0,166	0,333
Área resistente por unidad de anchura (mm ² /m):	166,6	333,3
Resistencia mecánica a tracción (N/mm ²):	4.830	4.830
Carga máxima por unidad de anchura (kN/m):	> 800	> 1.600
Módulo elástico a tracción (N/mm ²):	230.000	230.000
Elongación a rotura (%):	2	2
Adherencia al hormigón (N/mm ²):	> 3 (rotura del hormigón)	

MapeWrap C UNI-AX HM

Reparación de elementos de hormigón armado dañados por acciones físico-mecánicas, confinamiento a compresión y a presoflexión de elementos de hormigón, y adecuación antisísmica de estructuras situadas en zonas de riesgo, mediante el empleo de tejidos unidireccionales en fibra de carbono caracterizados por un módulo elástico muy elevado (390.000 N/mm²) de alta resistencia mecánica a tracción (tipo **MapeWrap C UNI-AX HM** de MAPEI S.p.A.). Los tejidos deberán ser puestos en obra con el "sistema húmedo" o con el "sistema seco", respetando el siguiente procedimiento:

- aplicación de una imprimación (tipo **MapeWrap Primer 1** de MAPEI S.p.A.);
- enlucido del soporte (tipo **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** de MAPEI S.p.A.);
- impregnación del tejido a pie de obra mediante el "sistema húmedo" (tipo **MapeWrap 21** de MAPEI S.p.A.);
- como alternativa, impregnación del tejido en obra mediante el "sistema seco" (tipo **MapeWrap 31**).

Según sea el tipo de intervención a realizar será posible escoger un tejido con un gramaje de 300 ó 600 g/m², y de 10, 20 y 40 cm de ancho.

Los tejidos en fibra de carbono deberán tener, respectivamente, las siguientes características:

Gramaje (g/m ²):	300	600
Masa volumétrica (kg/m ³):	1.820	1.820
Espesor equivalente de tejido seco (mm):	0,164	0,329
Área resistente por unidad de anchura (mm ² /m):	164,8	329,6
Resistencia mecánica a tracción (N/mm ²):	4.410	4.410
Carga máxima por unidad de anchura (kN/m):	> 700	> 1.400
Módulo elástico a tracción (N/mm ²):	390.000	390.000
Elongación a rotura (%):	1,1	1,1
Adherencia al hormigón (N/mm ²):	> 3 (rotura del hormigón)	

(E) A.G. BETA

La reproducción de textos, fotografías e ilustraciones de esta publicación está totalmente prohibida y será perseguida por la ley

1002-3-2007



EL COMPAÑERO MUNDIAL DE LOS CONSTRUCTORES



Uni-directional glass fibre fabric

WHERE TO USE

This system is especially suitable to repair reinforced concrete and masonry elements damaged by physical-mechanical action, for the confinement of axial loaded or bent concrete elements and for seismic strengthening of structures in earthquake areas.

Some application examples

- Repair, maintenance and static upgrade of deteriorated structures, where it is absolutely necessary to reinforce the tensile strength of the section.
- Confinement of axially loaded or damaged concrete and masonry elements (columns, bridge piers, chimneys, reservoirs) in order to improve ductility and load bearing capacity.
- Seismic strengthening and restoration of vaulted structures without the increase of seismic mass and without the danger of liquid percolation towards the internal surface of an archway.
- Reinforcement of load bearing elements in buildings that have been restructured for architectural reasons or change of use.

TECHNICAL CHARACTERISTICS

MapeWrap G UNI-AX is a uni-directional fibre glass fabric that can be placed using two different methods:

- wet system;
- dry system.

Products for the application of the fibres can be chosen from a complete range of epoxy resins:

- MapeWrap Primer 1: strengthening treatment for the substrate.
- MapeWrap 11 and 12: smoothing compounds to smooth any rough areas or seal porous surfaces (MapeWrap 12 has a longer workability).
- MapeWrap 21: impregnating agent for fabrics using the "wet system".
- MapeWrap 31: impregnating agent for fabrics using the "dry system".

Using the "wet system", the MapeWrap G fabric is manually dipped into MapeWrap 21 immediately before placing on the surface. When using the "dry system", the dry fabric is placed directly on a layer of resin applied beforehand to the concrete element that needs reinforcement.

MapeWrap G UNI-AX is manufactured only in one weight (900 g/m²) and two different widths (30 and 60 cm):

- MapeWrap G UNI-AX 900/30;
- MapeWrap G UNI-AX 900/60.

ADVANTAGES

Because of their extreme light weight, the fabrics in the MapeWrap G UNI-AX range, are less labour intensive than conventional technologies (*béton plaqué*). With the "wet system" (and aid of a machine that helps the impregnation process) or the "dry system", the application is carried out in an extremely short time and often without downtime of the structure.



**MapeWrap G
UNI-AX**

Unlike the plating method using steel plates (*béton plaqué*), the use of **MapeWrap G UNI-AX** fabric will adapt to any contours of the element that need repair.

It does not need temporary reinforcement during placing and removes all corrosion risks of the applied reinforcement.

RECOMMENDATIONS

- All workers must wear gloves, masks for solvents and protective goggles.

APPLICATION METHOD

Preparing the substrate

The surface onto which **MapeWrap G UNI-AX** fabrics will be applied must be perfectly clean, dry and mechanically strong.

Remove all loose particles, grease, varnishes or paints and cement laitance from sound concrete structures, by sandblasting.

If the concrete is deteriorated, remove damaged parts by manual or pneumatic bushhammering or by hydro-scarifying. Clean the metal reinforcement and remove any traces of rust. Protect them with **Mapefer** (a two-component corrosion-inhibiting cement mortar) or with **Mapefer 1K** (a one-component corrosion-inhibiting cement mortar) following application methods described in the products technical data sheet. Repair the concrete surfaces with products from the **Mapegrout** line.

Wait at least 3 weeks before applying **MapeWrap G UNI-AX**.

If reinforcement must be carried out immediately, repair with **Adesilex PG1**, **Adesilex PG2** or **Mapefloor EP19**.

Seal any surface cracks by injecting **Epojet** or **Epojet LV** (product to be used if there is water seepage) or with **Foamjet T**, **Foamjet F**, **Resfoam 1K** or **Mapegel 50** (product to be used if there is water seepage). All sharp edges in the concrete elements (for example beams or columns) that need to be wrapped with **MapeWrap G UNI-AX**, must be smoothed with a flexible grinding wheel fitted with a diamond blade or any other suitable means. It is recommended to have a bending radius not less than 2.5 cm and to fix the **MapeWrap G UNI-AX** fabric at the foot of the pillars with angle irons fixed with screws and sealed with **Epojet** or **Epojet LV** epoxy resins.

Masonry structures

Remove the existing render and any deteriorated elements (bricks, stones, tuff, etc.) from the structure that needs to be reinforced. Replace with new bricks, stones or tuff that have physical properties very similar to those originally employed. Remove the sharp corners with a flexible grinding wheel to obtain a bending radius not less than 2.5 cm. Sandblast the structure to completely remove any inconsistent material. Remove the surface dust with a vacuum cleaner.

Installing MapeWrap G UNI-AX with the "wet system"

Operational steps

1. Prepare **MapeWrap Primer 1**.

2. Apply **MapeWrap Primer 1**.
3. Prepare **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.
4. Apply **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.
5. Prepare **MapeWrap 21**.
6. Impregnate the fabric with **MapeWrap 21**.
7. Place the **MapeWrap G UNI-AX** fabric.

1. Prepare MapeWrap Primer 1

Mix the two **MapeWrap Primer 1** components together. Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until a completely homogeneous resin is obtained. Mix ratio: 3 parts by weight of A and 1 part by weight of B. Use the whole amount in the packaging to eliminate measuring errors.

After its preparation, **MapeWrap Primer 1** has a pot life of approximately 90 minutes at +23°C.

2. Apply MapeWrap Primer 1

Apply an even coat of **MapeWrap Primer 1** onto a flat (as much as possible) concrete surface with a brush or a roller.

If the substrate is very porous, apply a second coat of **MapeWrap Primer 1** after the first coat has completely absorbed.

3. Prepare MapeWrap 11 or MapeWrap 12

Depending on the temperature and pot life, choose either **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** (**MapeWrap 12** has a longer pot life). Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until an even grey paste is obtained. Mix ratio for both products: 3 parts by weight of A and 1 part by weight of B. Once prepared, **MapeWrap 11** has a pot life of approximately 40 minutes at +23°C while **MapeWrap 12** has a pot life of approximately 60 minutes.

4. Apply MapeWrap 11 or MapeWrap 12

Apply an approximately 1 mm thick coat of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** with a notched trowel over the concrete surface pre-treated with still "fresh" **MapeWrap Primer 1**. Use a flat trowel to completely level uneven parts of the substrate surface. Use the same product to fill and round the corners in order to create a "profile" with a bending radius not less than 2 cm.

5. Prepare MapeWrap 21

Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until a completely homogeneous fluid resin is obtained. Mix ratio: 4 parts by weight of A and 1 part by weight of B. After mixing, the product has a pot life of approximately 40 minutes at +23°C.

6. Impregnate the fabric with MapeWrap 21

Manually

Cut fabric to the desired size beforehand and manually impregnate the **MapeWrap G UNI-AX** fabric by plunging it into a plastic trough filled 1/3 of the total volume with **MapeWrap 21**. Remove the fabric from the trough, let it drip and then press it between

TECHNICAL DATA (typical values)	
PRODUCT IDENTIFICATION	
Type of fibre:	glass Type E - CR (corrosion resistant)
Consistency:	uni-directional fabric
Density (kg/dm ³):	2.62
Customs class:	7019 40 00
MAPEWRAP G UNI-AX 900/30 AND MAPEWRAP G UNI-AX 900/60	
Weight (g/m ²):	900
Fabric equivalent thickness (mm):	0.48
Fabric cross area per unit width (mm ² /m):	342.2
Tensile strength (MPa):	2,560
Tensile modulus of elasticity (GPa):	80.7
Elongation (%):	3-4
FINAL PERFORMANCE	
Bonding to concrete (MPa):	> 3 (concrete failure)

the hands (protected with rubber waterproof gloves) until the excess resin is removed completely, but without wringing the fabric in order not to damage the fibres.

With impregnating machine

As an alternative, the impregnation can be carried out with a simple machine fitted with a bucket and a series of rollers that automatically saturate and drip the fabric easily and safely.

This machine is particularly recommended for the repair of large surface areas. This system ensures the uniform distribution of the resin over every part of the fabric. Immediately place the fabric after it has been impregnated.

7. Place MapeWrap G UNI-AX

Make sure the coat of MapeWrap 11 or MapeWrap 12 is still fresh and immediately apply MapeWrap G UNI-AX making

sure it is laid without wrinkles. Flatten the fabric (always wear protective rubber gloves), and pass the **Roller for MapeWrap** vertically to the fibres over the surface several times so **MapeWrap G UNI-AX** perfectly penetrates into **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** epoxy putty and to completely eliminate any air bubbles formed during the application.

Joining

When wrapping columns, the **MapeWrap G UNI-AX** strip must be overlapped at least 20 cm with the same fabric. The same procedure must be followed when several strips need to be joined longitudinally.

Overlapping is not necessary for the width of the fabric. The different strips of fabric need to be applied one next to the other. After applying and passing the **Roller for MapeWrap** over the fabric, **MapeWrap G UNI-AX** must not be disturbed.

Installing MapeWrap G UNI-AX with the "dry system"

Operational steps

1. Prepare **MapeWrap Primer 1**.
2. Apply **MapeWrap Primer 1**.
3. Prepare **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.
4. Apply **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.
5. Prepare **MapeWrap 31**.
6. Apply a final coat of **MapeWrap 31**.
7. Place **MapeWrap G UNI-AX**.
8. Apply a second coat of **MapeWrap 31**.

1. Prepare MapeWrap Primer 1

Mix the two **MapeWrap Primer 1** components together. Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until a completely homogeneous resin is obtained. Mix ratio: 3 parts by weight of A and 1 part by weight of B. Use the whole amount in the packaging to eliminate measuring errors.

Once prepared, **MapeWrap Primer 1** has a pot life of approximately 90 minutes at +23°C.

2. Apply MapeWrap Primer 1

Apply an even coat of **MapeWrap Primer 1** onto a flat (as much as possible) concrete surface with a roller or a brush. If the substrate is very porous, apply a second coat of **MapeWrap Primer 1** after the first coat has absorbed completely.

3. Prepare MapeWrap 11 or MapeWrap 12

Depending on the temperature and pot life, choose either **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** (**MapeWrap 12** has a longer pot life). Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until an even grey paste is obtained. Mix ratio for both products: 3 parts by weight of A and 1 part by weight of B. Once prepared, **MapeWrap 11** has a pot life of approximately 40 minutes at +23°C, while **MapeWrap 12** has a pot life of approximately 60 minutes.

4. Apply MapeWrap 11 or MapeWrap 12

Apply an approximately 1 mm thick coat of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** with a notched trowel, over the concrete surface pre-treated with still "fresh" **MapeWrap Primer 1**. Use a flat trowel to completely level uneven parts of the substrate surface. Use the same product to fill and round the corners in order to create a "profile" with a bending radius not less than 2 cm.

5. Prepare MapeWrap 31

Pour Part B into Part A and mix with a low speed drill fitted with a stirrer until an even green paste is obtained. Mix ratio: 4 parts by weight of A and 1 part by weight of B. The product remains workable for approximately 40 minutes at +23°C.

6. Apply a first coat of MapeWrap 31

Apply an even first coat of **MapeWrap 31** approximately 0.5 mm thick with a brush or short-haired roller over the still "fresh" **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.

7. Place MapeWrap G UNI-AX

After applying a first evenly thick coat of **MapeWrap 31** over the still "fresh" **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** with a brush or short-haired roller, immediately place **MapeWrap G UNI-AX**, ensuring no wrinkles are present.

After having accurately flattened it (hands must be protected by rubber waterproof gloves), apply a second coat of **MapeWrap 31** over **MapeWrap G UNI-AX**. Pass over the fabric with the **Roller for MapeWrap** so the adhesive can completely penetrate through the fibres of the fabric and eliminate any air bubbles formed during application.

8. Apply the second coat of MapeWrap 31

To complete the work, apply a last coat of **MapeWrap 31** over the still "fresh" first coat with a brush or short-haired roller, so it completely penetrates the fabric. Immediately re-pass **MapeWrap G UNI-AX** surface several times with the **Roller for MapeWrap** longitudinally to the fibres.

Joining

When wrapping columns, the **MapeWrap G UNI-AX** strip must be overlapped at least 20 cm with the same fabric.

The same procedure must be followed when several strips need to be joined longitudinally.

Overlapping is not necessary for the width of the fabric. The different strips of fabric need to be applied one next to the other. After applying and passing the **Roller for MapeWrap** over the fabric, **MapeWrap G UNI-AX** must not be disturbed.

Installing several layers of MapeWrap G UNI-AX while still "fresh" (within 24 hours)

Repeat the following steps for the "wet system":

- Impregnate the fabric with **MapeWrap 21**.
- Place the **MapeWrap G UNI-AX** fabric.

For the "dry system":

- Place the **MapeWrap G UNI-AX** fabric over the fresh coat of **MapeWrap 31**.
- Apply another coat of **MapeWrap 31**.

Note: If more layers of fabric are applied after 24 hours, the last hardened coat must be sanded. Even better, apply sand over the surface before the resin dries. This is in order to make the surface suitable to receive the next layers.

PROTECTIVE COATING

The protective coating can be carried out after the epoxy systems used have completely hardened (approximately 2-3 days at +23°C). Different methods can be used:

– with a render

In this case, the last still fresh coat of **MapeWrap 21** or **MapeWrap 31** must be

dusted with dry sand to ensure the bonding of the render that will need to be admixed with **Planicrete**, synthetic rubber latex for cementitious mortar.

If sand is not used, the still fresh surface of **MapeWrap 21** or **MapeWrap 31** must be sanded and then **Eporip**, epoxy resin for cold joints, must be applied. This is to ensure the bonding of the render to the composite material.

– with **Mapelastic**: elastic cementitious mortar that is applied with a trowel or spray (for the application, refer to the product's technical data sheet).

– with **Elastocolor**: elastic acrylic paint (for the application, refer to the product's technical data sheet).

The above mentioned products create an effective barrier against U.V rays. The use of these products is especially recommended when the structures are exposed to direct sunlight.

PRECAUTIONS TO BE OBSERVED BEFORE AND AFTER APPLICATION

- Application temperature must not be below +5°C and the structure must be protected from rain and dust.

- After application, the temperature of the treated surfaces should be kept above +5°C.
- Protect from rain for at least 24 hours if the minimum temperature does not go below +15°C and for at least 3 days if the temperature is lower.

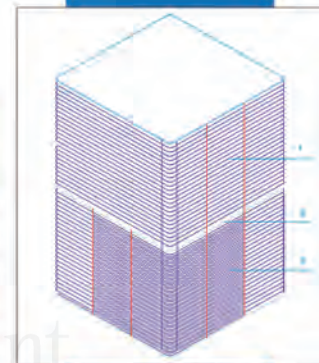
RECOMMENDATIONS FOR HANDLING THE PRODUCTS

It is absolutely necessary that the workers wear rubber waterproof gloves, protective goggles and masks for solvents when preparing and placing the above described epoxy systems. Avoid contact with skin and eyes and if necessary wash with plenty of running water and soap and contact a doctor. If application is carried out in closed spaces, provide for good ventilation in order to ensure a continuous change of air. For further information, carefully read the product safety data sheet.

Cleaning

Due to the strong bonding strength of the described epoxy systems, it is recommended to wash working tools with solvents (ethyl alcohol, toluol, etc.) before the products dry.

PACKAGING				
MapeWrap G UNI-X fabrics are available in 50 m rolls packed in carton boxes with the following names:				
	Weight (g/m ²)	Height (cm)	Surface (m ² /m)	Surface (m ² /roll)
MapeWrap G UNI-AX 900/50	900	30	0.3	15
MapeWrap G UNI-AX 900/100	900	60	0.6	30



An example of a joint:
1. Overlapping the top part 20 cm;
2. Placing the two strips next to each other;
3. Overlapping longitudinally 20 cm

EPOXY SYSTEM CONSUMPTIONS

Surface priming, levelling and smoothing

	Consumption (g/m ²)
MapeWrap Primer 1	250-300
MapeWrap 11 or MapeWrap 12	500-1600 (per mm of thickness)

Impregnating MapeWrap G UNI-AX fabric

	Type (UNI-AX)	Consumption (g/m ²)	Height (cm)	Consumption (g/m)
MapeWrap 21	900	700-800	30	210-240
			60	420-480
MapeWrap 31	900	900-1000	30	270-300
			60	540-600



Coating with Elastocolor

MapeWrap G UNI-AX

PACKAGING

The MapeWrap G UNI-AX fabrics are available in 50 m rolls packed in carton boxes:

- MapeWrap G UNI-AX 900/30;
- MapeWrap G UNI-AX 900/60.

Furthermore, on specific request, MapeWrap G UNI-AX is available in widths of 50 and 100 cm:

- MapeWrap G UNI-AX 900/50;
- MapeWrap G UNI-AX 900/100.

STORAGE

Store in a sheltered dry place.

WARNING

N.B. - Although the technical details and

recommendations contained in this product report correspond to the best of our knowledge and experience, all the above information must, in every case, be taken as merely indicative and subject to confirmation after long-term practical applications: for this reason, anyone who intends to use the product must ensure beforehand that it is suitable for the envisaged application: in every case, the user alone is fully responsible for any consequences deriving from the use of the product.

All relevant references of the product are available upon request

(GB) A.G. BETA

Any reproduction of texts, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution



MAPEI GROUP CERTIFIED MANAGEMENT SYSTEMS (Quality, Environment and Safety)



MAPEI S.p.A. - ITALY

MAPEI FAR EAST Pte Ltd

MAPEI Sro - CZECH REP.



MAPEI FRANCE

RESCON MAPEI AS - NORWAY

MAPEI KFT. - HUNGARY

MAPEI INC - CANADA

MAPEI ARGENTINA S.A.

www.mapei.com

1030-5-2003



MapeWrap G QUADRI-AX

**Tessuto
quadriassiale
bilanciato
in fibra di vetro**

CAMPI DI APPLICAZIONE

Il sistema è particolarmente indicato per la riparazione e l'adeguamento statico di strutture in muratura e in calcestruzzo armato degradate da azioni fisico-meccaniche e per effetto delle azioni aggressive ambientali e/o accidentali, dove è difficoltoso prevedere l'andamento puntuale delle isostatiche di trazione.

Alcuni esempi di applicazione

- Restauro di strutture bidimensionali come piastre, lastre, voltine e serbatoi senza preoccuparsi dell'andamento puntuale delle tensioni di trazione.
- Adeguamento antisismico e restauro di strutture a volte senza aumento delle masse sismiche e senza pericolo di percolamento di liquidi verso la superficie intradossale.
- Placcaggio di nodi trave-pilastro, per l'adeguamento in campo sismico.
- Rinforzo di elementi portanti in edifici in muratura ed in calcestruzzo il cui sistema strutturale viene modificato a causa di nuove esigenze architettoniche o di utilizzo.

CARATTERISTICHE TECNICHE

MapeWrap G QUADRI-AX è un tessuto quadriassiale in fibre di vetro, a grammatura bilanciata, che può essere posto in opera con due differenti tecniche:

- sistema ad umido;
- sistema a secco.

I prodotti per l'applicazione dei tessuti possono essere scelti fra una gamma completa di resine epossidiche composta da:

- MapeWrap Primer 1, consolidante per il trattamento del supporto;
- MapeWrap 11 e MapeWrap 12, rasanti per la regolarizzazione di eventuali imperfezioni e la sigillatura di porosità (MapeWrap 12 ha tempi di lavorabilità maggiori rispetto a MapeWrap 11);

- MapeWrap 21, impregnante per il tessuto mediante "sistema ad umido";
- MapeWrap 31, impregnante per il tessuto mediante "sistema a secco".

Con il "sistema ad umido", viene effettuata la preimpregnazione del tessuto a piè d'opera, mentre attraverso il "sistema a secco" il tessuto asciutto viene posizionato direttamente su uno strato di resina applicata precedentemente sulla superficie dell'elemento da rinforzare.

MapeWrap G QUADRI-AX viene prodotto in un'unica grammatura (1.140 g/m²) e in due larghezze (30 e 48,5 cm) le cui denominazioni sono rispettivamente:

- MapeWrap G QUADRI-AX 1140/30;
- MapeWrap G QUADRI-AX 1140/48.

VANTAGGI

A differenza degli interventi basati sulle tecniche tradizionali, i tessuti della linea MapeWrap G QUADRI-AX, grazie alla loro estrema leggerezza, possono essere messi in opera con l'ausilio di un numero limitato di operatori. L'applicazione, inoltre, viene eseguita in tempi estremamente brevi e spesso senza che sia necessario interrompere l'esercizio della struttura.

Rispetto alla tecnica di placcaggio con piastre metalliche (beton plaqué), l'uso dei tessuti MapeWrap G QUADRI-AX consente di adattarsi a qualsiasi forma dell'elemento da riparare, non necessita di sostegni provvisori durante la posa in opera ed elimina tutti i rischi connessi con la corrosione del rinforzo applicato.

AVVISI IMPORTANTI

- Dotare gli operatori di guanti, maschera per solventi ed occhiali protettivi.



MapeWrap G QUADRI-AX

MODALITÀ DI APPLICAZIONE

Preparazione del sottofondo

Strutture in calcestruzzo

La superficie su cui applicare il tessuto MapeWrap G QUADRI-AX deve essere perfettamente pulita, asciutta e meccanicamente resistente.

Dalle strutture non danneggiate in calcestruzzo eliminare, mediante sabbiatura, tutte le parti incoerenti, grassi, vernici o pitture e lattime di cemento.

Nel caso, invece, il calcestruzzo risulti degradato, rimuovere le parti ammalorate mediante martellatura manuale o pneumatica o attraverso idroscarifica.

Pulire le armature metalliche da eventuali tracce di ruggine e quindi proteggerle con Mapefer, malta cementizie anticorrosive bicomponente o Mapefer 1K, malta cementizie anticorrosive monocomponente (per l'applicazione seguire le procedure descritte nelle relative schede tecniche dei prodotti).

Ripristinare le superfici in calcestruzzo con i prodotti della linea Mapegrout. Attendere circa tre settimane prima di procedere alla posa in opera di MapeWrap G QUADRI-AX. Se per motivi organizzativi l'intervento di rinforzo deve essere eseguito immediatamente, impiegare per la riparazione Adesilex PG1 o Adesilex PG2 o Mapefloor EP19.

Sigillare eventuali fessurazioni presenti nella struttura mediante iniezioni con Epojet o Epojet LV (prodotti da utilizzare se le fessure non manifestano infiltrazioni di acqua) oppure con Foamjet T, Foamjet F, Resfoam 1KM o Mapegel 50 (prodotti da utilizzare quando le fessure manifestano dei percolamenti di acqua). Tutti gli spigoli vivi presenti negli elementi in calcestruzzo (es. travi e pilastri), da lasciare con MapeWrap G QUADRI-AX, devono essere smussati mediante l'impiego di un flessibile oppure con altra idonea attrezzatura.

È consigliabile che il raggio di curvatura non sia inferiore ai 2,5 cm e confinare al piede dei pilastri il tessuto MapeWrap G QUADRI-AX con angolari in ferro fissati con tasselli e sigillati con Epojet o Epojet LV.

Strutture in muratura

Rimuovere dalla struttura da rinforzare il vecchio intonaco e gli eventuali elementi degradati (mattoni, pietre, tufo ecc.).

Ricollocare *in situ* i nuovi mattoni, pietre o tufo con caratteristiche fisiche il più possibile corrispondenti ai materiali originali. Smussare gli spigoli vivi con un flessibile al fine di ottenere un raggio di curvatura non inferiore ai 2,5 cm. Procedere alla sabbiatura della struttura allo scopo di eliminare completamente il materiale incoerente. Asportare la polvere dalla superficie con aspiratori.

Procedura di posa di MapeWrap G QUADRI-AX mediante "sistema ad umido"

Fasi operative

1. Preparazione di MapeWrap Primer 1.
2. Applicazione di MapeWrap Primer 1.
3. Preparazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12.
4. Applicazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12.
5. Preparazione di MapeWrap 21.
6. Impregnazione del tessuto con MapeWrap 21.
7. Posa in opera del tessuto MapeWrap G QUADRI-AX.

1. Preparazione di MapeWrap Primer 1

I due componenti di cui è composto

MapeWrap Primer 1 devono essere miscelati tra loro. Versare il componente B nel componente A e mescolare con trapano munito di agitatore, a basso numero di giri, fino a completa omogeneizzazione della resina. Rapporto di miscelazione: 3 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Per non incorrere in accidentali errori di dosaggio impiegare l'intera confezione; nel caso le confezioni debbano essere impiegate parzialmente, utilizzare una bilancia elettronica di precisione (questa procedura deve essere adottata anche per i prodotti successivi). Dopo la preparazione MapeWrap Primer 1 ha un tempo di lavorabilità di circa 90 minuti a +23°C.

2. Applicazione di MapeWrap Primer 1

Sulle superfici in muratura o in calcestruzzo il più possibile planari, stendere a pennello o a rullo, una mano omogenea di MapeWrap Primer 1. Nel caso il supporto sia fortemente assorbente, applicare una seconda mano di MapeWrap Primer 1, dopo il completo assorbimento della prima.

3. Preparazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12

A seconda della temperatura e dei tempi di lavorabilità, scegliere MapeWrap 11 o MapeWrap 12 (MapeWrap 12 ha tempi di lavorabilità maggiori rispetto MapeWrap 11). Versare il componente B nel componente A e mescolare, a basso numero di giri, con trapano munito di agitatore fino ad ottenere un impasto di colore grigio uniforme. Rapporto di miscelazione per entrambi i prodotti: 3 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Alla temperatura di +23°C, dopo la miscelazione, MapeWrap 11 rimane lavorabile per circa 40 minuti mentre MapeWrap 12 per circa 60 minuti.

4. Applicazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Applicare, con una spatola dentata, su MapeWrap Primer 1 ancora fresco, uno strato di circa 1 mm di spessore di MapeWrap 11 o MapeWrap 12 e, successivamente, con una spatola piana, lisciare il tutto allo scopo di uniformare completamente le irregolarità presenti sul supporto. Effettuare, inoltre, con lo stesso prodotto, il riempimento e l'arrotondamento degli angoli in modo tale da creare una "sguscia" con raggio di curvatura non inferiore ai 2 cm.

5. Preparazione di MapeWrap 21

Versare il componente B nel componente A e mescolare, a basso numero di giri, con trapano dotato di agitatore, fino ad ottenere la completa omogeneizzazione della resina fluida. Rapporto di miscelazione: 4 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Il prodotto rimane lavorabile per circa 40 minuti a +23°C.

6. Impregnazione del tessuto con MapeWrap 21 Manualmente

Impregnare manualmente il tessuto di MapeWrap G QUADRI-AX, tagliato precedentemente nelle dimensioni necessarie, immergendolo per qualche minuto in una vaschetta di plastica (di forma rettangolare) riempita, per circa 1/3 del volume totale, con MapeWrap 21.

DATI TECNICI (Valori tipici)	
DATI IDENTIFICATIVI	
Tipo di fibra:	vetro Type E
Aspetto:	tessuto quadriassiale bilanciato
Densità (kg/dm ³):	2,6
Voce doganale:	7019 40 00
MAPEWRAP G QUADRI-AX 1140/30 e MAPEWRAP G QUADRI-AX 1140/48	
Grammatura (g/m ²):	1.140
Numero di filamenti:	2.000
Diametro dei filamenti (µm):	600 tex (ordito): 12 ± 2 1.200 tex (trama): 17 ± 2
Spessore equivalente di tessuto secco (mm):	0,1096
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	438,4
Resistenza meccanica a trazione (MPa):	2.600
Modulo elastico a trazione (GPa):	73
Allungamento a rottura (%):	3,5-4
PRESTAZIONI FINALI	
Adesione al calcestruzzo (MPa):	> 3 (rottura calcestruzzo)

Togliere il tessuto dalla vaschetta, lasciarlo sgocciolare per qualche secondo e premerlo tra le mani protette da guanti impermeabili di gomma, allo scopo di rimuovere completamente la resina in eccesso, senza però torcerlo per non rovinare le fibre.

Con macchina impregnatrice

In alternativa all'impregnazione manuale può essere impiegata con evidenti vantaggi, una semplice attrezzatura dotata di vaschetta e di una serie di rulli che consente agli operatori di effettuare con facilità e con maggiore sicurezza sia l'operazione di saturazione, sia quella di sgocciolamento dello stesso.

Quest'apparecchiatura è raccomandata in particolare quando gli interventi, in un'unica struttura, sono numerosi e interessano superfici estese. Attraverso questo sistema si ha la sicurezza che la resina sia distribuita uniformemente in ogni punto del tessuto. Dopo l'impregnazione procedere immediatamente alla sua posa in opera.

7. Posa in opera del tessuto

MapeWrap G QUADRI-AX

Verificare che lo strato di MapeWrap 11 o MapeWrap 12 sia ancora "fresco", quindi procedere immediatamente all'applicazione di MapeWrap G QUADRI-AX avendo cura di stenderlo senza lasciare alcuna grinja. Dopo averlo spianato con le mani (sempre protette con guanti di gomma), passare più volte il Rullino per MapeWrap sulla superficie lungo la sua direzione principale, allo scopo di eliminare completamente le eventuali bolle d'aria.

Giunzioni

Negli interventi di confinamento dei pilastri, la parte terminale della striscia di MapeWrap G QUADRI-AX deve essere sormontata alla "testa" dello stesso tessuto per almeno 20 cm. La stessa procedura deve essere rispettata quando si devono congiungere più strisce, nella direzione longitudinale.

Il sormonto, invece, non è strettamente necessario nella direzione della larghezza del

tessuto; in questo caso le diverse strisce di tessuto possono essere semplicemente accostate l'una all'altra.

Procedure di posa di MapeWrap G QUADRI-AX mediante "sistema a secco"

Fasi operative

1. Preparazione di **MapeWrap Primer 1**.
2. Applicazione di **MapeWrap Primer 1**.
3. Preparazione di **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12**.
4. Applicazione di **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12**.
5. Preparazione di **MapeWrap 31**.
6. Applicazione della prima mano di **MapeWrap 31**.
7. Posa in opera del tessuto **MapeWrap G QUADRI-AX**.
8. Applicazione della seconda mano di **MapeWrap 31**.

1. Preparazione di MapeWrap Primer 1

I due componenti di cui è composto **MapeWrap Primer 1** devono essere miscelati tra loro.

Versare il componente B nel componente A e mescolare con trapano munito di agitatore fino a completa omogeneizzazione della resina. Rapporto di miscelazione: 3 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Per non incorrere in accidentali errori di dosaggio impiegare l'intera confezione; nel caso le confezioni debbano essere impiegate parzialmente utilizzare una bilancia elettronica di precisione (questa procedura deve essere adottata anche per i prodotti successivi).

Dopo la preparazione **MapeWrap Primer 1** ha un tempo di lavorabilità di circa 90 minuti a +23°C.

2. Applicazione di MapeWrap Primer 1

Sulle superfici in muratura o in calcestruzzo il più possibile planari, stendere a pennello o a rullo, una mano omogenea di **MapeWrap Primer 1**.

Nel caso il supporto sia fortemente assorbente, applicare una seconda mano di **MapeWrap Primer 1**, dopo il completo assorbimento della prima.

3. Preparazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12

A seconda della temperatura e dei tempi di lavorabilità, scegliere **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** (**MapeWrap 12** ha tempi di lavorabilità maggiori rispetto **MapeWrap 11**). Versare il componente B nel componente A e miscelare, a basso numero di giri, con trapano munito di agitatore fino ad ottenere un impasto di colore grigio uniforme. Rapporto di miscelazione per entrambi i prodotti: 3 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Alla temperatura di +23°C, dopo la miscelazione, **MapeWrap 11** rimane lavorabile per circa 40 minuti mentre **MapeWrap 12** per circa 60 minuti.

4. Applicazione di MapeWrap 11 o MapeWrap 12

Applicare, con una spatola dentata, su **MapeWrap Primer 1** ancora fresco, uno strato di circa 1 mm di spessore di **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** e, successivamente, con una spatola piana, lasciare il tutto allo scopo di uniformare

completamente le irregolarità presenti sul supporto.

Effettuare, inoltre, con lo stesso prodotto, il riempimento e l'arrotondamento degli angoli in modo tale da creare una "sguscia" con raggio di curvatura non inferiore ai 2 cm.

5. Preparazione di MapeWrap 31

Versare il componente B nel componente A e miscelare, a basso numero di giri, con trapano dotato di agitatore fino ad ottenere la completa omogeneizzazione della resina fluida.

Rapporto di miscelazione: 4 parti in peso di componente A con 1 parte in peso di componente B. Il prodotto rimane lavorabile per circa 40 minuti a +23°C.

6. Applicazione della prima mano di MapeWrap 31

Stendere in modo uniforme, a pennello o a rullo a pelo corto, su **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** ancora "freschi", un primo strato di circa 0,5 mm di spessore di **MapeWrap 31**.

7. Posa in opera di MapeWrap G QUADRI-AX

Porre immediatamente in opera il tessuto **MapeWrap G QUADRI-AX** avendo cura di stenderlo, senza lasciare alcuna grinza, con le mani, protette da guanti impermeabili di gomma.

8. Applicazione della seconda mano di MapeWrap 31

Applicare, a pennello o a rullo a pelo corto, su **MapeWrap G QUADRI-AX**, una seconda mano di **MapeWrap 31** e, quindi, pressarlo più volte utilizzando il **Rullino per MapeWrap** per permettere all'adesivo di penetrare completamente attraverso le fibre del tessuto ed eliminare eventuali bolle d'aria.

Giunzioni

Negli interventi di fasciatura di pilastri, la parte terminale della striscia di **MapeWrap G QUADRI-AX** deve essere sormontata alla "testa" dello stesso tessuto per almeno 20 cm. La stessa procedura deve essere rispettata quando si devono congiungere più strisce, nella direzione longitudinale. Il sormonto, invece, non è strettamente necessario nella direzione della larghezza del tessuto; in questo caso le diverse strisce di tessuto possono essere semplicemente accostate l'una all'altra.

Procedura per l'applicazione a "fresco" (entro le 24 ore) di più strati di MapeWrap G QUADRI-AX

Con il "sistema ad umido" ripetere le seguenti operazioni:

- Impregnazione del tessuto con **MapeWrap 21**;
- posa in opera del tessuto **MapeWrap G QUADRI-AX**.

Con il "sistema a secco":

- sulla mano di **MapeWrap 31** fresco posa in opera del tessuto **MapeWrap G QUADRI-AX**;
- stesura di ulteriore mano di **MapeWrap 31**.

Note

Nel caso si renda necessario applicare ulteriori strati di tessuto, una volta trascorse 24 ore dalla stesura del precedente è indispensabile "ravvivare" lo strato di resina già indurito mediante carteggiatura. Meglio ancora se,

prima dell'indurimento della resina, si provvede a cospargere la superficie dello stesso prodotto con della sabbia fine, in modo da renderla più idonea a ricevere gli strati successivi.

RIVESTIMENTO PROTETTIVO

Il rivestimento protettivo può essere eseguito dopo l'indurimento completo dei sistemi epossidici impiegati (circa 2-3 giorni a +23°C) in differenti modi:

- con un **intonaco**: in questo caso l'ultima mano fresca di **MapeWrap 21** o **MapeWrap 31** deve essere spolverata con sabbia asciutta allo scopo di garantire l'adesione dell'intonaco che dovrà comunque essere additivato con **Planicrete**, lattice di gomma sintetica per malte cementizie. Qualora non fosse stato applicato lo spolvero di sabbia, sullo strato fresco di **MapeWrap 21** o **MapeWrap 31**, per garantire l'adesione dell'intonaco al materiale composito è necessario ravvivare la superficie con una carteggiatura e poi applicare **Eporip**, resina epossidica per riprese di getto.
- con **Mapelastic**, malta cementizia elastica impermeabile da applicare a spatola o a spruzzo (per l'applicazione consultare la relativa scheda tecnica).

- con **Elastocolor**, pittura acrilica elastica (per l'applicazione consultare la relativa scheda tecnica).

I sistemi descritti creano un'efficiente barriera contro i raggi U.V., perciò il loro impiego è particolarmente consigliato quando le strutture sono esposte alla luce solare.

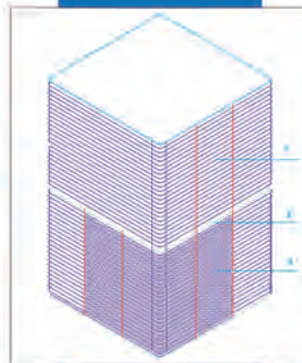
NORME DA OSSERVARE DURANTE E DOPO LA MESSA IN OPERA

- La temperatura durante la posa non dovrà essere inferiore a +5°C ed, inoltre, la struttura dovrà essere protetta dalla pioggia e dall'eventuale polvere trasportata dal vento.
- Dopo aver effettuato l'intervento mantenere le superfici trattate ad una temperatura superiore a +5°C.
- Proteggere dalla pioggia per almeno 24 ore se la temperatura minima non scende al di sotto di +15°C e per almeno 3 giorni se la temperatura è inferiore.

RACCOMANDAZIONI PER LA MANIPOLAZIONE DEI PRODOTTI

È indispensabile che gli operatori durante la preparazione e la posa dei sistemi epossidici descritti indossino guanti impermeabili di gomma, occhiali protettivi e maschere per solventi. Evitare il contatto con la pelle e con gli occhi. Nel caso di contatto, lavarli con abbondante acqua e sapone e consultare un medico.

CONFEZIONI				
I tessuti di Mapewrap G QUADRI-AX sono disponibili in rotoli da 50 m imballati in scatole di cartone, con le seguenti denominazioni				
	Grammatura (g/m ²)	Altezza (cm)	Superficie (m ² /m)	Superficie (m ² /rotolo)
MapeWrap G QUADRI-AX 1140/30	1140	30	0,3	15
MapeWrap G QUADRI-AX 1140/48	1140	48,5	0,485	24,25



Esempio di giunzione:
1. sormonto alla testa 20 cm;
2. accostamento;
3. sormonto nella direzione longitudinale 20 cm

CONSUMI DEI SISTEMI EPOSSIDICI

Primerizzazione, regolarizzazione e rasatura delle superfici

	Consumo (g/m ²)
Mapewrap Primer 1	250-300
Mapewrap 11 o Mapewrap 12	1500-1600 per mm di spessore

Impregnazione di Mapewrap G QUADRI-AX

	Tipo (QUADRI-AX)	Consumo (g/m ²)	Altezza (cm)	Consumo (g/m)
Mapewrap 21	1140	600-700	30	180-210
			48,5	290-340
Mapewrap 31	1140	900-1000	30	270-300
			48,5	440-490



Rivestimento con Elastocolor

MapeWrap G QUADRI-AX

Quando l'applicazione viene fatta in ambienti chiusi, provvedere ad aerare bene i locali in modo tale da garantire un ricambio continuo dell'aria. Durante il lavoro, inoltre, non usare fiamme libere e non fumare. Per maggiori informazioni leggere attentamente le schede di sicurezza dei prodotti.

Pulizia

A causa dell'elevata adesione dei sistemi epossidici descritti, si consiglia di lavare gli attrezzi di lavoro con solvente (alcol etilico, toluolo ecc.) prima dell'indurimento dei prodotti.

IMMAGAZZINAGGIO

Conservare in luogo coperto ed asciutto.

PRODOTTO PER PROFESSIONISTI.

AVVERTENZE

Le indicazioni e le prescrizioni sopra riportate, pur corrispondendo alla nostra migliore esperienza, sono da ritenersi, in ogni caso, puramente indicative e dovranno essere confermate da esaurienti applicazioni pratiche; pertanto, prima di adoperare il prodotto, chi intenda farne uso è tenuto a stabilire se esso sia o meno adatto all'impiego previsto e, comunque, si assume ogni responsabilità che possa derivare dal suo uso.

Le referenze relative a questo prodotto sono disponibili su richiesta

VOCE DI CAPITOLATO

Riparazione di elementi in muratura e calcestruzzo danneggiati da azioni fisico-meccaniche, confinamento a compressione, rinforzo e adeguamento antisismico di strutture poste in zone a rischio mediante l'impiego di tessuti quadriassiale bilanciati in fibre di vetro (tipo **MapeWrap G QUADRI-AX** della MAPEI S.p.A.). I tessuti dovranno essere posti in opera con il "sistema ad umido" o con il "sistema a secco" rispettando la seguente procedura:

- applicazione di primer (tipo **MapeWrap Primer 1** della MAPEI S.p.A.);
- rasatura del sottofondo (tipo **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** della MAPEI S.p.A.);
- impregnazione del tessuto a piè d'opera per il "sistema ad umido" (tipo **MapeWrap 21** della MAPEI S.p.A.);
- in alternativa, impregnazione del tessuto in opera per il "sistema a secco" (tipo **MapeWrap 31** della MAPEI S.p.A.).

MapeWrap G QUADRI-AX è disponibile in un'unica grammatura (1.140 g/m²) e con due larghezze (30 e 48,5 cm). I tessuti in fibre di vetro dovranno avere le seguenti caratteristiche:

Tipo di fibra:	vetro Type E
Aspetto:	tessuto quadriassiale bilanciato
Densità (kg/dm ³):	2,6
Grammatura (g/m ²):	1.140
Spessore equivalente di tessuto secco (mm):	0,1096
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	438,4
Resistenza meccanica a trazione (MPa):	2.600
Modulo elastico a trazione (GPa):	73
Allungamento a rottura (%):	3,5-4



IL PARTNER MONDIALE DEI COSTRUTTORI

SISTEMI DI GESTIONE CERTIFICATI DEL GRUPPO MAPEI (Qualità, Ambiente e Sicurezza)

MAPEI S.p.A. - ITALY				MAPEI FAR EAST Pte. Ltd. MAPEI MALAYSIA SDN BHD		MAPEI s.r.l. - CZECH REP.
MAPEI FRANCE	MAPEI INC - CANADA	RESCON MAPEI AS - NORWAY		MAPEI Kft. - HUNGARY	MAPEI ARGENTINA S.A.	MAPEI SUISSE SA

www.mapei.com

(I) A.G. BETA

La riproduzione di testi, foto e illustrazioni di questa pubblicazione è vietata e viene perseguita ai sensi di legge.

1031-12-2003



CAMPOS DE APLICACIÓN

MapeWrap 31 se utiliza para impregnar los tejidos MapeWrap, cuando la reparación o el refuerzo de los elementos de hormigón u hormigón armado se efectúan en obra mediante el “sistema seco”.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

MapeWrap 31 es un adhesivo confeccionado a base de resinas epoxídicas de consistencia gelatinosa, exento de disolventes, especialmente formulado en los laboratorios de investigación MAPEI, para efectuar la impregnación en obra, mediante el “sistema seco”, de los tejidos MapeWrap.

MapeWrap 31 está constituido por dos componentes predosificados (Componente A = resina y Componente B = endurecedor) que deben mezclarse entre sí antes de su uso. Después de la mezcla, MapeWrap 31 permanece trabajable aproximadamente 40 minutos, a +23°C. Una vez endurecido, MapeWrap 31 adquiere óptimas propiedades dieléctricas y elevadas resistencias mecánicas.

AVISOS IMPORTANTES

- No utilizar MapeWrap 31 una vez iniciada la reacción de endurecimiento.
- Emplear MapeWrap 31 sobre MapeWrap 11 o MapeWrap 12 aún frescos.

FORMA DE APLICACIÓN

Preparación de MapeWrap 31

Los dos componentes de MapeWrap 31 deben ser

mezclados entre sí. Verter el componente B en el componente A y mezclar, a bajo número de revoluciones, con una taladradora provista de agitador hasta la completa homogeneización del producto. Proporción de la mezcla: 4 partes en peso del componente A y 1 parte en peso del componente B. Para no incurrir en errores accidentales de dosificación es necesario emplear todo el envase; en el caso de que el contenido deba ser empleado parcialmente, efectuar la dosificación de los dos componentes utilizando una báscula electrónica de precisión.

Aplicación de MapeWrap 31 y puesta en obra de los tejidos MapeWrap

Aplicar, en un espesor uniforme sobre MapeWrap 11 o MapeWrap 12 aún frescos, una primera mano de MapeWrap 31 con brocha o rodillo de pelo corto; colocar inmediatamente el tejido teniendo cuidado de no dejar ningún pliegue.

Después de haberlo alisado bien con las manos, protegidas con guantes de goma impermeables, aplicar sobre el tejido MapeWrap una segunda mano de MapeWrap 31; luego presionarlo repetidas veces utilizando un rodillo, de goma rígida o de metal (Rodillo para MapeWrap), haciendo penetrar el adhesivo a través de las fibras del tejido.

Para eliminar posibles burbujas de aire ocluido producidas durante los trabajos descritos volver a pasar, sobre el tejido impregnado, el Rodillo para MapeWrap, tipo sinfin.

Normas a respetar antes de la puesta en obra

Con temperaturas comprendidas entre +5 y +30°C no



MapeWrap 31



Extensión de MapeWrap 31 con rodillo, sobre una capa de MapeWrap 11 (o MapeWrap 12) aún fresca



Presión efectuada sobre el tejido con el Rodillo para MapeWrap, para hacer penetrar MapeWrap 31 en el tejido

se deberá tomar ninguna precaución en especial. En épocas de calor no exponer el material al sol y realizar la intervención de encolado durante las horas más frescas del día.

En periodos fríos, cuando se deban realizar intervenciones al exterior con temperaturas inferiores a +5°C se recomienda, antes de proceder a la reparación o al refuerzo con los tejidos **MapeWrap**, calentar el soporte durante las 24 horas precedentes al encolado y colocar los sistemas aislantes adecuados, con el fin de protegerlo de una posible helada. El aislamiento térmico debe mantenerse, como mínimo, durante las 24 horas posteriores a la intervención. Almacenar el producto, antes de usarlo, en un ambiente caldeado.

Limpieza

A causa de la elevada adherencia de **MapeWrap 31**, se aconseja lavar las herramientas de trabajo con disolventes (alcohol etílico, tolueno, etc.) antes del endurecimiento del producto.

CONSUMOS

El consumo del producto varía en función del tipo de tejido (unidireccional, bidireccional o cuadraxial) y de la anchura del mismo:

MapeWrap C (tejidos de CARBONO)			
Tipo de tejido	Consumo (g/m ²)	Anchura (cm)	Consumo (g/m)
UNI-AX 300 o	1000-1100	10	100-110
UNI-AX HM 300		20	200-220
		40	400-440
UNI-AX 600 o	1500-1550	10	150-155
UNI-AX HM 600		20	300-310
		40	600-620
BI-AX 230	1000-1100	20	200-220
		40	400-440
BI-AX 360	1250-1400	20	250-280
		40	500-560
QUADRI-AX 380	2000-2100	30	600-700
		48,5	970-1020
QUADRI-AX 760	3500-3700	30	1050-1100
		48,5	1700-1800

MapeWrap G (tejidos de VIDRIO)

Tipo de tejido	Consumo (g/m ²)	Anchura (cm)	Consumo (g/m)
UNI-AX 900	900-1000	30	270-300
		60	540-600
QUADRI-AX 1140	1300-1400	30	390-420
		48,5	630-680

PRESENTACIÓN

Unidad de 5 kg (componente A = 4 kg, componente B = 1 kg).

Unidad de 2,5 kg (componente A = 2 kg, componente B = 0,5 kg).

ALMACENAMIENTO

El producto debe conservarse en los embalajes originales y en ambientes con temperaturas no inferiores a +5°C.

INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD PARA LA PREPARACIÓN Y PUESTA EN OBRA

MapeWrap 31 componente A es irritante en contacto directo con los ojos y la piel. El componente B es corrosivo y puede provocar graves quemaduras además de que es nocivo por inhalación. Tanto el componente A como el componente B pueden causar manifestaciones alérgicas en sujetos predispuestos.

Usar indumentaria protectora, guantes y gafas; en caso de contacto con los ojos, lavar abundantemente con agua y consultar con un médico.

MapeWrap 31 (componente A y B) es peligroso para los organismos acuáticos: evitar dispersar el producto en el ambiente. Para mayor información consultar la Ficha de Seguridad.

PRODUCTO PARA USO PROFESIONAL.

ADVERTENCIA

Las indicaciones y las prescripciones descritas, aún correspondiendo a nuestra mejor experiencia, deben considerarse, en cualquier caso, como puramente indicativas y deberán confirmarse mediante aplicaciones prácticas concluyentes; por tanto, antes de emplear el producto, quien pretenda utilizarlo deberá establecer si es el más o menos apropiado para el trabajo previsto y asume toda la responsabilidad que pueda derivarse de su uso.

Las referencias relativas a este producto están disponibles bajo solicitud y en la web de Mapei www.mapei.es y www.mapei.com

DATOS TÉCNICOS (valores característicos)		
DATOS IDENTIFICATIVOS DEL PRODUCTO		
	componente A	componente B
Consistencia:	pasta	líquido
Color:	amarillo	amarillo transparente
Masa volumétrica (g/cm ³):	1,05	1,12
Viscosidad Brookfield (mPa-s):	17.000 (rotor 3 - giros 5)	320 (rotor 2 - giros 50)
Conservación:	24 meses en los envases originales no abiertos, a una temperatura comprendida entre +10°C y +30°C	
Clasificación de peligrosidad según Directiva CE 1999/45:	irritante, peligroso para el medio ambiente Antes de su uso consultar el párrafo "Instrucciones de seguridad para la preparación y puesta en obra" y las instrucciones de los envases y la Ficha de Seguridad	
Clasificación aduanera:	3907 30 00	
DATOS DE APLICACIÓN		
Proporción de la mezcla:	componente A : componente B = 4 : 1	
Consistencia de la mezcla:	pasta gelatinosa	
Color de la mezcla:	amarillo	
Masa volumétrica de la mezcla (kg/m ³):	1.060	
Viscosidad Brookfield (mPa-s):	7.000 (rotor 3 - giros 10)	
Tiempo de trabajabilidad:		
- a +10°C:	60'	
- a +23°C:	40'	
- a +30°C:	20'	
Tiempo de fraguado:		
- a +10°C:	90'	
- a +23°C:	50'	
- a +30°C:	30'	
Temperatura de aplicación:	de +5°C a +30°C	
Endurecimiento completo:	7 días	
Adhesión al hormigón (N/mm ²):	> 3 (después de 7 días a +23°C - rotura del hormigón)	
Resistencia a tracción (ASTM D 638) (N/mm ²):	40	
Alargamiento a tracción (ASTM D 638) (%):	1,8	
Resistencia a compresión (ASTM D 695) (N/mm ²):	70	
Resistencia a flexión (ISO 178) (N/mm ²):	70	
Módulo elástico a compresión (ASTM D 695) (N/mm ²):	1.400	
Módulo elástico a flexión (ISO 178) (N/mm ²):	3.000	



MEMORIA DESCRIPTIVA

Aplicación, en un espesor uniforme, sobre **MapeWrap 11** o **MapeWrap 12** aún frescos, con brocha o rodillo de pelo corto, de adhesivo epoxidico de viscosidad media (tipo **MapeWrap 31** de MAPEI), para la impregnación en obra de los tejidos **MapeWrap**. La colocación de los tejidos **MapeWrap** debe realizarse inmediatamente después de haber aplicado **MapeWrap 31**, teniendo cuidado de extenderlos sin dejar ningún pliegue. Después de haber alisado el tejido, aplicar una segunda mano de **MapeWrap 31**.

El producto impregnante deberá tener las siguientes características:

Proporción de la mezcla:	componente A : componente B = 4 : 1
Masa volumétrica de la mezcla (kg/m ³):	1.060
Viscosidad Brookfield (mPa-s):	7.000 (rotor 3 - giros 10)
Tiempo de trabajabilidad:	40' (a +23°C)
Tiempo de fraguado:	50' (a +23°C)
Adherencia al hormigón (N/mm ²):	> 3 (después de 7 días, a + 23°C - rotura del hormigón)
Resistencia a tracción (N/mm ²):	40
Alargamiento a tracción:	1,8% (ASTM D 638)
Resistencia a compresión (N/mm ²):	70 (ASTM D 695)
Resistencia a flexión (N/mm ²):	70 (ISO 178)
Módulo elástico a compresión (N/mm ²):	1.400 (ASTM D 695)
Módulo elástico a flexión (N/mm ²):	3.000 (ISO 178)
Consumo:	en función del tipo de tejido (unidireccional, bidireccional o cuadriaxial) y de la anchura del mismo

(E) A.G. BETA

La reproducción de textos, fotografías e ilustraciones de esta publicación está totalmente prohibida y será perseguida por la ley

Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

1008-3-2007





WHERE TO USE

Primed alkali-resistant A.R. glass fibre mesh used in combination with **Planitop HDM** or **Planitop HDM Maxi** (two-component ready-mixed, high ductility, pozzolanic-reaction, fibre-reinforced cementitious mortar for “reinforced” structural strengthening of masonry substrates) or **Planitop HDM Restauro** (two-component ready-mixed, high-ductility, fibre reinforced, natural hydraulic lime (NHL) and Eco-Pozzolan based mortar for “reinforced” structural strengthening of masonry substrates) for localised reinforced strengthening of masonry elements to improve the distribution of stresses acting on the surface of strengthened elements. The system may be used to reduce the vulnerability of non-structural buffer and partition walls which, because of their weight and position, could present a risk to the safety of people, including in buildings that are not seriously damaged. May also be used for “anti-collapse” systems on floor slabs. **The system complies with the “Reluis guidelines for repairing and strengthening structural elements, buffer walls and partition walls” and the approach defined in the guidelines for the approval of FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix) systems which stress the importance of obtaining approval for the entire strengthening package.**

Some application examples

- Localised structural strengthening of facing walls, applied on the internal and/or external face.

- Anti-fracture membrane to connect the edges of buffer walls, partition walls and structural cornices in elements with a reinforced concrete frame (beams, pillars and floor slabs).
- “Localised” protection for cracked and damaged structures.
- “Anti-collapse” protection on floor slabs.

TECHNICAL CHARACTERISTICS

Mapegrid G 120 is a special mesh made from primed, alkali-resistant A.R. glass fibres with a zirconia content of 17% in a special weave pattern which, when applied on strengthened masonry, increases its overall ductility and distributes stresses more evenly. The system adheres perfectly to substrates and its mechanical properties are such that localised stresses provoke failure in the substrate rather than at the substrate/strengthening system interface.

When used to strengthen reinforced concrete structures (e.g. structures with a reinforced concrete framework), where a strong connection is required between secondary elements (buffer and partition walls) and load-bearing structural elements (beams, pillars, etc.) with the three-fold aim of preventing them collapsing out of plane, improving their interaction with the reinforced concrete structure and



**Mapegrid
G 120**

TECHNICAL DATA (typical values)

PRODUCT IDENTITY

Type of fibre:	A.R. glass
Zirconia content (ZrO2) (%)	17
Weight (g/m ²):	125
Mesh size (mm):	12.7 x 12.7

APPLICATION DATA

Tensile strength (kN/m):	30
Modulus of elasticity (GPa):	72
Load-resistant area per unit of width (mm ² /m):	23.51
Equivalent thickness of dry mesh (mm):	0.024
Elongation at failure (%):	1.8

limiting localised failure, **Mapegrid G 120** provides an excellent clamping effect.

ADVANTAGES

- Excellent tensile strength.
- Stable and resistant to chemical attack by cement.
- Resistant to atmospheric agents.
- High dimensional stability.
- Does not rust.
- Light and easy to handle.
- Easy to cut and adapt to the shape of the substrate.
- Quick to apply and put in service.

APPLICATION PROCEDURE

Preparation of the substrate

The surface on which **Mapegrid G 120** is to be applied must be prepared correctly. Render must be completely removed using either mechanical or manual means. This operation must be carried out right down to the underlying masonry work. Where necessary, when removing the render, large gaps must be filled with new stone, bricks and/or tuff which has

physical characteristics as similar as possible to the original materials. The surface of fractures must be sealed using **Planitop HDM Maxi**.

Remove loose material and dust and wash the structure down with water. Wet the structure to be strengthened. Excess water must be left to evaporate off so that the masonry to be repaired is saturated with water, but is left with a dry surface (s.d.s.). This operation may be speeded up by using compressed air.

Application of the strengthening system

1. Prepare the **Planitop HDM, Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM Restauro** (see the relative Technical Data Sheet).
2. Apply an even layer of **Planitop HDM, Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM Restauro** around 4-5 mm thick with a metal smoothing trowel. Level off the surface of the wall to form a sufficiently flat surface.
3. After applying the first layer of mortar, while it is still "wet", place **Mapegrid G 120** mesh over the entire surface and press down lightly with a flat smoothing trowel so that it adheres perfectly to the mortar.

4. Apply a second even layer of **Planitop HDM, Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM Restauro** on the still "wet" first one (around 4-5 mm thick) so that it completely covers the mesh.

Adjacent sheets of **Mapegrid G 120** must overlap by at least 25 cm at their longitudinal junction points. Transverse junction points must overlap by at least 10 cm.

PACKAGING

Mapegrid G 120 is available in 0.45 m-wide by 25 m-long rolls packed in cardboard boxes.

STORAGE

Store in a dry, covered area.

SAFETY INSTRUCTIONS FOR PREPARATION AND APPLICATION

Mapegrid G 120 is an article and referring to the current European regulations (Reg. 1906/2007/CE - REACH) does not require the preparation of the material safety data sheet. During use it is recommended to wear gloves and goggles and follow the safety requirements of the workplace.

PRODUCT FOR PROFESSIONAL USE.

WARNING

Although the technical details and recommendations contained in this product data sheet correspond to the best of our knowledge and experience, all the above information must, in every case, be taken as merely indicative and subject to confirmation after long-term practical application; for this reason, anyone who intends to use the product must ensure beforehand that it is suitable for the envisaged application. In every case, the user alone is fully responsible for any consequences deriving from the use of the product.

Please refer to the current version of the Technical Data Sheet, available from our website www.mapei.com

All relevant references for the product are available upon request and from www.mapei.com

Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

**Mapegrid
G 120**



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Any reproduction of texts, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution.

1037-3-2015 (GB)





WHERE TO USE

Primed alkali-resistant basalt fibre mesh used in combination with **Planitop HDM** or **Planitop HDM Maxi** (two-component ready-mixed high ductility pozzolan-reaction fibre-reinforced cementitious mortar for structural “reinforced” strengthening of masonry structures) or **Planitop HDM Restauro** (two-component ready-mixed high-ductility fibre reinforced natural hydraulic lime (NHL) and Eco-pozzolan based mortar for structural “reinforced” strengthening of masonry structures) to strengthen reinforced concrete and masonry structures in order to improve their mechanical characteristics and overall ductility.

Mapegrid B 250 mesh is part of the MAPEI FRG System, a complete range of composite materials that use an inorganic matrix to guarantee excellent chemical-physical and elastic-mechanical compatibility with masonry substrates. This type of system offers several important advantages when used on buildings of historical or artistic interest. Rather than replace existing structures, the system works in parallel with them to help improve without altering the way the masses and rigidity within the structures are distributed. The latter is a very important factor, particularly in seismic areas where stresses are proportional to the masses involved. The use of **Mapegrid B 250** in particular allows for better distribution of strains caused by cyclic loads.

The system, made up of special mesh and mortar, follows the approach defined by the guidelines for the approval of FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix) systems which stress the

importance of obtaining approval for the entire strengthening package.

Some application examples

- Shear/tensile strengthening of bay walls through application to the internal and/or external face.
- Structural strengthening of masonry arches and vaulted roofs through application to both the external and internal faces.
- Reinforced strengthening for more even distribution of stresses induced by seismic activity.

TECHNICAL CHARACTERISTICS

Mapegrid B 250 is a special square mesh made from primed, alkali-resistant basalt fibres which, thanks to its special weave, increases the mechanical characteristics and ductility of the reinforced masonry and distributes stresses more evenly. As a result, in the event of movements in the structure, the strengthening package has the ability to distribute stresses and strains over the entire surface of the members and elements strengthened with the mesh so that its failure mode is transformed from brittle type to ductile type. The system adheres perfectly to the substrate and the mechanical properties of the bond formed are such that localised stresses always provoke a failure in the substrate rather than at the substrate/strengthening system interface. In the case of strengthening applied to arched or vaulted elements, the masonry acquires the ability



Mapegrid B 250



Application of the first layer of Planitop HDM Restauro



Positioning of Mapegrid B 250

TECHNICAL DATA (typical values)

PRODUCT IDENTITY

Type of fibre:	basalt
Weight (g/m ²):	250
Mesh size (mm):	6 x 6
Density of fibre (g/cm ³):	2.75

APPLICATION DATA

Tensile strength (kN/m):	60
Modulus of elasticity (GPa):	89
Load-resistant area per unit of width (mm ² /m):	38,91
Equivalent thickness of dry fabric (mm):	0.039
Elongation at failure (%):	1.8

to resist tensile loads and inhibit the formation of plastic hinge points on the side opposite to where the strengthening package is applied. There is also a lower consumption of energy during the production process of **Mapegrid B 250**, thereby guaranteeing less impact on the environment due to the limited amount of CO₂ emissions. In combination with **Planitop HDM Restauro** mortar to strengthen historical buildings it represents a particularly "eco-compatible" system.

ADVANTAGES

- Excellent tensile strength.
- Excellent resistance to cyclical loads.
- Stable and resistant to chemical aggression from cement.
- Resistant to atmospheric agents.
- High dimensional stability.
- Does not rust.
- Light and easy to handle.
- Easy to cut and adapt the shape of the substrate.
- Resistant to wear.
- Limited amount of CO₂ emissions during the production process.

APPLICATION TECHNIQUE

Preparation of the substrate

Surfaces on which **Mapegrid B 250** is to

be applied must be prepared according to the specification. When used to strengthen bay walls or the internal face of arched or vaulted members and elements, the render must be completely removed either manually or with suitable power tools, along with any deteriorated or detached areas until the substrate is sound, compact and strong so that the strengthening package itself does not detach. This operation must be carried out until the underlying masonry is exposed. When the render has been removed, if new stones, bricks and/or tuff are required to fill large gaps in the wall, use a material with characteristics as similar as possible to the material originally used to build the wall. When used to strengthen the external face of masonry vaulted members and elements, remove all the flooring and spandrels and any deteriorated or detached areas until the substrate is sound, compact and strong ensuring the strengthening package itself does not detach.

Wet the substrate to be strengthened and leave any excess water to evaporate off so that the masonry is saturated and the surface is dry (s.s.d. condition). Compressed air may be used to speed up this process. When applying materials with an epoxy matrix from the **MapeWrap** line the surface must be dry.

Application procedure for Mapegrid B 250 with an inorganic matrix (FRG)

1. Prepare **Planitop HDM**, **Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM Restauro** (see the relevant Technical Data Sheet).
2. Apply an even layer of **Planitop HDM**, **Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM**

Restauero around 5-6 mm thick with a flat metal trowel or by spray.

- After applying the first layer of mortar and while it is still "wet", place **Mapegrid B 250** mesh all over the surface and press down lightly with a flat trowel so that it adheres perfectly to the mortar. Overlap adjacent pieces of **Mapegrid B 250** by at least 15 cm both lengthways and widthways.
- Apply a second even layer of **Planitop HDM**, **Planitop HDM Maxi** or **Planitop HDM Restauero** around 5-6 mm thick so that it completely covers the mesh.

We recommend folding the strengthening package over the imposts by at least 40 cm, especially when working on the internal or external face of arched and vaulted elements and members.

Protecting the strengthening system

In order to improve the anchoring mechanism of the strengthening system, strategically placed connectors made from **MapeWrap Fiocco** may also be applied (see relative Technical data Sheet) on the facing wall or on the imposts, keystones and around the springers of arched or vaulted members. The connectors eliminate any "debonding" phenomenon and increases the static efficiency of the strengthening package applied. The number and pitch of the connectors is defined during the design phase.

Application procedure for Mapegrid B 250 with an epoxy matrix (FRP)

Application procedure for **Mapegrid B 250** using the "dry system".

Application phases

- Preparation of **MapeWrap Primer 1**.
- Application of **MapeWrap Primer 1**.
- Preparation of the first layer of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12**.
- Placing the **Mapegrid B 250** mesh.
- Application of the second layer of **MapeWrap 11**.

1. Preparation of MapeWrap Primer 1

The two components which make up **MapeWrap Primer 1** must be mixed together. Pour component B into component A and mix with a low-speed drill with a mixing attachment until the resin is completely blended. Mixing ratio: 3 parts in weight of component A with 1 part in weight of component B. To avoid dosage errors, use the entire contents of the two components. If only partial quantities are required, use high-precision electronic scales to weigh out the components (this procedure must also be adopted for the other products). Once prepared, the workability time of **MapeWrap Primer 1** is around 90 minutes at +23°C.

2. Application of MapeWrap Primer 1

Apply an even coat of **MapeWrap Primer 1** with a brush or roller on the clean, dry surface of the concrete. If the surface is particularly absorbent, apply

a second coat of **MapeWrap Primer 1** once the first coat has been completely absorbed. Skim the surface using **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** while the product underneath is still "wet".

3. Preparation of MapeWrap 11 or MapeWrap 12

Choose whether to use **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** according to the surrounding temperature and workability times (the workability time of **MapeWrap 12** is higher than for **MapeWrap 11**). Pour component B into component A and mix with a low-speed drill with a mixing attachment until a uniform, grey blend is obtained. Mixing ratio for both products: 3 parts in weight of component A with 1 part in weight of component B. At +23°C **MapeWrap 11** remains workable for approximately 40 minutes after mixing, while **MapeWrap 12** remains workable for approximately 60 minutes.

4. Application of the first layer of MapeWrap 11 or MapeWrap 12

On concrete surfaces which have previously been treated with **MapeWrap Primer 1**, and while the primer is still "wet", apply a 1 cm-thick layer of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** using a notched trowel, then smooth over the product using a flat trowel to completely remove even the smallest surface defects. Using the same product, fill and round off the corners to form a "fillet" with a radius of at least 2 cm.

5. Application of Mapegrid B 250

Immediately position **Mapegrid B 250** on the layer of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** while it is still "wet", making sure there are no creases or folds. After flattening it out with your hands (wear protective gloves for this operation), apply a second coat of **MapeWrap 11** or **MapeWrap 12** over the **Mapegrid B 250** mesh placed on the first layer so that it is completely covered. Pass over the surface of the impregnated fabric with a **MapeWrap** roller to eliminate any air bubbles trapped in the system during the previous phases.

Overlap adjacent pieces of **Mapegrid B 250** by at least 15 cm both lengthways and widthways.

PACKAGING

Mapegrid B 250 is supplied in 100 cm wide by 50 m long rolls packed in cardboard boxes.

STORAGE

Store in a covered dry area.

SAFETY INSTRUCTIONS FOR PREPARATION AND APPLICATION

Mapegrid B 250 is an article and referring to the current European regulations (Reg. 1906/2007/CE - REACH) does not require the preparation of the material safety data sheet. During use it is recommended to wear gloves and goggles and follow the safety requirements of the workplace.

PRODUCT FOR PROFESSIONAL USE.



Application of the second layer of **Planitop HDM Restauero**

**Mapegrid
B 250**

WARNING

Although the technical details and recommendations contained in this product data sheet correspond to the best of our knowledge and experience, all the above information must, in every case, be taken as merely indicative and subject to confirmation after long-term practical application; for this reason, anyone who intends to use the product must ensure beforehand that it is suitable for the envisaged application. In every case, the user alone is fully responsible

for any consequences deriving from the use of the product.

Please refer to the current version of the Technical Data Sheet, available from our website www.mapei.com

All relevant references for the product are available upon request and from www.mapei.com



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Any reproduction of texts, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution.

1032-12-2014 (GB)





Planitop HDM

Mortero cementoso de reactividad puzolánica bicomponente y de elevada ductilidad, para emplear tanto en el refuerzo estructural "armado" de soportes de albañilería en combinación con Mapegrid G 220, como en el enlucido de superficies de hormigón, piedra, ladrillo y tufo

CAMPOS DE APLICACIÓN

Enlucido de regularización de superficies de hormigón, piedra, ladrillo y tufo.

Colocación de la malla de fibra de vidrio **Mapegrid G 220** para el refuerzo estructural "armado" de muros, bóvedas y elementos de albañilería.

Algunos ejemplos de aplicación

- Refuerzo de muros, bóvedas y elementos de albañilería en general.
- Regularización y refuerzo de elementos estructurales de piedra, ladrillo y tufo.
- Enlucido, con elevadas características de ductilidad, para hormigones restaurados con los morteros de la línea **Mapegrout** o **Planitop 400**.
- Colocación y posterior enlucido de **Mapegrid G 220**, como sistema para el refuerzo estructural "armado" en caso de sollicitaciones inducidas por fenómenos sísmicos.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Planitop HDM es un mortero bicomponente a base de cementos de alta resistencia, áridos seleccionados de grano fino, aditivos especiales y polímeros sintéticos en dispersión acuosa según una fórmula desarrollada en los Laboratorios de Investigación de MAPEI. Mezclando los dos componentes (polvo componente A y líquido componente B), se obtiene una mezcla que se puede aplicar fácilmente sobre superficies verticales en un espesor no superior a 6 mm por mano.

Planitop HDM, gracias a su alto contenido de resina sintética, posee un elevado poder de adherencia; después del endurecimiento se obtiene una capa compacta y tenaz, impermeable al agua y a los gases

agresivos de la atmósfera pero fuertemente permeable al vapor.

AVISOS IMPORTANTES

- No aplicar **Planitop HDM** con una temperatura inferior a +5°C.
- No añadir cemento, áridos o agua a **Planitop HDM**.

MODO DE APLICACIÓN

Preparación del soporte

Para asegurar al sistema una buena adherencia, se debe prestar una particular atención a la preparación del soporte, que debe ser sólido y estar perfectamente limpio y exento de partes friables, polvo, aceites y viejas pinturas. Para este propósito puede ser muy adecuado un chorro de arena o un enérgico lavado con agua a presión. En caso de que la aplicación deba realizarse sobre superficies de albañilería, piedra o tufo, reparar eventuales defectos mediante el empleo de **Mape-Antique LC** (conglomerante, exento de cemento, para morteros deshumidificantes claros destinados al saneamiento de muros húmedos) mezclado con áridos de la zona; si fuese necesario rellenar huecos, utilizar junto al mortero a base de **Mape-Antique LC** nuevas piedras, ladrillos o tufos, con unas características físicas similares a los materiales originales que constituyen el acabado. Las superficies de hormigón degradadas deben ser reparadas con los productos de la línea **Mapegrout**.

Antes de la aplicación, mojar el soporte hasta saturarlo y dejar la superficie sin agua.

Preparación del mortero

Verter el componente B (líquido) en un recipiente limpio.



Planitop HDM



Aplicación de la primera capa de Planitop HDM



Colocación de Mapegrid G 220



Cubrimiento de Mapegrid G 220 con la última capa de Planitop HDM

adecuado, y añadir lentamente, bajo agitación mecánica, el componente A (polvo). Mezclar cuidadosamente **Planitop HDM** durante algunos minutos, cuidando de que el polvo adherido en las paredes y en el fondo del recipiente quede también disperso. El mezclado deberá prolongarse hasta conseguir una completa homogeneidad de la pasta (ausencia total de grumos); para esta operación es muy útil el uso de una mezcladora mecánica, a bajo número de revoluciones para evitar una excesiva inclusión de aire. Evitar la preparación manual de la mezcla.

Aplicación del mortero Utilizado para la colocación de Mapegrid G 220

1. Aplicación con una llana metálica plana de una capa uniforme de aprox. 3-4 mm de **Planitop HDM**.
2. Sobre el producto todavía "fresco", insertar **Mapegrid G 220** comprimiéndola con una llana para adherirla perfectamente al mortero aplicado.
3. Aplicación de una segunda capa uniforme de aprox. 2-3 mm de **Planitop HDM** de modo que cubra completamente la malla.
4. Enlucido de la superficie "fresca" con llana.

Los lienzos adyacentes de **Mapegrid G 220**, sea longitudinalmente como transversalmente, deberán solaparse al menos 5 cm.

Utilizado como enlucido

1. Extender el mortero con una llana metálica sobre la superficie preparada en un espesor no superior a 6 mm.
2. Enlucido de la superficie "fresca" con llana.

Eventual acabado del mortero

Después de la aplicación de **Planitop HDM**, en el caso de que se desee un enlucido, emplear uno de los productos de enlucido de la gama MAPEI tipo **Mape-Antique FC** (mortero fino exento de cemento, para el enlucido de revocos deshumidificantes), **Mapefinish** (mortero cementoso bicomponente) o bien **Monofinish** (mortero cementoso monocomponente de fraguado normal).

El eventual recubrimiento protector puede ser realizado, después del endurecimiento completo del mortero de soporte, con **Elastocolor Pittura** (pintura elástica protectora y decorativa a base de resinas acrílicas en dispersión acuosa) previa aplicación de **Elastocolor Primer** (fondo fijador con disolvente y de alta penetración) o mediante el empleo de productos de la línea **Silexcolor**, a base de silicatos, o **Silancolor**, a base de resina silicónica.

Todos los recubrimientos están disponibles en una amplia gama de colores, obtenibles con el sistema tintométrico **ColorMap®**.

NORMAS A OBSERVAR DURANTE Y DESPUÉS DE LA PUESTA EN OBRA

- Ninguna precaución especial debe ser tomada con una temperatura en torno a +20°C.

- Después de la aplicación, **Planitop HDM**, en unas condiciones de clima particularmente seco, caluroso o ventilado debe ser cuidadosamente curado y es aconsejable proteger la superficie de la evaporación rápida del agua.

Limpieza

A causa de la elevada adhesión de **Planitop HDM**, incluso sobre el metal, se aconseja lavar las herramientas de trabajo con agua antes de que el mortero haya fraguado.

Después del fraguado, la limpieza puede efectuarse solamente con medios mecánicos.

CONSUMO

1,8 kg/m² por mm de espesor.

PRESENTACIÓN

Unidades de 30,5 kg;
componente A: sacos de 24 kg;
componente B: bidones de 6,5 kg.

ALMACENAMIENTO

Planitop HDM componente A, en su envase original y en un ambiente seco, se conserva durante 12 meses.
Producto conforme a la Directiva 2003/53.

Planitop HDM componente B, se conserva durante 24 meses.

Conservar ambos componentes a una temperatura no inferior a +5°C.

INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD PARA LA PREPARACIÓN Y LA PUESTA EN OBRA

Planitop HDM componente A contiene cemento que, en contacto con el sudor u otros fluidos corporales, produce una reacción alcalina irritante y manifestaciones alérgicas en personas propensas. Usar guantes y gafas de protección. Para mayor información consultar la Ficha de Seguridad.

PRODUCTO DE USO PROFESIONAL.

ADVERTENCIA

Las indicaciones y las prescripciones descritas, aún correspondiendo a nuestra mejor experiencia, deben considerarse, en todo caso, como puramente indicativas y deberán confirmarse mediante aplicaciones prácticas concluyentes; por tanto, antes de operar con el producto, quien pretenda utilizarlo deberá establecer si es el más o menos apropiado para el trabajo previsto y asume toda la responsabilidad que pueda derivarse de su uso.

Las referencias relativas a este producto están disponibles bajo solicitud y en la web de **Mapei** www.mapei.es y www.mapei.com

DATOS TÉCNICOS (valores característicos)		
DATOS IDENTIFICATIVOS DEL PRODUCTO		
	Comp. A	Comp. B
Consistencia:	polvo	líquido fluido
Color:	gris	blanco
Densidad (g/cm ³):	1,1	1,02
Residuo sólido (%):	100	23
Clasificación de peligrosidad según la Directiva 1999/45/CE:	irritante ninguna Antes de usarlo consultar el párrafo "Instrucciones de seguridad para la preparación y la puesta en obra" y las informaciones del envase y de la Ficha de Seguridad	
Clasificación aduanera:	3824 50 90	
DATOS DE APLICACIÓN (a +20°C y 50% H.R.)		
Color de la mezcla:	gris	
Proporción de la mezcla:	componente A : componente B = 3,7 : 1	
Consistencia de la mezcla:	plástica - allanable	
Densidad de la mezcla (kg/m ³):	1800	
Temperatura de aplicación permitida:	de +5°C a +35°C	
Duración de la mezcla:	60'	
Tiempo de fraguado inicial - final:	4-9 h	
PRESTACIONES FINALES (a +20°C y 50% H.R.)		
Las pruebas de resistencia a compresión y flexión han sido realizadas con prismas de mortero 4x4x16 cm realizados y curados según las modalidades previstas a la norma EN 12190.		
Resistencia a compresión según EN 12190 (N/mm ²):		
- después de 1 día:	≥ 5	
- después de 7 días:	≥ 20	
- después de 28 días:	≥ 30	
Resistencia a flexión según EN 196/1 (N/mm ²):		
- después de 1 día:	≥ 1,5	
- después de 7 días:	≥ 6	
- después de 28 días:	≥ 9	
Módulo elástico a compresión (N/mm ²):		
- después de 28 días:	11.000	
Adhesión al hormigón según EN 1542 (N/mm ²):		
- después de 7 días:	≥ 2,0	
- después de 28 días:	≥ 2,5	
Adhesión a soporte de albañilería (Planitop HDM con Mapegrid G 220) (N/mm ²):		
- después de 7 días:	≥ 1,5	
- después de 28 días:	≥ 2,0	



MEMORIA DESCRIPTIVA

Enlucido de regularización de superficies de hormigón, piedra, ladrillos y tufo y de refuerzo estructural "armado" de paramentos, bóvedas y elementos de albañilería, mediante aplicación a llana metálica plana, con un espesor no superior a 6 mm, de mortero cementoso con reactividad puzolánica, bicomponente, con elevada ductilidad (tipo **Planitop HDM** de MAPEI). En el caso en que **Planitop HDM** sea aplicado como refuerzo estructural, aplicar el mortero en combinación con una malla de fibra de vidrio apretada, resistente a los álcalis (tipo **Mapegrid G 220** de MAPEI). El material deberá tener las siguientes características:

Densidad de la mezcla (kg/m ³):	1800
Duración de la mezcla:	60' (a +23°C)
Tiempo de fraguado inicial-final:	4-9 h
Resistencia a compresión (N/mm ²):	
- después de 28 días:	≥ 30
Resistencia a flexión (N/mm ²):	
- después de 28 días:	≥ 9
Módulo elástico a compresión (N/mm ²):	
- después de 28 días:	11.000
Adhesión al hormigón (N/mm ²):	
- después de 28 días:	≥ 2,5
Adhesión a un soporte de albañilería (Planitop HDM con Mapegrid G 220) (N/mm ²):	
- después de 28 días:	≥ 2
Consumo (kg/m ²):	1,8 (por mm de espesor)

(E) A. G. BETA

La reproducción de textos, fotografías e ilustraciones de esta publicación está totalmente prohibida y será perseguida por la ley

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1064-6-2007



EL COMPAÑERO MUNDIAL DE LOS CONSTRUCTORES