UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE EDIFICACIÓN

TESIS DOCTORAL

**CARACTERIZACIÓN MECÁNICA EXPERIMENTAL DE UN
HORMIGÓN LIGERO ESTRUCTURAL**

AUTOR

Fernando Israel Olmedo Zazo

Máster Universitario en Innovación y Tecnología en Edificación por la UPM

Arquitecto Técnico

DIRECTOR

Dr. Alfonso Cobo Escamilla

Dr. Ingeniero Industrial, Arquitecto, Arquitecto Técnico

Catedrático de Escuela Universitaria de la ETSEM de la UPM

2018

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	I
ÍNDICE DE ANEXOS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XVI
AGRADECIMIENTOS / ACKNOWLEDGEMENTS	XXV
RESUMEN / ABSTRACT	XXVIII
CAPÍTULO 1.- ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS	1
1.1.- Introducción	1
1.1.1.- Evolución histórica	1
1.1.2.- Aplicaciones	5
1.2.- Propiedades de los áridos ligeros	7
1.2.1.- Forma y textura de los áridos	7
1.2.2.- Densidad relativa del árido	8
1.2.3.- Densidad de conjunto del árido	8
1.2.4.- Porosidad total	8
1.2.5.- Granulometría	9
1.2.6.- Contenido de humedad y absorción	9
1.2.7.- Módulo de elasticidad de las partículas del árido	10
1.2.8.- Resistencia de los áridos ligeros	12
1.3.- Producción, puesta en obra y curado del hormigón ligero	13
1.3.1.- Dosificación	13
1.3.2.- Mezcla	13
1.3.3.- Bombeo	13
1.3.4.- Puesta en obra	14
1.3.5.- Curado	14
1.4.- Propiedades del hormigón fresco	15
1.4.1.- Densidad	15

1.4.2.- Contenido de aire	16
1.4.3.- Trabajabilidad	16
1.5.- Propiedades del hormigón endurecido	17
1.5.1.- Resistencia a compresión	17
1.5.2.- Módulo de elasticidad longitudinal E	29
1.5.3.- Coeficiente de Poisson	35
1.5.4.- Resistencia a tracción	35
1.5.5.- Resistencia a flexotracción	39
1.5.6.- Retracción	41
1.6.- Ensayos no destructivos	45
1.6.1.- Velocidad de ultrasonidos	45
1.6.2.- Esclerómetro	47
1.7.- Densidad	49
1.8.- Vigas mixtas	49
1.9.- Normativa	51
1.9.1.- Código Modelo	51
1.9.2.- ACI	52
1.9.3.- Eurocódigo 2	52
1.9.4.- EHE-08	53
1.10.- Análisis estadístico	54
1.10.1.- Análisis ANOVA	55
1.10.2.- Diseño de experimentos	58
1.10.3.- Modelo de Regresión	61
1.10.4.- Validación de hipótesis	64
CAPÍTULO 2.- OBJETIVOS - CHAPTER 2.- GOALS	67
CAPÍTULO 3.- MATERIALES Y TÉCNICAS EMPLEADAS - CHAPTER 3.- MATERIALS AND TECHNIQUES USED	69
3.1.- Materiales empleados - Materials used	69
3.1.1.- Ensayos de caracterización mecánica en la UPM - Mechanical characterization tests at UPM	69
3.1.2.- Ensayos de vigas multicapa en la VGTU - Multi-layer beam testing at VGTU	77
3.2.- Técnicas empleadas - Techniques used	89
3.2.1.- Ensayos de caracterización mecánica en la UPM - Mechanical characterization tests at UPM	89
3.2.2.- Ensayos de vigas multicapa en la VGTU - Multi-layer beam testing at VGTU	96

3.3.- Análisis estadístico - Statistical analysis	107
CAPÍTULO 4.- RESULTADOS OBTENIDOS - RESULTS OBTAINED	109
4.1.- Ensayos de caracterización realizados en la UPM - Characterization tests performed at UPM	110
4.1.1.- Ensayos de caracterización mecánica a compresión - Mechanical characterization compression tests	110
4.1.2.- Ensayos de caracterización mecánica a tracción indirecta - Mechanical characterization indirect tensile strength tests	117
4.1.3.- Ensayos de caracterización mecánica a flexotracción - Mechanical characterization flexural strength tests	121
4.1.4.- Ensayos de caracterización mecánica por esclerómetro - Mechanical characterization testing by sclerometer	124
4.1.5.- Ensayos de caracterización mecánica por ultrasonido - Mechanical characterization testing by ultrasound	129
4.1.6.- Ensayos de caracterización mecánica de la medición del acortamiento del hormigón por retracción - Mechanical characterization tests measuring the shortening of concrete due to shrinkage	133
4.1.7.- Vigas - Beams	136
4.2.- Ensayos de vigas multicapa realizados en la VGTU - Multi-layer beam testing performed at VGTU	142
4.2.1.- Ensayos de caracterización mecánica del hormigón empleado - Mechanical characterization testing of the concrete used	142
4.2.2.- Ensayos de vigas multicapa - Multi-layer beam testing	150
CAPÍTULO 5.- DISCUSIÓN ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS	160
5.1.- Relativas a los ensayos realizados en la UPM	160
5.1.1.- Relativas al hormigón de la amasada A	161
5.1.2.- Relativas al Hormigón de la amasada B	189
5.1.3.- Comparación entre las tipologías de hormigones	214
5.2.- Relativas a los ensayos realizados en la VGTU	243
5.2.1.- Resultados de carga	246
5.2.2.- Resultados de deformación	253
5.2.3.- Resultados de energía absorbida	259
5.2.4.- Resultados de la rigidez de las vigas	266
5.2.5.- Resultados de fisuración	275
CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES - CHAPTER 6.- CONCLUSIONS	293
6.1.- Relativas a los ensayos realizados en la UPM - Related to tests carried out at UPM	293

6.1.1.- Comparación entre las tipologías de hormigones - Comparison between concrete types	293
6.1.2.- Vigas - Beams	295
6.2.- Relativas a los ensayos realizados en la VGTU - Related to tests carried out at VGTU	296
CAPÍTULO 7.- ORIENTACIONES PARA FUTUROS TRABAJO - CHAPTER 7.- GUIDE FOR FUTURE WORKS	299
FUENTES Y BIBLIOGRAFÍA / REFERENCES	301

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO DE DOCUMENTACIÓN

Ensayos de caracterización realizados en España

- Anexo D1: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos a compresión sobre probeta cilíndrica.
- Anexo D2: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos a compresión sobre probeta cúbica.
- Anexo D3: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos a flexotracción.
- Anexo D4: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos a tracción indirecta.
- Anexo D5: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos no destructivos mediante esclerómetros.
- Anexo D6: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos no destructivos mediante ultrasonidos.
- Anexo D7: Ensayos de caracterización realizados en España. Tablas de los ensayos de vigas.
- Anexo D8: Cálculos estadísticos de los ensayos de caracterización realizados en España.

Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania

- Anexo D9: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos de caracterización de la compresión sobre probeta cilíndrica.
- Anexo D10: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos de caracterización de la compresión sobre probeta cúbica.
- Anexo D11: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos de caracterización de la flexotracción.
- Anexo D12: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos de caracterización de la retracción.
- Anexo D13: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos a flexión de las vigas multicapa. Resultados de cargas y deformaciones.
- Anexo D14: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas de los ensayos a flexión de las vigas multicapa. Fisuración.
- Anexo D15: Cálculos estadísticos de los ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania.

ANEXO GRÁFICO

Ensayos de caracterización realizados en España

- Anexo G1: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos a compresión sobre probeta cilíndrica.
- Anexo G2: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos a compresión sobre probeta cúbica.
- Anexo G3: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos a flexotracción.
- Anexo G4: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos a tracción indirecta.
- Anexo G5: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos no destructivos mediante esclerómetros.
- Anexo G6: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos no destructivos mediante ultrasonidos.
- Anexo G7: Ensayos de caracterización realizados en España. Ensayos de vigas.

Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania

- Anexo G8: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos de caracterización de la compresión sobre probeta cilíndrica.
- Anexo G9: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos de caracterización de la compresión sobre probeta cúbica.
- Anexo G10: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos de caracterización de la flexotracción.
- Anexo G11: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos de caracterización de la retracción.
- Anexo G12: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos a flexión de las vigas multicapa. Preparación de vigas y realización del ensayo.
- Anexo G13: Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Ensayos a flexión de las vigas multicapa. Fisuración.

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1.- Puerto romano de Cosa (http://www.villaedera.it)	1
Fig.1.2.- Panteón de Agripa (http://egr-storiadellarte.blogspot.com)	2
Fig.1.3.- Coliseo de Roma (http://unaviajeraporeuropa.blogspot.com)	2
Fig.1.4.- Barco de casco de hormigón ligero (http://www.exordio.com)	3
Fig.1.5.- Prudential Life Building (http://www.skyscrapercity.com)	4
Fig.1.6.- Tacoma Narrow Bridge (http://engineertomorrow.com)	4
Fig.1.7.- Plataforma petrolífera en el mar del Norte (http://tectonicablog.com)	5
Fig.1.8.- Esquema de porosidad de un árido	9
Fig.1.9.- Resistencia del hormigón en función de la resistencia del mortero y la resistencia límite del árido (Schultz, 1970)	18
Fig.1.10.- Resistencia del hormigón en función de la resistencia de la pasta de cemento, la deformación unitaria para una cuantía de árido (Schütz, 1970)	20
Fig.1.11.- Módulo de elasticidad medio dinámico de los granos de árido, en relación con su densidad media (Schütz, 1970)	21
Fig.1.12.- Relación entre resistencia y porosidad (a) cemento curado normalmente (b) otros materiales (c) Diversas dosificaciones de mortero (Kumar Mehta y Monteiro, 2006)	22
Fig.1.13.- Relación entre la resistencia a compresión a 28 días del hormigón y el espacio residual-cemento (Pauw, 1967)	24
Fig.1.14.- Transferencia de tensiones en el HC (a) y en el HLE (b) (Leonhardt F., 1986)	26
Fig.1.15.- Relación simplificada de la resistencia del hormigón en función de la resistencia del mortero (Weigler y Karl, 1974)	27
Fig.1.16.- Modelo estructural del hormigón a) Hormigón Convencional b) Hormigón Ligero (Hansen, 1960)	29
Fig.1.17.- Influencia del contenido de mortero sobre el módulo de elasticidad del hormigón (Hansen, 1960)	30
Fig.1.18.- Aumento del módulo E, con el tiempo en hormigones de pizarra y de arcillas expandidas (Popovics, Sandor & Erdey, 1970)	32
Fig.1.19.- Relación entre el valor E_b , y el valor $\sqrt{\rho_{rb,28}^3 \cdot \sigma_w}$ de diversos Hormigones Ligeros (Weigler y Karl, 1974)	34
Fig.1.20.- Esquema de ensayo de tracción indirecta. Ensayo brasileño a) esquema de carga, b) probeta cilíndrica, c) útiles de ensayo, d) probeta montada sobre útiles	36
Fig.1.21.- Secciones de rotura de hormigones con arcilla expandida a) y c) ensayo a flexotracción. b) y d) ensayo a tracción por hendimiento (Weigler y Kark, 1974)	37
Fig.1.22.- Resistencia a tracción en comparación con la resistencia a compresión (Weigler & Karl, 1974)	38

Fig.1.23.- Resistencia a flexotracción en comparación con la resistencia a compresión (Hummel, 1959)	40
Fig.1.24.- Reversibilidad de la retracción (Mindess, y Young, 1981)	43
Fig.1.25.- Variación de E con la posición (Öztürk, Kroggel y Grübl, 2003)	46
Fig.1.26.- Variación de E en función de la tipología de pieza (núcleo, losa o cubo) (Öztürk, Kroggel y Grübl, 2003)	46
Fig.1.27.- Partes de un esclerómetro y esquema de su funcionamiento (Malhotra y Carino, 2003)	47
Fig.1.28.- Escala tipo de un esclerómetro	48
Fig.1.29.- Forjado de chapa colaborante	50
Fig.1.30.- Viga mixta de acero y hormigón	50
Fig.1.31.- Estado tensional en una sección tipo de una viga multicapa causado por diferencias en el comportamiento frente a la retracción (Juknevicius, Marciukaitis y Valivonias, 2006)	51
Fig.1.32.- Campana de Gauss de una normal (0,1), con el área marcada de 5% desde el origen, y el 95% hasta el final.	55
Fig.1.33.- Descomposición de la variabilidad (Fig 2.5 Pag 45)	57
Fig.1.34.- Región crítica para el contraste ANOVA	58
Fig.1.35.- Gráfico multivariable de la velocidad de reacción (variable respuesta) en función de dos factores (temperatura y concentración)	60
Fig.1.36.- Interpretación de mínimos cuadrados	62
Fig.1.37.- Descomposición de la variabilidad	63
Fig.3.1.- Esquema de armado de vigas - Beam reinforcement diagram	79
Fig.3.2.- Configuración de vigas mixtas - Configuration of mixed beams	80
Fig.3.3.- Moldes de vigas montados sobre mesa de sacudidas - Beam molds arranged on the vibrating table	81
Fig.3.4.- Comprobación del espesor de la capa inferior en vigas mixtas - Checking the thickness of the base layer in mixed beams	81
Fig.3.5.- Moldes de las probetas de caracterización del hormigón de las vigas - Molds for the samples produced for the characterization of the concrete used in the beams	82
Fig.3.6.- Vigas almacenadas protegidas de la desecación - Beams stored protected from drying out	83
Fig.3.7.- Probeta de amasada E altamente disgregada - Highly disintegrated Mix E sample	86
Fig.3.8.- Probeta testigo extraídas de las vigas ensayadas - Control sample extracted from the tested beams	86
Fig.3.9.- Prensa tipo universal marca IBERTEST modelo MIB60-AM - Universal press, IBERTEST Brand, model MIB60-AM	91
Fig.3.10.- Prensa ICON - ICON Press	92
Fig.3.11.- Data logger - Data logger	93
Fig.3.12.- Esclerómetro - Sclerometer	94
Fig.3.13.- Captador de ultrasonidos - Ultrasound collector	94
Fig.3.14.- Comparador con barra de calibración - Comparator with calibration bar	95
Fig.3.15.- Medición de la retracción de una probeta - Measuring sample shrinkage	96

Fig.3.16.- Prensa w+b modelo LFV-500 - w+b press, model LFV-500	98
Fig.3.17.- Data logger para la recopilación de datos conectado a ordenador - Data logger for the collection of data connected to a computer	99
Fig.3.18.- Esquema de carga de vigas - Beam loading diagram	100
Fig.3.19.- Esquema de disposición de extensómetros en vigas monolíticas - Diagram showing the arrangement of strain gauges in monolithic beams	100
Fig.3.20.- Esquema de disposición de extensómetros en vigas multicapa - Diagram showing the arrangement of strain gauges in multi-layer beams	101
Fig.3.21.- Microscopio óptico usado para la medida del ancho de fisura - Optical microscope used to measure the width of the crack	102
Fig.3.22.- Prensa de ensayos a compresión, complementada con el data logger y los extensómetros para medir los desplazamientos - Compression testing press, complemented by a data logger and the strain gauges for measuring displacement	102
Fig.3.23.- Prensa de ensayos a flexotracción - Press for flexural strength testing	103
Fig.3.24.- Elementos a insertar en las probetas prismáticas para la medición de la retracción - Elements to be inserted in the prismatic samples for measuring shrinkage	104
Fig.3.25.- Esquema de puntos de medición del acortamiento por retracción en las vigas - Diagram showing points for measuring shortening of the beams due to shrinkage	105
Fig.3.26.- Disposición de líneas de medición del acortamiento por retracción en las vigas a) una sola capa, b) multicapa - Position of lines for measuring shortening of the beams due to shrinkage a) single layer, b) multi-layer	106
Fig.3.27.- Micrómetro usado para la medida del acortamiento del hormigón por retracción - Micrometer used to measure concrete shortening due to shrinkage	107
Fig.4.1.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Compression test on cylindrical sample. Mix A. Breaking strain (σ)	111
Fig.4.2.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Módulo elástico (E) - Compression test on cylindrical sample. Mix A. Elastic modulus (E)	111
Fig.4.3.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Alargamiento de rotura (ϵ) - Compression test on cylindrical sample. Mix A. Fracture elongation (ϵ)	112
Fig.4.4.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Compression test on cubic sample. Mix A. Breaking strain (σ)	112
Fig.4.5.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A. Módulo elástico (E) - Compression test on cubic sample. Mix A. Elastic modulus (E)	113
Fig.4.6.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - Compression test on cylindrical sample. Mix B. Breaking strain (σ)	114
Fig.4.7.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B. Módulo elástico (E) - Compression test on cylindrical sample. Mix B. Elastic modulus (E)	114
Fig.4.8.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - Compression test on cubic sample. Mix B. Breaking strain (σ)	115
Fig.4.9.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B. Módulo elástico (E) - Compression test on cubic sample. Mix B. Elastic modulus (E)	116
Fig.4.10.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada C. Tensión de rotura (σ) - Compression test on cubic sample. Mix C. Breaking strain (σ)	116

Fig.4.11.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Indirect tensile strength test. Mix A. Breaking strain (σ)	117
Fig.4.12.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A. Alargamiento de rotura (ϵ) - Indirect tensile strength test. Mix A. Fracture elongation (ϵ)	118
Fig.4.13.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - Indirect tensile strength test. Mix B. Breaking strain (σ)	119
Fig.4.14.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B. Alargamiento de rotura (ϵ) - Indirect tensile strength test. Mix B. Fracture elongation (ϵ)	119
Fig.4.15.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C. Tensión de rotura (σ) - Indirect tensile strength test. Mix C. Breaking strain (σ)	120
Fig.4.16.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C. Alargamiento de rotura (ϵ) - Indirect tensile strength test. Mix C. Fracture elongation (ϵ)	120
Fig.4.17.- Ensayo a flexotracción. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength test. Mix A. Breaking strain (σ)	121
Fig.4.18.- Ensayo a flexotracción. Amasada A. Alargamiento de rotura (ϵ) - Flexural strength test. Mix A. Fracture elongation (ϵ)	122
Fig.4.19.- Ensayo a flexotracción. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength test. Mix B. Breaking strain (σ)	122
Fig.4.20.- Ensayo a flexotracción. Amasada B. Alargamiento de rotura (ϵ) - Flexural strength test. Mix B. Fracture elongation (ϵ)	123
Fig.4.21.- Ensayo a flexotracción. Amasada C. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength test. Mix C. Breaking strain (σ)	123
Fig.4.22.- Ensayo a flexotracción. Amasada C. Alargamiento de rotura (ϵ) - Flexural strength test. Mix C. Fracture elongation (ϵ)	124
Fig.4.23.- Ensayo a esclerómetro. Amasada A - Sclerometer test. Mix A	126
Fig.4.24.- Ensayo a esclerómetro. Amasada B - Sclerometer test. Mix B	127
Fig.4.25.- Ensayo a esclerómetro. Amasada C - Sclerometer test. Mix C	128
Fig.4.26.- Ensayo a ultrasonido. Amasada A - Ultrasound test. Mix A	130
Fig.4.27.- Ensayo a ultrasonido. Amasada B - Ultrasound test. Mix B	132
Fig.4.28.- Ensayo a ultrasonido. Amasada C - Ultrasound test. Mix C	132
Fig.4.29.- Evolución de la pérdida de peso por secado. Amasada A - Evolution of weight loss due to drying. Mix A	134
Fig.4.30.- Evolución de la retracción. Amasada A - Shrinkage evolution. Mix A	134
Fig.4.31.- Evolución de la pérdida de peso por secado. Amasada B - Evolution of weight loss due to drying. Mix B	135
Fig.4.32.- Evolución de la retracción. Amasada B - Shrinkage evolution. Mix B	136
Fig.4.33.- Gráfico carga-desplazamiento. Amasada B - Load-displacement graph. Mix B	137
Fig.4.34.- Gráfico carga-desplazamiento horizontal. Amasada B - Load-horizontal displacement graph. Mix B	138
Fig.4.35.- Gráfico desplazamiento vertical -desplazamiento horizontal. Amasada B - Vertical displacement-horizontal displacement graph. Mix B	139
Fig.4.36.- Gráfico carga-desplazamiento. Amasada C - Load-displacement graph. Mix C	140

Fig.4.37.- Gráfico carga-desplazamiento horizontal. Amasada C - Load-horizontal displacement graph. Mix C	141
Fig.4.38.- Gráfico desplazamiento vertical -desplazamiento horizontal. Amasada C - Vertical displacement-horizontal displacement graph. Mix C	142
Fig.4.39.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Tensión de rotura (σ) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Breaking strain (σ)	143
Fig.4.40.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Módulo elástico (E) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Elastic modulus (E)	144
Fig.4.41.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Alargamiento de rotura (ϵ) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Fracture elongation (ϵ)	144
Fig.4.42.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Tensión de rotura (σ) - Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Breaking strain (σ)	145
Fig.4.43.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Módulo elástico (E) - Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Elastic modulus (E)	146
Fig.4.44.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Alargamiento de rotura (ϵ) - Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Fracture elongation (ϵ)	146
Fig.4.45.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength testing. Mixes D, E and F. Breaking strain (σ)	147
Fig.4.46.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F. Deformada (δ) - Flexural strength testing. Mixes D, E and F. Deformed (δ)	148
Fig.4.47.- Ensayo de retracción. Amasada D, E y F. Acortamiento por retracción - Shrinkage testing. Mixes D, E and F. Shortening due to shrinkage	149
Fig.4.48.- Ensayo de retracción. Amasada G H e I. Acortamiento por retracción - Shrinkage testing. Mixes G H and I. Shortening due to shrinkage	150
Fig.4.49.- Gráfico carga-deformación de las vigas BA BB, BC, BD - Load-deformation graph for beams BA BB, BC and BD	151
Fig.4.50.- Valores de carga de las vigas BC, BD, BE y BF - Load values for beams BC, BD, BE and BF	152
Fig.4.51.- Valores de carga de las vigas BA BB, BC, BD - Load values for beams BA BB, BC and BD	152
Fig.4.52.- Valores de carga de las vigas BC, BD, BE y BF - Load values for beams BC, BD, BE and BF	152
Fig.4.53.- Valores de deformación de las vigas BA BB, BC, BD - Deformation values for beams BA BB, BC and BD	153
Fig.4.54.- Valores de deformación de las vigas BC, BD, BE y BF - Deformation values for beams BC, BD, BE and BF	153
Fig.4.55.- Valores de energía absorbida de las vigas BA BB, BC, BD - Values of energy absorbed by beams BA BB, BC and BD	153

Fig.4.56.- Valores de energía absorbida de las vigas BC, BD, BE y BF - Values of energy absorbed by beams BC, BD, BE and BF	154
Fig.4.57.- Valores de rigideces de las vigas BA BB, BC, BD - Rigidity values for beams BA BB, BC and BD	154
Fig.4.58.- Valores de rigideces de las vigas BC, BD, BE y BF - Rigidity values for beams BC, BD, BE and BF	154
Fig.4.59.- Evolución de la retracción de cada posición en las vigas - Shrinkage evolution at each beam position	158
Fig.4.60.- Valor de retracción acumulada al final del ensayo - Accumulated shrinkage value at the end of testing	159
Fig.5.1.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A	162
Fig.5.2.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	163
Fig.5.3.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A	164
Fig.5.4.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	165
Fig.5.5.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada A	169
Fig.5.6.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E, para una densidad de 1.511,33 kg/m ³ , en función de la resistencia media, f _{cm} , según diferente normativa. Amasada A	172
Fig.5.7.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E, para una resistencia media f _{cm} , de 25,61 MPa, en función de la densidad, ρ, según diferente normativa. Amasada A	172
Fig.5.8.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada A	174
Fig.5.9.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (,sp) frente a los de flexotracción (,fl). Amasada A	177
Fig.5.10.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (,sp) frente a los de flexotracción (,fl). Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	178
Fig.5.11.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A	179
Fig.5.12.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	180
Fig.5.13.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A	188
Fig.5.14.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	189

Fig.5.15.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B	190
Fig.5.16.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	191
Fig.5.17.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B	193
Fig.5.18.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	193
Fig.5.19.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada B	197
Fig.5.20.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E, para una densidad de 2.072,15 kg/m ³ , en función de la resistencia media, f _{cm} , según diferente normativa. Amasada B	199
Fig.5.21.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E, para una resistencia media f _{cm} , de 48,15 MPa, en función de la densidad, ρ, según diferente normativa. Amasada B	199
Fig.5.22.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada B	201
Fig.5.23.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (,sp) frente a los de flexotracción (,fl). Amasada B	204
Fig.5.24.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (,sp) frente a los de flexotracción (,fl). Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	205
Fig.5.25.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B	206
Fig.5.26.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B	213
Fig.5.27.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	214
Fig.5.28.- Evolución de la ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica (cub) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B	215
Fig.5.29.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B	216
Fig.5.30.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios.	219
Fig.5.31.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios.	219
Fig.5.32.- Evolución de la ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica (cub) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	220

Fig.5.33.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	221
Fig.5.34.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios (eliminadas las probetas de resultados anormales).	223
Fig.5.35.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B. (eliminadas las probetas de resultados anormales)	228
Fig.5.36.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas.	231
Fig.5.37.- Gráfico valores relativos carga-desplazamiento	237
Fig.5.38.- Valores comparados de carga (N), deformada (δ), energía absorbida (E) y rigidez (K)	238
Fig.5.39.- Forma de rotura de las vigas	240
Fig.5.114.- Esquema de fisuración de las vigas	278
Fig.5.115.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA	278
Fig.5.116.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BB	279
Fig.5.117.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC	279
Fig.5.118.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BD	279
Fig.5.119.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BE	280
Fig.5.120.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC y BD a 28 días	280
Fig.5.121.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC y BD a 45 días	281
Fig.5.122.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB y BC a 60 días	281
Fig.5.123.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC y BE a 28 días	281
Fig.5.124.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC y BE a 45 días	282
Fig.5.125.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA	284
Fig.5.126.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BB	284
Fig.5.127.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BC	284
Fig.5.128.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BE	285
Fig.5.129.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BD a 28 días	286
Fig.5.130.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BC a 45 días	286
Fig.5.131.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BC a 60 días	286
Fig.5.132.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BC y BE a 45 días	286
Fig.5.133.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA	288
Fig.5.134.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BB	289
Fig.5.135.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BC	289
Fig.5.136.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BE	290

Fig.5.137.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BD a 28 días	290
Fig.5.138.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BC a 45 días	290
Fig.5.139.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BC a 60 días	291
Fig.5.140.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BC y BE a 45 días	291

ÍNDICE DE TABLAS

Tab.1.1.- Comparación de los módulos de elasticidad $E_{b,v}$ medidos con los valores $E'_{b,v}$ y $E''_{b,v}$ calculados mediante las fórmulas desarrolladas por Hansen, partiendo del Módulo de Elasticidad del árido E_a , y del mortero E_m (Hansen, 1960)	31
Tab.1.2.- Valores recomendados de E , según diversa normativa (Cui, Lo, Memon, , Xing y Shi, 2012)	35
Tab.1.3.- Valores medios de la resistencia a flexotracción de hormigones ligeros (Hummel, 1959)	41
Tab.1.4.- Combinación de carga, restricción de movimientos y condiciones de humedad, relativas a la retracción (Kumar Mehta & Monteiro, 2006)	44
Tab.1.5.- Tabla ANOVA simple y sus valores	58
Tab.1.6.- Tabla ANOVA para dos factores y sus replicaciones	61
Tab.1.7.- Estadísticos y contrastes en el modelo de regresión	62
Tab.3.1.- Dosificación del hormigón Amasada A -- Concrete dosage Mix A	70
Tab.3.2.- Dosificación del hormigón Amasada B - Concrete dosage Mix B	71
Tab.3.3.- Dosificación del hormigón Amasada C - Concrete dosage Mix C	71
Tab.3.4.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a compresión - List of mix A specimens which underwent compression testing	74
Tab.3.5.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a flexotracción - List of mix A specimens which underwent flexural strength testing	74
Tab.3.6.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a tracción indirecta - List of mix A specimens which underwent indirect tensile strength testing	74
Tab.3.7.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a retracción - List of mix A specimens which underwent shrinkage testing	75
Tab.3.8.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a compresión - List of mix B specimens which underwent compression testing	75
Tab.3.9.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a flexotracción - List of mix B specimens which underwent flexural strength testing	76
Tab.3.10.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a tracción indirecta - List of mix B specimens which underwent indirect tensile strength testing	76
Tab.3.11.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a retracción - List of mix B specimens which underwent shrinkage testing	76
Tab.3.12.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a compresión - List of mix C specimens which underwent compression testing	76
Tab.3.13.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a flexotracción - List of mix C specimens which underwent flexural strength testing	76
Tab.3.14.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a tracción indirecta - List of mix C specimens which underwent indirect tensile strength testing	77

Tab.3.15.- Listado de probetas armadas de la amasada B y C para ensayar a flexión - List of specimens reinforced with mixes B and C for bend strength testing	77
Tab.3.16.- Dosificación del hormigón Amasada E - Concrete dosage Mix E	78
Tab.3.17.- Dosificación del hormigón Amasada D y F - Concrete dosage Mixes D and F	78
Tab.3.18.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de compresión sobre probeta cilíndrica. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Compression testing on cylindrical samples.	83
Tab.3.19.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de compresión sobre probeta cúbica. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Compression testing on cubic samples.	84
Tab.3.20.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de flexotracción. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Flexural strength testing.	85
Tab.3.21.- Dosificación del hormigón Amasada H - Concrete dosage Mix H	87
Tab.3.22.- Dosificación del hormigón Amasada G e I - Concrete dosage of Mixes G and I	88
Tab.3.23.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BE y BF. Ensayos de compresión sobre probeta cilíndrica. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BE and BF. Compression testing on cylindrical samples.	88
Tab.3.24.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BE y BF. Ensayos de flexotracción. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BE and BF. Flexural strength testing.	89
Tab.4.1.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A - Compression test on cylindrical sample. Mix A	110
Tab.4.2.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A - Compression test on cubic sample. Mix A	112
Tab.4.3.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B - Compression test on cylindrical sample. Mix B	113
Tab.4.4.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B - Compression test on cubic sample. Mix B	115
Tab.4.5.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada C - Compression test on cubic sample. Mix C	116
Tab.4.6.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A - Indirect tensile strength test. Mix A	117
Tab.4.7.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B - Indirect tensile strength test. Mix B	118
Tab.4.8.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C - Indirect tensile strength test. Mix C	119
Tab.4.9.- Ensayo a flexotracción. Amasada A - Flexural strength test. Mix A	121
Tab.4.10.- Ensayo a flexotracción. Amasada B - Flexural strength test. Mix B	122
Tab.4.11.- Ensayo a flexotracción. Amasada C - Flexural strength test. Mix C	123
Tab.4.12.- Ensayo a esclerómetro. Amasada A - Sclerometer test. Mix A	125
Tab.4.13.- Ensayo a esclerómetro. Amasada B - Sclerometer test. Mix B	127

Tab.4.14.- Ensayo a esclerómetro. Amasada C - Sclerometer test. Mix C	128
Tab.4.15.- Ensayo a ultrasonido. Amasada A - Ultrasound test. Mix A	130
Tab.4.16.- Ensayo a ultrasonido. Amasada B - Ultrasound test. Mix B	132
Tab.4.17.- Ensayo a ultrasonido. Amasada C - Ultrasound test. Mix C	132
Tab.4.18.- Pérdida de peso por secado. Amasada A - Weight loss due to drying. Mix A	133
Tab.4.19.- Medición de la retracción. Amasada A - Shrinkage measurement. Mix A	134
Tab.4.20.- Pérdida de peso por secado. Amasada B - Weight loss due to drying. Mix B	135
Tab.4.21.- Medición de la retracción. Amasada B - Shrinkage measurement. Mix B	136
Tab.4.22.- Valores característicos del ensayo a flexión. Amasada B - Characteristic values of flexural strength testing. Mix B	137
Tab.4.23.- Lecturas de las galgas extensométricas durante el ensayo a flexión. Amasada B - Strain gauge readings during flexural strength testing. Mix B	137
Tab.4.24.- Valores característicos del ensayo a flexión. Amasada B - Characteristic values of flexural strength testing. Mix C	139
Tab.4.25.- Lecturas de las galgas extensométricas durante el ensayo a flexión. Amasada C - Strain gauge readings during flexural strength testing. Mix C	140
Tab.4.26.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I.	143
Tab.4.27.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I.	145
Tab.4.28.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F - Flexural strength testing. Mixes D, E and F	147
Tab.4.29.- Ensayo de retracción. Amasada D, E y F - Shrinkage testing. Mixes D, E and F	148
Tab.4.30.- Ensayo de retracción. Amasada G H e I - Shrinkage testing. Mixes G H and I	149
Tab.4.31.- Valores de carga, deformación, energía absorbida y rigideces de las vigas BA BB, BC, BD -- Values for load, deformation, energy absorbed and rigidities for beams BA BB, BC and BD	150
Tab.4.32.- Valores de carga, deformación, energía absorbida y rigideces de las vigas BC, BD, BE y BF - Values for load, deformation, energy absorbed and rigidities for beams BC, BD, BE and BF	151
Tab.4.33.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC, BD y BE - Values of adding up the crack widths (w) of beams BA BB, BC, BD and BE	156
Tab.4.34.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB, BC, BD y BE - Values of adding up the crack heights (h) of beams BA BB, BC, BD and BE	156
Tab.4.35.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB, BC, BD, BE y BF - Values of adding up the product of multiplying the crack widths by crack heights (wh) of beams BA BB, BC, BD, BE and BF	157
Tab.4.36.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1 y 6 de las vigas A y D - Evolution of beam shrinkage. Positions 1 and 6 of beams A and D	157
Tab.4.37.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la viga B - Evolution of beam shrinkage. Positions 1, 2, 3, 4, 5 and 6 of beam B	158
Tab.4.38.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la viga C - Evolution of beam shrinkage. Positions 1, 2, 3, 4, 5 and 6 of beam C	158

Tab.5.1.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A	161
Tab.5.2.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	162
Tab.5.3.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A	163
Tab.5.4.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	165
Tab.5.5.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE. Amasada A	168
Tab.5.6.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	169
Tab.5.7.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada A	169
Tab.5.8.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con la determinada mediante esclerómetro. Amasada A	171
Tab.5.9.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la resistencia media según diversa normativa. Amasada A.	172
Tab.5.10.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a los 28 días y su correlación con el propuesto por diferente normativa. Amasada A	174
Tab.5.11.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada A	174
Tab.5.12.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a diferentes edades y su correlación con el deducido a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos. Amasada A	176
Tab.5.13.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (,sp) y flexotracción (,fl). Amasada A	177
Tab.5.14.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (,sp) y flexotracción (,fl). Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	178
Tab.5.15.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A	179
Tab.5.16.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	180
Tab.5.17.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada A	182

Tab.5.18.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	185
Tab.5.19.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A	186
Tab.5.20.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A	186
Tab.5.21.- Ratio entre la resistencia a tracción indirecta y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A	186
Tab.5.22.- Ratio entre la resistencia a flexotracción y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A	187
Tab.5.23.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada A	187
Tab.5.24.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)	189
Tab.5.25.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada B	190
Tab.5.26.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	191
Tab.5.27.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B	192
Tab.5.28.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	193
Tab.5.29.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE. Amasada B	195
Tab.5.30.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE. Amasada B	196
Tab.5.31.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada B	196
Tab.5.32.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con la determinada mediante esclerómetro. Amasada B	198
Tab.5.33.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la resistencia media según diversa normativa. Amasada B.	199
Tab.5.34.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a los 28 días y su correlación con el propuesto por diferente normativa. Amasada B	201
Tab.5.35.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada B	201

Tab.5.36.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a diferentes edades y su correlación con el deducido a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos. Amasada B	203
Tab.5.37.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (,sp) y flexotracción (,fl). Amasada B	204
Tab.5.38.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (,sp) y flexotracción (,fl). Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	205
Tab.5.39.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B	206
Tab.5.40.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada B	208
Tab.5.41.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	210
Tab.5.42.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B	211
Tab.5.43.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B	211
Tab.5.44.- Ratio entre la resistencia a tracción indirecta y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B	211
Tab.5.45.- Ratio entre la resistencia a flexotracción y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B	212
Tab.5.46.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada B	212
Tab.5.47.- Estimadores estadísticos de la relación entre las resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	213
Tab.5.48.- Evolución de la ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B	215
Tab.5.49.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios con los valores medios	217
Tab.5.50.- Evolución de la ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)	220
Tab.5.51.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios con los valores medios (eliminadas las probetas de resultados anormales)	222
Tab.5.52.- Pares de ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A	225
Tab.5.53.- Pares de ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas B	226

Tab.5.54.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios	229
Tab.5.55.- Resumen de expresiones para la determinación de la f_{ctm} y E conforme a CM-2010 y ACI	232
Tab.5.56.- Valores característicos, ensayados y deducidos, de los hormigones	233
Tab.5.57.- Dimensiones reales de las vigas ensayadas	233
Tab.5.58.- Valores reales de los ensayos	234
Tab.5.59.- Valores calculados de M y δ , a partir de los valores de diferente normativa	234
Tab.5.60.- Valores comparados entre los valores reales de ensayo y los valores calculados	239
Tab.5.61.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)	241
Tab.5.62.- Estimadores estadísticos de la deformada de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)	241
Tab.5.63.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)	241
Tab.5.64.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)	242
Tab.5.65.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los valores de normativa	242
Tab.5.66.- Estimadores estadísticos de la deformada de las vigas, atendiendo a los valores de normativa	243
Tab.5.67.- Inercias y rigideces teóricas de cada tipología de viga	244
Tab.5.68.- Comparación de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas	246
Tab.5.69.- Comparación de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas de las vigas seleccionadas	248
Tab.5.70.- Comparación de los valores medios de carga de las vigas BC y BE	249
Tab.5.71.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga	249
Tab.5.72.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	250
Tab.5.73.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga	250
Tab.5.74.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	251
Tab.5.75.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante	251
Tab.5.76.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)	252
Tab.5.77.- Contraste de los valores medios de carga de de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	252
Tab.5.78.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	252
Tab.5.79.- Comparación de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas	253
Tab.5.80.- Comparación de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas	254

Tab.5.81.- Comparación de los valores medios de deformación de las vigas BC y BE	255
Tab.5.82.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga	255
Tab.5.83.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	256
Tab.5.84.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga	256
Tab.5.85.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	257
Tab.5.86.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante	257
Tab.5.87.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)	258
Tab.5.88.- Contraste de los valores medios de carga de de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	258
Tab.5.89.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	259
Tab.5.90.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas	260
Tab.5.91.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas	261
Tab.5.92.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida de las vigas BC y BE	261
Tab.5.93.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga	262
Tab.5.94.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	263
Tab.5.95.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga	263
Tab.5.96.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	264
Tab.5.97.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante	264
Tab.5.98.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)	265
Tab.5.99.- Contraste de los valores medios de carga de de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	265
Tab.5.100.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	266
Tab.5.101.- Comparación de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas	267

Tab.5.102.- Comparación de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas	267
Tab.5.103.- Comparación de los valores medios de rigidez de las vigas BC y BE	268
Tab.5.104.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga	269
Tab.5.105.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	269
Tab.5.106.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga	270
Tab.5.107.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)	270
Tab.5.108.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante	271
Tab.5.109.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)	271
Tab.5.110.- Contraste de los valores medios de rigidez de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	271
Tab.5.111.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado	272
Tab.5.112.- Valores de R^2 de las principales transformaciones de las rectas de regresión para la pendiente de la curva N- δ , hasta el momento de fisuración (K1), y entre este y el momento de plastificación (K2)	274
Tab.5.113.- Rectas de regresión para la pendiente de la curva N- δ , hasta el momento de fisuración (K1), y entre este y el momento de plastificación (K2)	275
Tab.5.114.- Contraste del sumatorio del ancho de fisura atendiendo a la tipología de viga	282
Tab.5.115.- Contraste del sumatorio del ancho de fisura atendiendo a la edad de la viga	283
Tab.5.116.- Contraste del sumatorio de la altura de fisura atendiendo a la tipología de viga	287
Tab.5.117.- Contraste del sumatorio de la altura de fisura atendiendo a la edad de la viga	288
Tab.5.118.- Contraste del sumatorio del producto del ancho por la altura de fisura atendiendo a la tipología de viga	292
Tab.5.119.- Contraste del sumatorio del producto del ancho por la altura de fisura atendiendo a la edad de la viga	292

AGRADECIMIENTOS / ACKNOWLEDGEMENTS

Me gustaría agradecer en primer lugar a mi familia. Ella me ha dado los valores que tengo, que son los que me han forjado como soy. Quiero acordarme de los que están: mi padre, mi madre, mis hermanos, mis sobris, mi Lala; y sobre todo de los que no están: la Tata, el abuelo Doro, y el abuelo Emilio.

I would like to express my gratitude to my family. It has given to me the values I have. They have shaped me as I am. I want to recall who are: mu father, my mother, my siblings, my nephew and nice, my Lala, and overall who are not: my Tata, Grandpa Doro and Grandpa Emilio.

En segundo lugar a la antigua directora de la EUATM, Mercedes. Uno de mis sueños siempre ha sido el ser profesor de esta escuela. Cuando fui a preguntarle por los pasos que había que dar para serlo, me indicó el camino. La Tesis era el hito fundamental. Así que, paso a paso, inicié el camino que me ha llevado hasta aquí.

Secondly to the former EUATM Headmaster, Mercedes. Always one of my dreams has been to be a lecturer of this Faculty. When I went to ask her about how to do it, she showed the path. The PhD is a main point of the way. So step by step, I started the way.

Mi director de Tesis, Alfonso, también tenía que estar presente. Regresaba de un viaje a Inglaterra para aprender inglés. El trabajo fin de Master que hice en su momento, había quedado a un lado, porque la motivación que lo inspiraba, la fábrica de la familia, había cerrado por la crisis. Andaba por la escuela buscando a alguien que me quisiera tutelar en mi Tesis, cuando me crucé con él. Me comento que un alumno había empezado un trabajo de caracterización de unos hormigones ligeros y lo había dejado a medias. Sin pensarlo me tiré de cabeza y acepté el reto. Desde ese momento él me ha guiado en todos los pasos que he dado. Él fue el primer profesor en la universidad, y paradójicamente, va a ser él último.

My PhD tutor, Alfonso, must be present in this list as well. I came back from England where I had gone to learn English. The final work of my Master Degree I had done had

been left behind. I did it due to the fact it could be helpful to the family's factory. Since it had been closes by the crisis, keeping on with the same work had no sense. I was in the Faculty looking for anyone who wanted to be my PhD tutor when I bumped into him. He mentioned that a student had started a characterization work of some lightweight concretes, but he had given up. Without thinking I accepted the challenger. Since that moment he have leaded me down all my steps. He was the first professor I met when I joined the University, and, paradoxically, he will be the last one.

A la empresa Lafarge-Holcin, y en especial a las personas con las que tuve la suerte de trabajar: Isabel, Borja, Marian y Rubén. Ellos facilitaron todo el material para las muchísimas probetas que se ensayaron.

To the Company Lafarge-Holcin, and specially to the people I had the lucky to work with: Isabel, Borja, Marian y Rubén. They provided all the material for the number of specimens that were tested.

Al profesor de matemática, Gabriel, por toda la ayuda desinteresada que me ha prestado, y que me ha ilustrado magistralmente en todo lo relacionado con los cálculos estadísticos que aparecen en el trabajo.

To the Maths lecturer, Gabril, for all the selfless help that he brought support. He illustrated masterfully about all related to statistic calculations that are contained in this work.

A las profesores Inmaculada, Sonsoles, Nuria, Isabel y Joaquín. Ellos me han guiado con todo el papeleo, que no es poco. Sin ellos, aun estaría buscando papeles y rellenando formularios.

To the professors Inmaculada, Sonsoles, Nuria, Isabel y Joaquín. They led into the red paper with, that is not an easy think. Without them, I still would be looking for paper and filling forms.

A todo el personal del laboratorio de la escuela, desde su director, cuando yo comencé, Mariano, a los laborantes, Javier y sobre todo Santiago. Durante mucho, mucho tiempo les di mucha, mucha guerra, y es de bien nacido, ser agradecido.

To all the staff of the ETSEM laboratory. Since the manager when I started, Mariano, to the workers, Javier, and over all, Santiago. For a long, long time, I was a pain in their neck, and I was taught to be thankful.

A la Vilniaus Gedimino Technikos Universitetas que tuvo a bien acogirme para mi estancia de investigación internacional, a todo el personal de la Cátedra de Estructuras de Hormigón y Fábrica, y en especial a los responsables del Laboratorio. Jouzas, Robertas, Gintas, Alexander, Julius,... Sin vosotros todo esto no habría sido posible.

A la Vilniaus Gedimino Technikos Universitetas that admit me during my international research, and specially to all the staff of the “Reinforced Concrete and Masonry Department”. And even more, to the staff with relationship with the laboratory, Jouzas, Robertas, Gintas, Alexander, Julius,... Without your help, all this work would not be possible.

A la Tuna. Como diría uno de mis compañeros del negro mester, los amigos son la familia que se elige. Gracias a ellos, la universidad pasó por mí, y no me limite, como la mayoría de los alumnos, a pasar por la universidad.

To the Tuna. As a tuna mate says “...friends are the chosen family...” Thanks to them, the University pass through me, and not to limit myself, as the main part of the student body, to pass through the University.

Y por último, pero no por ello menos importante, a Conchi. Ella fue la que me animó a embarcarme en esta maravillosa aventura que supone la realización de una Tesis. Soy una persona de palabra, y aquí, por fin, está.

And finally, but not the least, to Conchi. She was who encouraged me to enlist in this awesome adventure, that is writing a Thesis. I am a man of his word, and finally, it is finish.

RESUMEN / ABSTRACT

El peso propio de la estructura es habitualmente superior al de las cargas que tiene que soportar. Esto hace que las estructuras resultantes sean en muchos casos poco eficientes. La sustitución, parcial o total, del árido convencional por otros materiales más ligeros, consiguen una reducción notable del peso del hormigón resultante.

The own load of a structure is usually higher than extra loads it has to support. Owing to this fact, the resultant structures are fairly efficient quite often. The substitution of the normal aggregate by lighter one leads to a notable reduction of the weight of the concrete. It can be a total or a partial reduction.

En muchas tipologías de estructura, la deformación bajo el estado de carga es tanto o más restrictiva que la propia rotura de la misma. En este tipo de circunstancia, calculadas atendiendo al criterio de los Estados Límites de Servicio (E.L.S.), las cargas permanentes son consideradas en su totalidad, mientras que las acciones variables, son tenidas en cuenta en su valor más probable, y no aquel que tiene una probabilidad del 95% de no ser sobrepasado durante la vida útil de la estructura. Es más, en este supuesto todas las cargas van mayoradas. Llegados a este punto, la reducción del peso propio de la estructura, generalmente la mayor de las cargas permanentes, tiene un factor decisivo en el valor final calculado

The deformation for a given load is more restrictive than broken resistance in a number of sort of structure. Under this circumstance, which are calculated according to the Limit Service State (L.S.S.), permanent loads are consider at 100%, while the variable loads are done as the most probable value. By contrast, they are consider as the one that has a 95% chance for not being overtaken during the use life of the structure. Even more, loads are increased by a security coefficient. At this point, a reduction in the weight of the structure, which is usually the biggest, is a critical factor on the final calculated value.

La durabilidad de las estructuras de hormigón es una preocupación creciente. Entre otros factores, depende de la calidad del mortero para mantener un ambiente básico que

inhiba la corrosión de las armaduras, y de la capacidad de resistencia a tracción del hormigón para evitar la fisuración. Al producirse está, los agentes oxidantes encuentran una vía de entrada franca para entrar hasta el interior de la masa de hormigón, hasta llegar a entrar en contacto directo con las armaduras.

The durability of the concrete structure is an increasing concern. Among other factors, it depends on the quality of the mortar, and the concrete traction stress. The first factor help to keep a basic environment to avoid the framework corrosion, while the second one to avoid cracking. When the cracking appearance, the oxidizer agent found an easy way to go in to core of the concrete mesh and arrive to the steel.

Los hormigones elaborados con áridos ligeros presentan un buen comportamiento. Para alcanzar las mismas resistencias que un hormigón convencional, necesitan un mortero más rico en cemento. Este hecho hace que, por un lado, la armadura se encuentre más protegido frente a la corrosión por la mayor protección alcalina fruto de la mayor cantidad de cemento. Por otro lado, las resistencias a tracción son más altas. Esto hace que los hormigones ligeros se hayan impuesto como el material más idóneo para la elaboración de estructuras tan expuestas como son las plataformas petrolíferas en el Mar del Norte.

Concretes elaborated with Lightweight aggregates have a really good behavior. They need a richer mortar in cement than a conventional one to achieve the same resistance. This fact leads to two consequences. In the one hand, the framework is more protected against the corrosion as a result of a higher alkalinity because the amount of cement. In the other hand, the traction stress is higher. That is the reason why the Lightweight Aggregate Concrete has command as the most suitable material for so exposed structures such as oil platforms on the North Sea.

En el presente trabajo se analiza el comportamiento mecánico de varios hormigones ligeros estructurales (HLE) y se obtienen los valores característicos necesarios para el cálculo de una estructura con estos materiales. Para ello, se han realizados ensayos tanto destructivos como no destructivos a distintas edades. Los resultados muestran la evolución de los datos a lo largo del tiempo, así como su comparación con los valores esperables conforme a diferente normativa. Debido al mayor coste de los HLE frente a los hormigones convencionales (HC) para un mismo valor de resistencia, por el mayor precio de los áridos ligeros frente a los convencionales y la mayor proporción de cemento, se ha

estudiado el comportamiento de vigas mixtas de hormigón para optimizar el uso de ambos materiales.

The present work analyses the mechanical behaviour of some Lightweight Aggregate Concretes (LWC). Also it obtains the characteristic values to calculate a structure with these materials. Destructive and non-destructive test have been done at different ages to get them. The results illustrate the evolution of the mechanical behaviour along the time, and it is compared with the anticipated values predicted by different regulations. The price of the LWC is higher than conventional concrete (CC) one for the same strength value since the lightweight aggregates are more expensive than regular ones and the higher cement proportion. Due to this fact the use of multilayer beams has been analyzed to determine the optimal use of both materials.

CAPÍTULO 1.- ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS

1.1.- Introducción

1.1.1.- Evolución histórica

Las primeras referencias históricas que se tienen del hormigón ligero estructural (HLE) provienen del Imperio Romano. Allí, sus ingenieros comenzaron a desarrollar una tecnología de hormigones con adiciones de rocas porosas, generalmente volcánicas, para obtener estructuras más ligeras. De entre las muchas obras realizadas con esta nueva tecnología, destacan por encima de todas tres obras: el Puerto de Cosa, el Panteón de Agripa y el Coliseo de Roma. (*Bremer, Holm y Stepanova, 1994*)

El Puerto de Cosa (Figura 1.1) fue construido alrededor del año 273 A.C empleando rocas de naturaleza volcánica para aligerar el hormigón. Las rocas se traían de unas canteras volcánicas situadas a 40 km al noroeste, en lugar de las arenas y gravas existentes en las inmediaciones del puerto. A día de hoy sigue en uso.

Fig.1.1.- Puerto romano de Cosa (<http://www.villaedera.it>)

El Panteón de Agripa (Figura 1.2) se terminó de construir en el año 27 A.C. y es la obra maestra del arquitecto Vitrubio. Su cúpula, de 43,3 m de diámetro, fue durante siglos la más grande del mundo. Aun hoy en servicio, sigue siendo una de las mayores construidas. Se emplearon varios tipos de hormigones, en función de su posición en obra.

Este hecho, hace suponer el conocimiento que los ingenieros de la época tenían sobre este material y cual debía ser su uso más adecuado.

Fig.1.2.- Panteón de Agripa (<http://egr-storiadellarte.blogspot.com>)

El Coliseo de Roma (Figura 1.3) fue construido entre los años 75 y 80 D.C. y podía dar cabida a 50.000 espectadores sentados. En su construcción se empleó: hormigón con áridos procedentes de lava machacada en la cimentación, hormigón con ladrillos porosos en los muros, y hormigón con áridos procedentes de toba cortada en las bóvedas y los espacios entre muros.

Fig.1.3.- Coliseo de Roma (<http://unaviajeraporeuropa.blogspot.com>)

Tras la caída del Imperio Romano, el empleo de HLE cayó en desuso, y no se tiene constancia de su empleo sistemático como en el anterior periodo histórico. Su uso volvió a alcanzar popularidad a partir de la invención del horno rotatorio que permitía la generación de arcillas, esquistos o pizarras expandidas.

Stephen J. Hayde, durante su trabajo como ingeniero en una fábrica de ladrillos cerámicos, observó la diferente forma en que cocían los ladrillos en función de la velocidad de calentamiento. Cuando el material se calentaba lentamente, los gases producidos en el interior del material, salían del interior del mismo antes de que el material estuviese cocido, resultando un material apto para su uso como ladrillo. Por el contrario, cuando el proceso era rápido, esos mismos gases no tenían tiempo suficiente

para escapar del interior del material, y quedaban encerrados en el interior del mismo una vez que el material estaba cocido. Como resultado, el material resultante era muy poroso, inservible como ladrillo.

Si bien este material no era posible utilizarlo para su uso original como ladrillo cerámico, Hayde descubrió que era un material óptimo para la elaboración de HLE. A partir de estos estudios preliminares, prosiguió su investigación durante casi una década, dando como resultado la patente del horno giratorio en el año 1918. Con este horno, Hayde pudo controlar el proceso de expansión del material, ya no solo arcilla, sino además esquistos y pizarras. A partir de este momento, se pudo disponer de áridos ligeros sin depender de la localización de la obra, lo que supuso su relanzamiento (*ESCSI, 1971*).

Los primeros usos del material fueron en la construcción de barcos y barcasas para la compañía U.S Emergency Fleet Building Corporation (Figura 1.4). Estados Unidos estaba inmerso en la Primera Guerra Mundial, y el uso del acero estaba muy restringido fuera del uso militar. Por esta razón, los ingenieros americanos buscaron otros materiales para la construcción de cascos de buques y el hormigón ligero (HL) fue la solución.

Fig.1.4.- Barco de casco de hormigón ligero (<http://www.exordio.com>)

Su uso en construcción no comienza a desarrollarse hasta finales de la década de los 40. Un aparejador de la National Housing Agency auguró el buen comportamiento de este material para su uso en edificación, y consiguió fondos de la Housing and Home Finance Agency para iniciar una investigación (*Kluge, Sparks y Tuma, 1949*). En paralelo, otros dos laboratorios comenzaron a caracterizar las propiedades de un amplio número de hormigones elaborados con diversos áridos ligeros de la más diversa procedencia (*Price y Cordon, 1949*). A partir de estos primeros estudios, se procedió a la construcción de los primeros edificios usando este material a principio de la década de los 50. El “Prudential Life Building” de 42 plantas en Chicago (Figura 1.5), y el “Statler Hilton Hotel” de 18 plantas en Dallas, son los edificios más representativos de este periodo.

Fig.1.5.- Prudential Life Building (<http://www.skyscrapercity.com>.)

El siguiente hito en la evolución de este material se logra en el campo de la ingeniería civil. La menor densidad de este material, reduce en igual proporción el peso de las cargas muertas sobre la estructura. Tras el desastre del “Tacoma Narrow Bridge” (Figura 1.6), los responsables de su reconstrucción decidieron reutilizar las partes que se conservaron del mismo. El empleo del hormigón con áridos ligeros, permitió el buen término de este proyecto. A partir de este hecho, han sido muchos los proyectos de infraestructuras realizados con base en este material.

Fig.1.6.- Tacoma Narrow Bridge (<http://engineertomorrow.com>)

El último sector donde el HLE ha encontrado un campo fértil para su desarrollo ha sido en la industria petrolífera, y más concretamente en la construcción de plataformas petrolíferas en alta mar (Figura 1.7). La reducción de un 25% en el peso de la estructura, lleva ligado un 50% en la reducción del peso sumergido. Por tanto no sólo se consiguen los beneficios propios de la reducción de cargas “en tierra firme”, sino que además se mejora la flotabilidad necesaria en este tipo de estructuras. A principio de la década de los 80 comienzan una serie de trabajos de investigación para el empleo del HLE en este ámbito, que dan sus resultados definitivos en 1992 (Hoff 1992).

Fig.1.7.- Plataforma petrolífera en el mar del Norte (<http://tectonicablog.com>)

1.1.2.- Aplicaciones

La mayor idoneidad de un material para su uso frente a otros viene determinada por su menor coste a igualdad de prestaciones. Si se toma en consideración únicamente el coste directo del HLE, frente al HC, el estudio terminaría en este mismo punto, pues el primero es más caro que el segundo. Sin embargo, el coste de un sistema no puede analizarse únicamente por el coste aislado de un elemento.

La reducción del peso propio de la estructura, como consecuencia de la menor densidad del HLE, supone las siguientes ventajas:

- Aumento de las luces para una misma carga de servicio, con la posible eliminación de soportes intermedios, o la disminución de su sección.
- Reducción del peso total de la estructura y por tanto de la carga transmitida al terreno a través de la cimentación. La cimentación resultante es menor.
- En el caso concreto de rehabilitaciones, la reducción de cargas por el peso propio de la estructura, puede hacer innecesaria la intervención en la cimentación.
- Reducción de flechas por la menor incidencia de la carga muerta, para una misma carga de servicio.
- Producción de elementos prefabricados y pretensados de mayores luces sin de incremento de peso. Esto permite un menor número de soportes en la estructura, además de presentar mayores facilidades en la puesta en obra y el transporte.
- En las aplicaciones marinas, la reducción de las cargas muertas para una misma carga admisible puede permitir movimientos más fáciles fuera del dique seco y a través de canales de envío.

- Debido al mejor comportamiento ante el fuego del HLE frente al fuego, se puede lograr una reducción en el espesor de las losas y con ello en el volumen de hormigón utilizado.
- El menor peso de la estructura genera menores cargas dinámicas en caso de acción de sismo.

Adicionalmente a los beneficios obtenidos por las reducciones de costes antes mencionados, hay que hacer destacar los beneficios resultantes por la mejora de la funcionalidad:

- La reducción de cargas permite alcanzar luces mayores. Esto permite a los proyectistas una mayor libertad en el diseño interior de los espacios.
- Ahondando en este punto, la mayor ligereza de este material permite la inclusión de vuelos de mayor tamaño, y la realización de cubiertas singulares, de gran valor arquitectónico, con menor esfuerzo.
- En el caso de obras de rehabilitación de viviendas puede aumentarse el número de plantas totales, sin necesidad de incrementar las cargas transmitidas a la cimentación.
- En el caso de rehabilitación de puentes se puede agregar una nueva cubierta o un carril de tráfico sin la necesidad de hacer cambios en la estructura o en las fundaciones.
- Para las nuevas cubiertas de los puentes esta puede ser más gruesa para cubrir la armadura metálica o para crear las cotas de drenaje necesarias, sin agregar peso muerto a la estructura.
- El HLE presenta unos valores de conductividad térmica inferiores a los del hormigón convencional. Cuando existan exigencias a este respecto, pueden reducirse, incluso eliminarse la inclusión de un aislante térmico suplementario.

Es a partir de este punto, y tomando todas las consideraciones arriba indicadas, que puede hacerse la comparación de costes entre el HLE y el HC. En un amplio número de casos, el empleo de HLE resulta más económico a pesar de su mayor coste inicial. Esta mayor rentabilidad se hace más patente cuanto mayor es el proyecto (*Wilson, 1981*).

En el hormigón pretensado, las ventajas del HLE son superiores que en el hormigón armado. En muchas ocasiones, la fuerza de pretensado se emplea sólo para equilibrar el peso propio de la estructura, por lo que en el caso de estructuras de hormigón pretensado,

el empleo de HLE supone un ahorro considerable de acero activo (*Kulka & Polinka, XXXX*)

1.2.- Propiedades de los áridos ligeros

A lo largo de las múltiples investigaciones que se han hecho del HLE, y más concretamente, de la importancia de sus áridos, se ha podido comprobar la importancia que estos tienen en el comportamiento del hormigón con ellos elaborado. Esta dependencia es mucho más fuerte que la que existe en el hormigón elaborado con áridos convencionales. La Agencia Americana del Hormigón (ACI) recopila en su guía para el hormigón estructural con árido ligero la experiencia al respecto (*ACI, 2003*).

1.2.1.- Forma y textura de los áridos

La forma y tamaño de los áridos ligeros, tanto naturales como producidos industrialmente, depende en su forma de producción. Los producidos industrialmente suelen tener una forma regular, tendiendo a la esfera. En ocasiones se elaboran áridos más grandes que posteriormente son machados, generando formas más irregulares y angulosas. La superficie varía desde suave, sin poros visibles a simple vista, hasta muy rugosa con grandes poros visibles.

Estos factores influyen de manera notable en la trabajabilidad del hormigón fresco, así como en su facilidad para el bombeo. La dosificación del hormigón, y en especial su relación agua-cemento, está altamente influenciada por este concepto. El agua queda retenida en los poros, y el cemento no se hidrata con la misma facilidad que se haría en un hormigón con áridos convencionales. El efecto es análogo al que se produce en el hormigón convencional con áridos calcáreos y el contenido de finos.

En el HC resulta por lo general más ventajoso el árido de machaqueo, más anguloso que el natural. Este árido, tan resistente o más que el hormigón resultante, consigue trabarse más con la pasta de cemento, y aumenta su resistencia a igualdad del resto de características. Por el contrario, en el HLE son más ventajosas las formas redondeadas. El árido es muy poroso y la pasta entra por ellos asegurando un buen agarre entre los áridos y la pasta de mortero. El árido ligero es menos resistente que el hormigón resultante, y las cargas se transmiten mejor dentro de la pasta de mortero a través de las formas redondeadas. Prueba de esta trabazón es que en roturas a tracción, la rotura se produce fracturando el árido en vez de seguir la interfaz mortero-árido (*Weigler y Karl, 1974*).

1.2.2.- Densidad relativa del árido

La estructura porosa de los áridos les atribuye una gran ligereza, en comparación con los áridos normales. La densidad relativa de los áridos varía inversamente a su tamaño. Cuanto mayor es el tamaño, menor es su densidad. El proceso de producción de los áridos, y por tanto el contenido de poros, determina los diferentes valores de densidad. Los valores de densidad de los áridos más comúnmente empleados oscilan entre 1/3 y 2/3 de la densidad de un árido convencional. No es recomendable el empleo de áridos con una densidad inferior pues se necesitaría de una cantidad excesivamente elevada de cemento para compensar la baja resistencia de este tipo de árido, ni mayor, porque se obtendría una densidad similar a la de un hormigón convencional (*ACI, 2003*).

1.2.3.- Densidad de conjunto del árido

Como ocurre para cada grano de árido, la densidad del conjunto de los áridos, es significativamente más ligera que la de un árido normal. Al mezclar varios tamaños de árido para un mismo hormigón, la densidad del conjunto varía respecto a la de las partículas, pues las partículas más finas tienden a rellenar los huecos de las partículas más grandes. La forma de los granos, permite que este acoplamiento se diferencie en cada caso, variando la trabajabilidad. En el caso concreto de los áridos ligeros, y dado que las densidades de cada tamaño de grano varían, las diferencias entre las densidades de los granos y la del conjunto de los áridos son más marcadas que en el caso de los HC (*ACI, 2003*).

1.2.4.- Porosidad total

El árido ligero tiene mucha mayor porosidad que el árido convencional. Esta mayor porosidad incide en una mayor absorción de agua. A la hora de dosificar un HLE es necesario tener este punto presente. La porosidad total en un HLE, es la suma de los poros que existen en los granos de árido (V_a), más los que existen en la masa de mortero (V_m) (Figura 1.8). El grado de saturación indica el agua que aún queda retenida en el interior de una masa de hormigón. La densidad del hormigón varía con el grado de saturación (Weber & Reinhardt, 1995).

Fig.1.8.- Esquema de porosidad de un árido

1.2.5.- Granulometría

La granulometría en un árido ligero no puede efectuarse como se hace normalmente con un HC. En un HC, las densidades de las distintas fracciones del árido son prácticamente iguales. Por ello, la forma más común de identificar una granulometría es indicando el tanto por ciento en peso que pasa o es retenido en cada uno de los tamices de la serie empleada.

En cambio, como se indicó anteriormente, la densidad de las diferentes fracciones del árido ligero varían con su tamaño. Esta diferencia se acentúa aún más cuando se recurre al uso conjunto de árido ligero grueso y árido fino convencional. Esta dosificación tipo es muy comúnmente utilizada por los beneficios del uso conjunto, como más adelante se verá. En ocasiones, puede hacerse una conversión de volúmenes a peso, usando la densidad de cada fracción concreta del árido, a efectos de producción, y cuando se tienen perfectamente separados cada tipo de árido (ACI, 2003).

1.2.6.- Contenido de humedad y absorción

Dada la naturaleza porosa de los áridos ligeros, estos absorben más agua que los áridos convencionales. Dependiendo de la estructura de los granos, puede establecerse un rango de incremento entre el 5 y el 25% del peso del árido desecado. Por el contrario, los áridos convencionales raramente absorben más del 2%. Sin embargo, el contenido de humedad de los áridos almacenados para la fabricación de hormigón, suele estar comprendido entre el 5 y el 10% de humedad. Esto es debido al agua intersticial que queda atrapada en las

superficies de contacto de los granos de arena. Por el contrario, en los áridos ligeros, la mayor parte de la humedad se encuentra en el interior de los granos, ocupando los poros.

Por ello el comportamiento de este agua es completamente diferente para cada tipo de árido. Debido a que en el árido convencional el agua está principalmente en el exterior del grano, ésta es inmediatamente accesible al cemento para su hidratación. Por el contrario, en los áridos ligeros por encontrarse la mayoría del agua en el interior de los granos, no es posible hidratar el cemento a edades tempranas con ella. Por ello, es necesario añadir más agua en los hormigones ligeros que en los convencionales.

La porosidad total del árido no suele llenarse en su totalidad de agua durante un proceso normal de producción y puesta en obra del hormigón. El tiempo tiene una importancia importante a este respecto. Sumergida una cantidad de árido en agua, se han medio las absorciones a diferentes periodos de tiempo.

Tiempo	agua absorbida (% s/volumen)
½ hora	10 – 20%
24 horas	20 – 40%
100 días	50 – 80 %

Una alta absorción a edades tempranas indica que el árido tomará agua de la masa de mortero, por lo que hay que tener este valor en cuenta. Si la diferencia entre la absorción a ½ hora y a 24 horas es alta, debe contarse con un rápido fraguado del hormigón (*Weigler y Karl, 1974*).

1.2.7.- Módulo de elasticidad de las partículas del árido

El módulo de elasticidad del hormigón depende del módulo de elasticidad de sus componentes. A estos efectos el hormigón podría considerarse un material compuesto por otros dos: en primer lugar la matriz de mortero, conteniendo el cemento, el agua y la fracción fina del árido, y por otro lado el árido grueso. Los valores del módulo de elasticidad de los áridos ligeros se encuentran entre $1,45$ y $2,30 \times 10^3$ MPa, mientras que los áridos convencionales, se mueven en una horquilla entre $3,00$ y $10,00 \times 10^3$ MPa (*Muller-Rochholz 1979*).

Es bastante difícil obtener valores característicos fiables de los módulos de elasticidad de los áridos dado su pequeño tamaño y la dispersión de los resultados. Conociendo las características de una pasta, y las del hormigón obtenida con ella, es posible deducir los valores de los áridos, cuando la ruptura se ha producido por el agotamiento del árido.

Existe una expresión para determinar su valor a partir del modelo estructural del hormigón (*Mehmel y Kern, 1962*).

El modelo de predicción se basa en la consideración del hormigón como un material compuesto en dos fases (*Weigler y Karl, 1974*): el árido (fase sólida) y la pasta (fase viscosa). Se parte de una porción de hormigón tipo, de tamaño 1, con un volumen $V = 1$ y una sección transversal $A = 1$, y un lado $a = 1$ (Figura 1.9). Considerando idealmente los granos uniformemente distribuidos, se tiene:

$$\begin{aligned} V &= V_m + V_a = 1 \\ 1) \quad A &= A_m + A_a = 1 \\ a &= a_m + a_a = 1 \end{aligned}$$

Siendo

V_m : volumen de mortero
 V_a : volumen de árido
 A_m : sección transversal de mortero
 A_a : sección transversal de árido
 a_m : lado de mortero
 a_a : lado de árido

Conocido el volumen del árido es sencillo deducir su área, suponiendo un esquema cúbico.

$$2) \quad A_a = \sqrt[3]{V_a^2}$$

Por diferencia, se obtiene el área de la pasta de mortero

$$3) \quad A_m = 1 - \sqrt[3]{V_a^2}$$

En el estado de equilibrio de fuerzas, la carga soportada por el hormigón será la suma de la carga soportada por la pasta más la carga soportada por el árido.

$$4) \quad \sigma_c = \sigma_m \times A_m + \sigma_a \times A_a$$

Siendo

σ_c : tensión en el hormigón
 σ_m : tensión en el mortero
 σ_a : tensión en el árido

Deduciendo de todo ello que la tensión resultante en el árido será.

$$5) \sigma_a = \sigma_m - \frac{\sigma_m - \sigma_c}{\sqrt[3]{V_a^2}}$$

En este modelo, no se contempla la igualdad de deformaciones. Por ello, la diferencia entre la tensión real de los áridos y la calculada por el modelo, será mayor cuanto menor sea la rigidez del árido. En hormigones muy ligeros, con árido de poliestireno expandido (EPS) o tipo gaseosos o celular, la diferencia es máxima.

1.2.8.- Resistencia de los áridos ligeros

La resistencia de los áridos varía ampliamente de unos tipos a otros, desde resistentes y duros a flojos y blandos. Para la confección de hormigones estructurales, no se recomienda el empleo de áridos ligeros naturales dada la altísima dispersión de los valores resistentes, en comparación con los obtenidos industrialmente. En cualquier caso, es muy difícil la determinación exacta de los valores resistentes del árido considerado como un elemento independiente (*Weigler y Karl, 1974*).

Por otra parte, la determinación de los valores característicos que determinan el comportamiento mecánico de los áridos, es difícil, y no se consiguen unos resultados homogéneos. Para hormigones de resistencias características superiores a 35 MPa, no existe una relación directa entre la resistencia del hormigón y la resistencia de los áridos (*ACI, 2003*).

1.2.8.1.- Resistencia tope

El concepto de resistencia tope para un HLE se define como la máxima resistencia que podría alcanzar un hormigón, con una cantidad razonable de cemento. Una determinada dosificación está cerca de su resistencia tope, cuando otras dosificaciones del mismo árido, con mayor contenido de cemento, cuentan con una resistencia sólo sensiblemente superior. El punto en que un mayor contenido de cemento, no se traduce en mayores resistencias, es el que determina la resistencia tope. En los hormigones elaborados con áridos ligeros, la resistencia tope suele ser inferior que la alcanzada con áridos convencionales.

El factor decisivo en la resistencia tope es el árido grueso. Reduciendo el tamaño máximo del árido, se consigue incrementar el valor de la resistencia tope. Cuanto más débil y blando sea un árido, este efecto es más apreciable. En una serie de ensayos, para un determinado árido de tamaño máximo $\frac{3}{4}$ ", se alcanzó una resistencia tope de 35 MPa.

Para ese mismo árido, reduciendo el tamaño máximo a $\frac{1}{2}$ ", la resistencia tope se incrementó hasta los 52 MPa (*Meyer y Kahn 2002*).

1.3.- Producción, puesta en obra y curado del hormigón ligero

Los procedimientos de producción, puesta en obra y curado del HLE no difieren en exceso de los necesarios para hormigón convencional. No obstante es necesario hacer unas cuantas observaciones dada la singularidad de este material.

1.3.1.- Dosificación

Cuando se dosifica un HLE, ha de buscarse el equilibrio entre la mínima densidad posible, la mejor trabajabilidad y la máxima resistencia mecánica al menor coste posible. La forma de dosificar un HLE es en gran medida análoga a como se hace en un hormigón convencional. En cualquier caso, es conveniente consultar al productor de áridos ligeros de la zona por las dosificaciones recomendadas para cada uso (*ACI, 2003*).

1.3.2.- Mezcla

Para evitar la absorción del agua de hidratación del cemento por los áridos ligeros, es conveniente prehidratarlos de forma uniforme con anterioridad a la mezcla. La absorción de agua ha de ser muy tenida en cuenta para cuantificar la cantidad de agua necesaria. Tanto los fabricantes del árido como los productores del hormigón, han de conocer estos parámetros. De este modo no se producen mermas en la consistencia del hormigón durante el transporte (*ACI, 2003*).

1.3.3.- Bombeo

El Comité 213 del ACI, establece una serie de recomendaciones cuando el hormigón tiene que ser bombeado para la puesta en obra (*ACI, 2003*):

- Prehidratar los áridos.
- Utilizar un contenido mínimo de cemento de 330 kg/m^3 .
- Utilizar aditivos fluidificantes que ayuden al bombeo.
- Reducir la cantidad de árido grueso en la dosificación.
- Trabajar con consistencias que ofrezcan un asiento en el cono entre 100 y 150 mm.
- Usar arena natural con un buen coeficiente de forma entre 2,2 y 2,7.
- Usar el adecuado ratio entre los áridos finos y gruesos en la dosificación.

- Usar canalizaciones de diámetro mínimo 125 mm y sin variaciones en la sección.
- Todas las líneas de bombeo deben estar limpias y se recomienda “lubricarlas” con lechada antes de su uso.
- Evitar una reducción brusca de sección en la intersección de la bomba con las canalizaciones.
- Reducir el número de dobleces en la canalización.
- Las canalizaciones de acero deben prevalecer sobre las canalizaciones de goma.

Se recomienda la realización de ensayos previos para verificar la idoneidad de la dosificación propuesta.

1.3.4.- Puesta en obra

La puesta en obra del HLE no varía con relación al HC. Hay que prestar especial atención a ciertos parámetros que también han de ser tenidos en cuenta para el hormigón convencional:

- Una mezcla muy trabajable con el menor contenido de agua posible.
- Un equipamiento correcto para el extendido y vibrado.
- Buenos encofrados.
- Trabajadores cualificados.

En general, un HLE bien dosificado puede ponerse en obra de forma más fácil y con menos esfuerzo que un HC de las mismas características. En cualquier caso, hay que evitar vibrar en exceso el HLE para evitar la segregación del árido y que la matriz de mortero, más pesada, valla al fondo, mientras los áridos ligeros se acumulen en la parte superior flotando en la misma (*ACI, 2003*).

1.3.5.- Curado

El curado del hormigón es el proceso donde más diferencias se encuentran entre el HLE y el HC. En un HC, el agua libre en el interior de la masa de hormigón puede en ocasiones evaporarse antes de hidratar el cemento. El calor ambiental, el viento o el calor producido durante el fraguado del hormigón son los factores que determinan esta evaporación. Por ello, es necesario controlar este proceso para evitar que el cemento se quede sin hidratar. Las técnicas más utilizadas para ello son la adición de agua o la protección superficial durante las primeras edades del hormigón.

En cambio en el HLE, por la naturaleza porosa de sus áridos, el comportamiento es distinto. Los áridos ligeros tienen una gran absorción de agua comparada con los áridos convencionales, por lo que tienden a “robar” el agua de la pasta de cemento. Otro factor a tener en cuenta es la resistencia a la difusión del vapor de agua. El hormigón ligero, por la masiva presencia de poros, tiene una menor resistencia a la difusión del vapor de agua. Por ello es aún más sensible a la desecación por evaporación que un HC.

Sin embargo, la porosidad de los áridos ligeros puede convertirse en una ventaja. Si se prehidratan los áridos antes de mezclar el hormigón, se genera una reserva de agua en el interior de la masa de hormigón que va supliendo la cantidad de agua perdida por evaporación. Este procedimiento de “curado” desde el interior del hormigón, es mucho más efectivo que el realizado convencionalmente por regado superficial. Tal es así, que en el caso de elementos de hormigón de gran volumen o estructuras expuestas, donde el curado tiene gran importancia, en ocasiones se añaden áridos ligeros de gran absorción para aportar esa hidratación desde el interior.

En ambos casos, HC u HLE, cuanto menor es la relación agua cemento, más importancia tiene el curado (*ACI, 2003*).

1.4.- Propiedades del hormigón fresco

1.4.1.- Densidad

Cuando se está trabajando con hormigones ligeros, la densidad es un aspecto fundamental a tener en cuenta. De ello depende en gran medida la economía del proyecto. Por tanto, ha de tenerse muy en cuenta a la hora de establecer una dosificación. La densidad del hormigón, tanto en estado fresco como endurecido, depende fundamentalmente del tipo de árido empleado. No obstante, el agua, el contenido de cemento, y la cantidad de áridos normales, si los hubiera, también son factores a tener en cuenta.

Desde un punto de vista teórico, se podría ajustar la densidad de cualquier hormigón aumentando las cantidades de árido ligero, pero esto podría suponer el aumento excesivo de la cantidad de cemento necesaria para alcanzar los valores de resistencia deseada, por lo que serían completamente antieconómicos.

Debido a la absorción de agua de los áridos ligeros, en el hormigón fresco existe una importante cantidad de agua en el interior de sus poros. Durante el proceso de endurecimiento del hormigón parte de esta agua se evapora, conservando el volumen. Por ello, la densidad del hormigón fresco es sensiblemente superior a la del hormigón endurecido

1.4.2.- Contenido de aire

El aire ocluido contenido en el hormigón es necesario, tanto en el hormigón ligero como en el convencional, para mejorar el comportamiento frente a las heladas. El agua libre en el interior de la masa de hormigón puede llegar a congelarse en caso de entornos fríos, por lo que aumenta su volumen. Este aumento de volumen se convierte en presiones internas en el hormigón que pueden llegar a fisurarlo. La inclusión de aire en el interior, absorbe parcialmente la expansión del agua, reduciendo estas tensiones. Por el contrario, la inclusión de aire en el interior del hormigón, merma su capacidad portante. Por ello, diversas normativas establecen unos contenidos recomendados de aire ocluido. En el caso de aplicaciones no estructurales para el hormigón, pueden aumentarse estos valores.

Adicionalmente, la inclusión de aire en la masa del hormigón ligero, mejora la trabajabilidad de la masa del hormigón fresco. Esto es debido a que se puede reducir la cantidad de agua necesaria, manteniendo el mismo valor de asiento en el cono. Además, permite reducir la acumulación de agua en la superficie y la segregación del árido.

1.4.3.- Trabajabilidad

La trabajabilidad es una característica fundamental del hormigón fresco. De ella depende directamente la correcta puesta en obra. Generalmente la trabajabilidad se asocia a la consistencia del hormigón, medido por el asiento en cono.

La relación agua cemento determina, a falta de aditivos plastificantes o fluidificantes, su valor. Una mayor cantidad de agua reduce las resistencias mecánicas y mejora la trabajabilidad. La estructura porosa de los áridos ligeros, determina que una parte importante del agua añadida se introduzca en los poros y no sea efectiva a la hora de hidratar el cemento. Este hecho de “secado” de la matriz de mortero, reduce la trabajabilidad de la masa. Por esta razón, es una buena práctica la de prehidratar los áridos para que no absorban agua de la matriz de mortero.

1.5.- Propiedades del hormigón endurecido

1.5.1.- Resistencia a compresión

La resistencia a compresión es el valor más representativo de cualquier hormigón. Ciñéndose al ámbito de los HLE, son comunes los valores entre 20 y 35 MPa para hormigones in situ o entre 35 y 50 MPa en el caso de hormigones prefabricados. En ciertas obras singulares, como algunas plataformas petrolíferas o algunos puentes en Noruega, se han alcanzado valores cercanos a 60 MPa (*FIB 2000*).

En los primeros años del resurgir del HLE, se empleaba únicamente árido ligero, tanto para la fracción fina como para la gruesa del árido (*Kluge, Spage y Tuma, 1949*). En estos estudios se comparaba el comportamiento de estos hormigones con los hormigones convencionales conocidos a la fecha. Con posterioridad, se comprobaron los beneficios de la utilización conjunta de áridos ligeros con arena natural (*Hanson, 1964*).

1.5.1.1.- Factores que afectan a la resistencia a compresión

La resistencia del HLE viene determinada por los valores característicos de los materiales que lo componen. Como se ha dicho anteriormente, la influencia de los valores resistentes del árido ligero en el HLE, tienen una mayor relevancia, que la que tienen los áridos convencionales en el HC.

Cada tipo de árido presenta unas características que le diferencian del resto (densidad, resistencia, módulo elástico, absorción,...). Por ello, como una suma de características, el tipo de árido afecta definitivamente a las características del hormigón con el construido. Esta dependencia en el HLE es más marcada que en el HC.

RESISTENCIA LÍMITE DEL ÁRIDO

Sería deseable que la resistencia del árido sea lo más cercana posible a la resistencia del hormigón. Esto, en los hormigones elaborados con áridos ligeros es altamente improbable. De esta manera, la distribución de las cargas se produciría de forma uniforme a través de la pasta de cemento y los áridos.

Para que esto ocurra, en primer lugar es necesario que los módulos de elasticidad de ambos materiales sean iguales. Por ello se establece la siguiente igualdad (*Schütz, 1970*).

$$6) \quad E_a \geq E_m = \frac{\sigma_m}{\varepsilon_{mu}} \approx \frac{\sigma_m}{2 \times 10^{-3}}$$

Como segunda condición se establece que la tensión del árido sea mayor o igual a la del mortero $\sigma_a \geq \sigma_m$. Una resistencia del árido superior a la del mortero no es deseable puesto que las tensiones se distribuirían a través de los granos, en lugar de a través de la pasta de cemento.

$$7) \quad \sigma_a \geq \sigma_m$$

Durante una serie de ensayos para diversos áridos ligeros, se estableció la resistencia límite $\sigma_{a,lim}$ hasta la cual la resistencia del hormigón, σ_c , es igual a la del mortero, σ_m . Los resultados del ensayo vienen recogidos en el siguiente gráfico (Figura 1.9) (Schultz, 1970).

Fig.1.9.- Resistencia del hormigón en función de la resistencia del mortero y la resistencia límite del árido (Schultz, 1970)

En el gráfico se aprecian tres zonas perfectamente diferenciadas. En la zona 1, el módulo de elasticidad del árido es igual o superior al de la pasta de cemento, y ambos trabajan de forma proporcional a su volumen. En este escalón, la tensión del mortero es igual a la del hormigón y se extiende desde el origen hasta aproximadamente 30 MPa. En la zona 2, el módulo de elasticidad de los áridos es inferior a la pasta de mortero, y los áridos cargan en proporción menor a su volumen. En este paso, los aumentos en la capacidad resistente del mortero, no se corresponden con los aumentos de la carga del hormigón. Por último, en la zona 3, siendo el módulo de elasticidad de los áridos inferior a la pasta de mortero, los áridos han agotado su capacidad resistente. En esta zona, los

aumentos de la capacidad del hormigón son muy limitados, pese a que se aumente enormemente la capacidad de la pasta de cemento.

Este hecho tiene una consecuencia adicional. En aquellos hormigones de alta resistencia, en que la resistencia del mortero no tiene tanta influencia como en lo de baja resistencia, zonas 2 y 3 de la Figura 1.9, el endurecimiento es comparativamente más rápido. En estos casos, la parte de la resistencia dependiente de la resistencia del árido es más importante que la del mortero. La resistencia de los áridos está presente desde el inicio del amasado, mientras que la del mortero, va aumentando con el paso del tiempo. Por ello, la relación entre la resistencia a edades tempranas, en relación a la resistencia a la edad de referencia de 28 días es más alta (*Weigler y Karl, 1974*).

MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS ÁRIDOS

Cuando el módulo de elasticidad de los áridos es menor que el módulo de elasticidad de la pasta de cemento, los granos de árido se comportan como puntos débiles dentro de la masa del hormigón, aun cuando posean una elevada resistencia propia. Para aumentar la resistencia del hormigón, se debe aumentar la resistencia de la pasta de cemento en mayor medida, de forma análoga a como se aprecia en la Figura 1.10, en la zona 2. En base a los ensayos realizados, se ha determinado la siguiente relación numérica para determinar la resistencia del hormigón (*Schütz, 1970*).

$$8) \quad \sigma_c = \sigma_m - (\sigma_m - 0,86\varepsilon_{mu} \times E_a) \times (1,14 - 0,60 \times 10^{-5} E_a) \sqrt[3]{V_a}$$

Siendo

- σ_c : Resistencia del hormigón a compresión
- σ_m : Resistencia de la pasta de cemento a compresión
- ε_{mu} : Deformación unitaria última de la pasta de cemento
- E_a : Módulo de elasticidad del árido
- V_a : Volumen relativo de árido respecto del volumen total

A partir de esta expresión se puede relacionar la resistencia del hormigón, σ_c , la resistencia de la pasta de cemento, σ_m , y la deformación última de la pasta de cemento, para un volumen de árido de referencia, $V_{a,0}$ (Figura 1.10). En caso de necesitarse un valor diferente de volumen de árido del que se muestra en la figura, $V_{a,0} = 0,51 \text{ m}^3/\text{m}^3$, será necesario multiplicar el valor de la resistencia del hormigón por la relación $\sqrt[3]{V_{a,0}/V_a}$.

Fig.1.10.- Resistencia del hormigón en función de la resistencia de la pasta de cemento, la deformación unitaria para una cuantía de árido (Schütz, 1970)

RESISTENCIA PROPIA DE LOS ÁRIDOS

Todo lo dicho en los anteriores puntos, solo es válido si los áridos son capaces de absorber la tensión a la que son sometidos. En caso contrario, la resistencia del hormigón queda limitada por la resistencia de los áridos. Como en los casos anteriores, un aumento en la resistencia de la pasta de mortero, apenas tiene reflejo en la resistencia del hormigón. En este caso, la resistencia de la pasta de mortero necesaria para alcanzar un valor de resistencia del hormigón, conociendo la resistencia de los áridos, bien definido por la expresión:

$$9) \quad \sigma_m = \frac{\sigma_c - \sigma_a \sqrt[3]{V_a^2}}{1 - \sqrt[3]{V_a^2}}$$

Siendo

- σ_m : Resistencia de la pasta de cemento
- σ_c : Resistencia del hormigón
- σ_a : Resistencia del árido

V_a : Volumen del árido

DENSIDAD DE LOS GRANOS Y DENSIDAD DE CONJUNTO

La densidad de los granos de árido ligero viene determinada por su porosidad. Como es lógico, a mayor porosidad de un material, menor densidad. De un mismo material pueden disponerse varias densidades, simplemente porque uno es más poroso que otro.

En diferentes estudios se ha tratado de establecer la relación entre la densidad de los granos del árido ligero y las características mecánicas del hormigón. Si bien existe una relación de dependencia entre ambos parámetros (a mayor densidad de grano, mayor resistencia del hormigón) la dispersión de los resultados no ofrece garantías para determinar la resistencia del hormigón conociendo la densidad de los granos. Como se ha indicado anteriormente, existe una estrecha relación entre el módulo de elasticidad de los áridos, y la resistencia del hormigón. En la siguiente figura se muestra la dependencia entre el módulo de elasticidad dinámico de los granos de árido, en relación con su densidad media (Figura 1.11).

Del mismo modo se ha tratado de establecer la relación entre la densidad de conjunto de los áridos y la de la resistencia del cemento. En este caso, aun habiendo dependencia, la dispersión de los resultados es mayor si cabe.

Fig.1.11.- Módulo de elasticidad medio dinámico de los granos de árido, en relación con su densidad media (Schütz, 1970)

RESISTENCIA – POROSIDAD

En general, existe una relación inversa entre la resistencia a compresión y la porosidad en todos los materiales:

$$10) S = S_0 e^{-kp}$$

Siendo

- S: Resistencia del material para una porosidad dada
- S_0 : Resistencia intrínseca para porosidad = 0
- k: Constante
- p: porosidad

En el hormigón convencional, la porosidad existente suele concentrarse en la pasta de mortero y en la unión entre la pasta de cemento y los áridos. Éstos en general son muy poco porosos. Por el contrario, en el hormigón ligero, la mayor concentración de poros se localiza en los áridos, a pesar de contar con valores similares en la parte correspondiente al mortero y algo menos a la interfaz entre pasta y árido (Figura 1.12).

Fig.1.12.- Relación entre resistencia y porosidad (a) cemento curado normalmente (b) otros materiales (c) Diversas dosificaciones de mortero (Kumar Mehta y Monteiro, 2006)

INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL MORTERO

Como se indicó en la Figura 1.11, existe una dependencia entre la resistencia de mortero y la resistencia del hormigón. La relación tiende a la igualdad cuando la deformabilidad de los áridos ligeros y el cemento es igual y la resistencia es inferior al entorno de 30 MPa. Para valores superiores a este límite, la dependencia es cada vez menor, hasta llegar al punto en que aumentos de la resistencia del mortero, apenas tienen influencia en la capacidad resistente del hormigón. Para cada tipo de árido existe un punto en el que no es rentable aumentar la resistencia del hormigón.

La resistencia del mortero viene condicionada fundamentalmente por la categoría del cemento, la cantidad de cemento y la relación agua-cemento. A mayor resistencia del cemento utilizado, a igualdad del resto de los condicionantes, la resistencia del hormigón con él confeccionado es mayor. El aumento de la resistencia del cemento no tiene una influencia tan inmediata como en el hormigón convencional, por encontrarse más allá del entorno de los 30 MPa, ya mencionado anteriormente. El aumento de la resistencia del cemento, tiene que tener como objeto el reducir la cantidad del mismo, y por tanto reducir la densidad del conjunto.

Igual ocurre con la cantidad de cemento, cuanto más cemento lleve una pasta, mayor será su resistencia. A este respecto hay que hacer hincapié en los límites de cemento a utilizar. Existe una cantidad mínima de cemento a utilizar. Esta cantidad es necesaria para dotar a las armaduras de la suficiente protección ante la corrosión. Como en el HC, está condicionada por el tipo de elemento y la clase de exposición. Pero también existe una cantidad máxima de cemento a utilizar, necesaria para controlar la retracción. Al tratarse de HLE, y ser la densidad del cemento del orden del doble a la de los áridos ligeros, hay que tratar de reducir en la medida de lo posible la cantidad de cemento para no aumentar en exceso la densidad del hormigón. Un aumento de 50 kg/m^3 de cemento, genera un aumento aproximado de la densidad de $0,03 \text{ Kg/dm}^3$.

A igualdad de condiciones, una menor relación agua-cemento se traduce en un aumento de la resistencia de la pasta de cemento. La cantidad químicamente imprescindible para la hidratación del cemento es inviable en la práctica. Las pérdidas por el encofrado, la evaporación o la absorción por parte del resto de componentes del hormigón hacen imprescindible la presencia de una mayor cantidad de agua. Además, el resultado sería una pasta tan seca que sería imposible trabajar con ella. La relación agua-cemento tiene especial importancia en los hormigones elaborados con áridos ligeros (*Weigler y Karl, 1974*). Dada la porosidad de este tipo de áridos, tienen en general mucha mayor absorción que los áridos empleados en los HC. Por ello es muy recomendable el hidratarlos para que de este modo no “roben” agua al cemento. Así pues, la cantidad total de agua del mortero será la suma del “agua eficaz”, el que va a reaccionar con el cemento, más el agua absorbida por los áridos. Por otro lado hay que tener en cuenta el aire ocluido en la masa. La cantidad de aire ocluido en el HLE es en general mayor que en el HC. Lo realmente determinante en el HLE, más allá de la relación agua-cemento, es la relación

espacio residual-cemento, siendo el espacio residual la suma de los volúmenes del agua eficaz y las oclusiones de aire.

A continuación se muestra el comportamiento de diferentes hormigones elaborados con diferentes áridos, relacionando la resistencia del hormigón con la relación espacio residual-cemento, para una dosificación dada. La curva 1, se corresponde con áridos ligeros de alta resistencia; la curva 2, con áridos ligeros de resistencia media; y la curva 3, con áridos convencionales (Figura 1.13).

Fig.1.13.- Relación entre la resistencia a compresión a 28 días del hormigón y el espacio residual-cemento (Pauw, 1967)

COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DE LOS GRANOS

La curva granulométrica en el HC influye en la cantidad de agua necesaria para lograr una determinada consistencia. Como se ha indicado anteriormente, la relación agua cemento es un factor fundamental para conocer la resistencia del hormigón. Por ello han de priorizarse las granulometrías que conduzcan a una menor cantidad de agua. En general ha de tenderse a la utilización del mayor tamaño posible de árido.

Esto también es válido, en general, para el HLE con una importante salvedad. Dada la naturaleza porosa de los granos y la forma en que se elaboran, suele haber una relación inversa entre el tamaño del árido y sus parámetros resistentes. A mayor tamaño, menor resistencia y menor módulo de elasticidad. Al pasar de un tamaño máximo de árido de 25

mm a un tamaño máximo de árido de 16, es previsible un aumento de la resistencia a compresión de un 10%, y un aumento de la densidad de $0,03 \text{ Kg/dm}^3$. Por ello se tiende a la utilización de áridos de un tamaño no superior a 16 mm.

Es común además sustituir parte del árido ligero fino por arena natural (*Hanson, 1964*). La densidad del árido aumenta al reducirse el tamaño, por lo que la diferencia en peso entre el árido ligero fino y la arena natural no es tan marcada como entre el árido ligero grueso y la grava. La arena natural suele presentarse en forma redondeada, especialmente si es de río, mientras que el árido ligero fino suele presentarse con aristas vivas resultado del proceso de machaqueo. Esto hace que para una misma docilidad sea necesaria una menor cantidad de agua. Con ello, esta sustitución lleva aparejada un aumento en el módulo de elasticidad y de la resistencia. Introducir un 10% del volumen total de áridos mediante arena natural suele generar un aumento del módulo elástico de un 20% (*Teubert, J., 1970*).

CONDICIONES DE CURADO

La resistencia de la pasta de cemento es mayor cuanto mayor sea su nivel de hidratación. Esto se aprecia claramente en la variación de los parámetros resistentes del hormigón para distintas edades. Según va aumentando la edad del hormigón, se va hidratando una mayor cantidad de pasta y por tanto, aumenta su capacidad resistente. Este proceso se prolonga mientras exista agua libre en el interior de la masa del hormigón, capaz de reaccionar con las partículas de cemento. Las pérdidas de agua por el encofrado, absorción de áridos o la simple evaporación hacen que se pierda esta agua y el cemento no se hidrate correctamente. El curado se encarga de prevenir estas pérdidas. Si no se ha producido un correcto curado, el agua inicialmente disponible ha podido perderse, con lo que no todo el cemento puede hidratarse, y por tanto, alcanzar su capacidad resistente.

PARÁMETROS DEL ENSAYO

Además de los parámetros indicados anteriormente que influyen directamente sobre la capacidad resistente del hormigón, existen otros, como la forma de la probeta o la velocidad de carga, que influyen decisivamente en los resultados obtenidos en la investigación. Para tener unos valores homogéneos y comparables, es necesario unificar todos estos parámetros y dejarlos perfectamente definidos en el plan de ensayos. La realización de los ensayos mediante los procedimientos recogidos en la normativa, simplifica sobre manera este procedimiento.

La velocidad de carga tiene una importancia vital en este punto. La velocidad establecida para la realización del ensayo conforme a los estándares europeos, EN12390-3, es de entre 0,2 y 0,6 MPa/s, 0,25 MPa/s según ASTM 469. Si la velocidad se reduce a sólo 0,007 MPa/s, la resistencia baja un 12%. En cambio, si la velocidad de carga aumenta a 6,9 MPa/s, entonces la resistencia aumenta en igual proporción (*Jones y Richart, 2001*).

1.5.1.2.- Comportamiento del hormigón bajo compresión uniaxial

El comportamiento estructural del HLE es bastante diferente del HC (*FIP, 1983*). En ambos casos, el hormigón es un material bifase, donde por un lado se encuentra la pasta de cemento y los áridos finos, y por otro el árido grueso. Algunos autores indican que existe una tercera fase, correspondiente a la zona de unión entre ambas. Pero mientras en el HC sus áridos presentan en general unos valores mecánicos superiores a los del mortero de cemento, en el HLE sucede lo contrario (Figura 1.14). Por tanto, en el HC, las tensiones se transfieren fundamentalmente a través de los áridos gruesos, su parte más resistente, en el HLE lo hacen a través del mortero.

En el momento de la rotura, mientras en el HC, se produce en general por la pasta de mortero, su parte menos resistente, en el HLE lo hace por sus áridos. Esto explica el por qué aumentos en la resistencia del mortero tienen gran influencia en el HC, y menos en el HLE, especialmente para altas resistencias.

Fig.1.14.- Transferencia de tensiones en el HC (a) y en el HLE (b) (*Leonhardt F., 1986*)

La rotura de las probetas no se produce de forma súbita, sino que sucesivas grietas van apareciendo. Estas roturas comienzan a nivel microscópico dentro de la pasta de cemento,

fundamentalmente en la zona de unión con los áridos. Según va aumentando la carga las fisuras se van propagando hasta hacerse visibles, sin necesidad de ayuda exterior.

1.5.1.3.- Modos de fallo en el hormigón

Cuando la rigidez de los áridos es igual o superior a la del mortero (zona 1) el fallo se produce en la matriz de mortero, y tanto la resistencia del mortero como la del hormigón presentan valores similares. Cuando el árido es menos rígido que el mortero, absorbe menos carga (zona 2). En este caso la resistencia del hormigón es ligeramente inferior a la del mortero. El punto de una zona a otra se denomina resistencia límite, f_L (Figura 1.15).

Fig.1.15.- Relación simplificada de la resistencia del hormigón en función de la resistencia del mortero (Weigler y Karl, 1974)

- E_a : Módulo de elasticidad del árido
- E_m : Módulo de elasticidad del mortero
- $f_{a,c}$: Resistencia calculada del árido
- f_a : Resistencia del árido
- f_m : Resistencia del mortero

Cuando f_L es excedida, aparecen tensiones alrededor de los granos del árido causadas por la bifurcación de las líneas de compresión. Estas tensiones son de tracción en la dirección que las líneas de compresión son perpendiculares a la fuerza normal, y de compresión en la dirección perpendicular, cuando las líneas de compresión son tangentes al grano de árido (Figura 1.14).

1.5.1.4.- Evolución de las resistencias a compresión con la edad

El Código Modelo (*CEB-FIB, 2010*) estima el valor de la resistencia media a compresión a una edad de t días, a partir de la resistencia media a compresión a 28 días, según la siguiente expresión:

$$11) f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm}$$

$$12) \beta_{cc(t)} = \exp \left\{ s_c \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$$

Siendo:

- $f_{cm(t)}$: Resistencia media a compresión en MPa a la edad de t días
- f_{cm} : Resistencia media a compresión en MPa a los 28 días
- $\beta_{cc(t)}$: Coeficiente que depende de la edad del hormigón
- t : Edad del hormigón en días (debe ajustarse en función de la temperatura de curado según tabla 5.1- 85 de CEB-FIB, 2010)
- s_c : Coeficiente dependiente de la clase de cemento, según tabla 5.1-9. En este caso, $s_c = 0,25$

Para el caso concreto de hormigón con áridos ligeros, se especifica que el coeficiente s_c ha de sustituirse por s_{lc} , con los valores de 0,05 para áridos de alta resistencia, y 0,25 para áridos de baja resistencia.

La Instrucción Española EHE (*Ministerio de Fomento, 2008*), basándose en el Código Modelo, estima el valor de la resistencia a compresión a una edad de t días ($f_{cm(t)}$), a partir de la resistencia media a compresión a 28 días, según la siguiente fórmula:

$$13) f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm}$$

$$14) \beta_{cc(t)} = \exp \left[\frac{s(1-28/t)}{2} \right]$$

Siendo:

- f_{cm} : Resistencia media a compresión obtenida mediante ensayo a los 28 días
- β_{cc} : Coeficiente que depende de la edad del hormigón
- t : Edad del hormigón en días
- s : Coeficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento.

En este caso, la EHE, no hace distinción entre la utilización de hormigones normales y ligeros.

1.5.2.- Módulo de elasticidad longitudinal E

1.5.2.1.- Deformación del hormigón

La deformación del hormigón es muy diferente según se trate de HC u HLE (Figura 1.16). En el HC, el árido, más rígido que el mortero, debería absorber la mayor parte de la carga. Sin embargo, al estar los granos de árido separados entre sí, las cargas se transmiten de uno a otro a través del mortero, por lo que toda la carga en última instancia se transmite por igual entre ambas fracciones del hormigón. Por el contrario, en el HLE, los áridos son menos rígidos que la matriz de mortero. La carga se distribuye principalmente por el mortero en este caso. Por esta razón, los factores que afectan al comportamiento del módulo de elasticidad del hormigón, siendo esencialmente los mismos, tienen un peso específico muy diferente. Este hecho, fue ampliamente estudiado por Hansen (*Hansen, 1960*).

Fig.1.16.- Modelo estructural del hormigón a) Hormigón Convencional b) Hormigón Ligero
(Hansen, 1960)

Para el caso del HC, la inversa del módulo de elasticidad del hormigón depende de la suma de las relaciones entre los volúmenes y el módulo elástico de las fracciones del hormigón.

$$15) \frac{1}{E_b} = \frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m}$$

En cambio, en el caso del HLE, el módulo de elasticidad depende de la suma de los productos del volumen por el módulo elástico de las fracciones del hormigón.

$$16) E_b = V_a \times E_a + V_m \times E_m$$

Siendo:

E_b : Módulo de elasticidad del hormigón

E_a : Módulo de elasticidad del árido

E_m : Módulo de elasticidad del mortero

V_a : Volumen del árido

V_m : Volumen del mortero

Por todo ello, la variación del módulo elástico del hormigón, en función de su contenido en mortero, es muy diferente dependiendo que se trate de HC, u HLE (Figura 1.17).

Fig.1.17.- Influencia del contenido de mortero sobre el módulo de elasticidad del hormigón
(Hansen, 1960)

A lo largo de su estudio, Hansen comprobó la bondad de las formulas por él estimadas. La variación entre el módulo de elasticidad del hormigón estimada ($E_{b,v}$) y el Módulo Elástico real medido en los ensayos ($E_{b,r}$) fue en todos los casos menor de 10%. Se confirma tanto en los casos en que $E_a/E_m > 1$ (HC) como en que $E_a/E_m < 1$ (HLE).

Clase de árido	Módulo E (MPa)							
	E_a	E_m	E_a/E_m	$E_{b,v}$	$E'_{b,v}$	$E''_{b,v}$	$E_{b,v}/E'_{b,v}$	$E_{b,v}/E''_{b,v}$
Diorit	1041	336	3,1	495	475	624	1,04	0,79
Caliza	131	374	0,35	272	222	268	1,23	1,01

Tab.1.1.- Comparación de los módulos de elasticidad $E_{b,v}$ medidos con los valores $E'_{b,v}$ y $E''_{b,v}$ calculados mediante las fórmulas desarrolladas por Hansen, partiendo del Módulo de Elasticidad del árido E_a , y del mortero E_m (Hansen, 1960)

El gran problema de esta formulación, matemáticamente mucho más sencilla que otras fórmulas similares, es la gran dificultad para obtener un valor exacto del módulo de elasticidad del árido (E_a) (Figura 1.18). A pesar de que las fórmulas no son exactas, se pueden obtener conclusiones a partir de ella:

- El módulo de elasticidad del HLE (E_b), depende en mayor proporción del módulo de elasticidad de los áridos (E_a). Si el módulo de elasticidad de los áridos varía un valor ΔE_a , entonces el valor del módulo de elasticidad del HLE varía un valor aproximado de $0,7 \Delta E_a$, mientras apenas variaría entre $0,1$ y $0,3 \Delta E_a$, en un HC.
- El módulo de elasticidad del hormigón (E_b), depende tanto de las características de los materiales, como de las proporciones entre los mismos. Para una calidad determinada de la matriz de mortero, el E_b de un HLE aumenta de forma lineal al aumentar el contenido de mortero. Si el contenido de mortero aumenta en 100 l/m^3 , E_b aumenta aproximadamente un 12%. Por el contrario, en un HC, un aumento de 100 l/m^3 , lleva aparejada una disminución estimada del 7%.
- Una mayor calidad del mortero, implica una mayor calidad del hormigón. En el HLE, si además se aumenta la cantidad del mortero, E_b aumenta en mayor medida. Por el contrario, en el HC, para aumentar en mayor medida E_b se necesita disminuir la cantidad de mortero. Para aumentar la resistencia del hormigón, hay que aumentar la calidad del mortero. Por esta razón, las diferencias entre las características de unos HLE de diferente resistencia, son mayores que las que se presentaría en unos HC de resistencias análogas.
- Al comparar HLE fabricados con diferentes áridos, y consecuentemente distintos valores de E_a , los valores del hormigón con ellos confeccionados E_b , varían en igual medida que se ha explicado en los puntos anteriores.
- Durante el proceso de endurecimiento, E_m aumenta con el paso del tiempo. Por tanto, y por el mismo razonamiento que en los puntos anteriores aumenta E_b . En el HLE, este aumento es más acusado que en el HC.

		Hormigón T	Hormigón T
Conten. Cemento	kg/m ³	410	370
Proporción arena natural	% en volumen de los áridos	20	20
Densidad 28 d	kg/dm ³	1,77	1,77
b _w 28	Mpa	55,3	41,5

Fig.1.18.- Aumento del módulo E, con el tiempo en hormigones de pizarra y de arcillas expandidas (Popovics, Sandor & Erdey, 1970)

A lo largo de numerosas investigaciones se ha llegado a la conclusión que el módulo de elasticidad del hormigón, responde aproximadamente a la expresión:

$$17) E_b = C \sqrt{\rho_{rb,28}^3 \sigma_w}$$

Siendo:

E_b : Módulo de elasticidad del hormigón en MPa/10

C: Factor de proporcionalidad

$\rho_{rb,28}$: Densidad aparente del hormigón a los 28 días (secado al aire) en kg/dm³

σ_w : Resistencia a la compresión en probeta cúbica en kp/cm² (10 MPa)

Pauw realizó un gran número de pruebas, y estableció un valor de C de aproximadamente 4000 (Figura 1.20). Estudios posteriores, teniendo en cuenta lo indicado en relación al valor del árido, establecen distintos valores para cada tipo de árido. Con los valores agrupados por tipología de árido, se obtienen rectas de regresión para cada tipo de árido mucho más ajustadas a los valores obtenidos que la establecida con carácter general. Los valores obtenidos con carácter general son más altos para los HLE elaborados con áridos de pizarra expandida, y más bajos para los confeccionados

con arcilla expandida. Para una misma dosificación, el valor de E_b cuando el hormigón ha sido confeccionado con pizarra expandida es entre un 20 y un 30% más elevado que en caso de utilizarse arcilla expandida (*Pauw, 1960*).

De acuerdo a esta formulación, en el caso muy común de sustituir parcialmente parte del árido ligero por arena natural, se produce un aumento del E_b por dos vías. Por un lado, conforme a la hipótesis formulada por Hansen, el E_a de la arena natural es más alto que el de cualquier árido expandido ligero. En este caso, el valor de E_b aumenta por la mayor rigidez de la arena frente al árido ligero. Por otro lado, conforme a los trabajos de Pauw, la densidad de la arena natural es mayor que la del árido ligero, y por tanto aumenta la densidad del hormigón con él confeccionado. Al aumentar la densidad, aumenta E_b .

Con la expresión base (13), diversos trabajos han concluido que el módulo de elasticidad de diversos hormigones corresponden a, para hormigón a base de arcilla expandida:

$$18) E_b = 59.000 + 2.340 \sqrt{\rho_{rb,28}^3 \sigma_w}$$

para hormigón a base de pizarra expandida:

$$19) E_b = 85.300 + 2.380 \sqrt{\rho_{rb,28}^3 \sigma_w}$$

Árido	Fuente	
◆ Berwill con 20% en vol. de a.n.	Weigler, Helmut & Karl, 1969	
◆ Berwill con a.n.	Beck, Hubert	
◇ ◆ Berwill con o sin a.n.	Heufers, Hermann & Aurich	
□ Norlit sin a.n.	Hardt, 1968	
□ Norlit sin a.n.	Dimel, Eugen & Laparose, 1968	
□ Norlit sin a.n.	Institut für Materialprüfung und Forchung des Bauwesens der TH Hannover	
✱ Pizarra expandida sin a.n.	Reinsdorf & Kühne, 1967	↑ Pizarra expandida
▲ Liepor 8 con 20% en vol. de a.n.	Otto-Graf-Institut del Universität Stuttgart	↓ Arcilla expandida
△ Liapor 8 sin a.n.	Weigler, Helmut & Nicolay	
▲ Liepor 8 con 32% en vol. de a.n.	Institut für Beton- und Stahlbeton der TH Karlsruhe	
● Liepor 8 con 30% en vol. de a.n.	Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf, 1970	
▶ Liepor 5 con 20% en vol. de a.n.	Otto-Graf-Institut del Universität Stuttgart	
● Detoon con 20% en vol. de a.n.	Dyckerhoff & Widmann KG	
○ Detoon sin a.n.	Weigler, Helmut & Karl, 1969	
● Detoon con 20% en vol. de a.n.	Reinsdorf & Kühne, 1967	
✚ Arcilla expad. Sin a.n.		

Fig.1.19.- Relación entre el valor E_b , y el valor $\sqrt{\rho_{rb,28}^3 \sigma_w}$ de diversos Hormigones Ligeros
(Weigler y Karl, 1974)

1.5.2.2.- Valores previsibles del módulo de elasticidad

Existe numerosa bibliografía en la cual se establecen los valores previsibles del módulo de elasticidad, en función de otros parámetros, si no se dispone de ensayos concretos del material utilizado. A modo de resumen y sin ánimo de ser exhaustivo, en la tabla 1.2 se indican los más utilizados.

$20) E = 2.02 \times \rho \times \sqrt{f_{cu}}$ <p>E = Modulo elástico (MPa x 10³) ρ = densidad del hormigón (kg/m³) f_{cu} = Resistencia a compresión en probeta cúbica (150x150x150 en MPa)</p>	(JGJ51-2002)
$21) E = 0,043 \times \rho^{1,5} \times \sqrt{f'_c}$ <p>E = Modulo elástico (MPa x 10³) ρ = densidad del hormigón (kg/m³) f'_c = Resistencia a compresión en probeta cilíndrica (100x200 en MPa)</p>	(ACI 318-95)
$22) E = \rho^2 \times \sqrt{f_{cu}} \times 10^{-6}$ <p>E = Modulo elástico (MPa x 10³) ρ = Densidad del hormigón (kg/m³) f_{cu} = Resistencia a compresión en probeta cúbica a 28 días (MPa)</p>	(Institute of Structural Engineers)
$23) E_{lci} = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \times 21,5 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}+8}{10}\right)^{1/3}$ <p>E_{lci} = Modulo elástico del hormigón ligero (MPa x 10³) ρ = densidad del hormigón (kg/m³) α_E = Efecto del tipo de árido (Tabla 5.1-6) entre 1,2 y 0,7 f_{ck} = Resistencia a compresión en probeta cilíndrica a a 28 días (MPa)</p>	CEB-FIB-Model Code 2010

Tab.1.2.- Valores recomendados de E , según diversa normativa (Cui, Lo, Memon, , Xing y Shi, 2012)

1.5.3.- Coeficiente de Poisson

La deformación transversal en un HLE, es similar a la de un HC. El módulo de deformación transversal para cargas de compresión de un HLE elaborado con áridos de pizarra expansiva es del orden de $1/5$ ó $1/6$ de la deformación longitudinal. El valor del Coeficiente de Poisson (ν) es de entre 0,16 y 0,20. En el caso de cargas de tracción, ν se sitúa en un valor promedio alrededor de 0,20 (Reinsdorf, 1967).

En el caso de trabajar con un HLE confeccionado con árido de arcilla expandida, la deformación aumenta a valores comprendidos entre $1/3$ y $1/5$. En este caso ν está comprendido entre 0,20 y 0,33. Trabajando bajo acciones de tracción, ν se sitúa como término medio en 0,17 (Heilmann, 1970).

Para el caso de elementos sometidos a flexión, la dispersión de resultados es más acuciada que en los casos anteriores. En esta circunstancia ν puede alcanzar valores comprendidos entre 0,14 y 0,27.

1.5.4.- Resistencia a tracción

La resistencia a tracción del hormigón no es posible obtenerla por un ensayo directo, como si ocurre en los metales. Para fijar la probeta sería necesario introducir unas fuerzas externas que no es posible despreciar. Por ello se recurre al empleo de mediciones indirectas de la resistencia a tracción como es el ensayo por hendimiento (ensayo brasileño) o la flexotracción.

En el ensayo de tracción indirecta, se carga a compresión una probeta cilíndrica de forma perpendicular a su eje longitudinal, apoyándose en dos diámetros opuestos (Figura 1.20). El resultado del ensayo viene determinado por la expresión:

$$24) T = \frac{2N}{\pi ld}$$

Siendo

- T: Resistencia a tracción
- N: Carga de rotura
- l: Longitud de la probeta cilíndrica
- d: Diámetro de la probeta cilíndrica

Fig.1.20.- Esquema de ensayo de tracción indirecta. Ensayo brasileño a) esquema de carga, b) probeta cilíndrica, c) útiles de ensayo, d) probeta montada sobre útiles

La resistencia a la tracción de cualquier hormigón viene determinada por resistencia a tracción de los áridos, la resistencia a tracción de la pasta de cemento y la adherencia entre ambos. En el caso concreto del HLE, la resistencia a tracción de los áridos suele ser inferior a la del HC. En cambio, la resistencia de la pasta de cemento para un mismo valor de resistencia del hormigón es más alta.

Por otro lado, la adherencia entre el árido y la pasta de cemento es mayor, dada la superficie más rugosa de los áridos ligeros, por su porosidad, que los áridos convencionales. Esta rugosidad hace que la adherencia entre el árido y la pasta de cemento sea más alta. Además, el agua que se acumula en los granos, que en el hormigón con áridos normales dificulta la adherencia, es absorbida por los granos porosos del HLE, por lo que la adherencia mejora.

1.5.4.2.- Comportamiento del hormigón a tracción uniaxial

Como puede esperarse de los razonamientos anteriores, la resistencia a tracción es comparativamente más alta en el HLE que en el HC para una misma resistencia a compresión para valores bajos de carga. Para tensiones del orden de 40 MPa, la adherencia es tan alta que no se desprenden los granos del árido, sino que directamente se parten. Su resistencia es menor que su adherencia (Figura 1.21). Al aumentarse la calidad del hormigón no se eleva la resistencia a tracción porque la capacidad de los áridos está sobrepasada (Weigler y Kark, 1974).

Fig.1.21.- Secciones de rotura de hormigones con arcilla expandida a) y c) ensayo a flexotracción. b) y d) ensayo a tracción por hendimiento (Weigler y Kark, 1974)

Como ocurre para la resistencia a compresión, un aumento de la calidad de la pasta de mortero mejora la resistencia a tracción. En cambio, este aumento tiene su límite como se ha dicho anteriormente en el entorno de los 40 MPa, punto a partir del cual, la resistencia del mortero es más alta que la de los áridos. Llegado a este punto, el HLE parte directamente por los granos de árido.

Edad	Fuente	
○	7	Institut für Materialprüfung und Forschung des
●	28	Bauwesens der TH Hannover
□	7	Dimel, Eugen & Laparose, 1968
■	28	
◆	28	Beck, Hubert
◇	7	Heufers, Hermann & Aurich
◆	28	
✕	-	Short & Kinniburgh, 1968
▲	28	Liapor

Norlit

Berwilit

Aglite

Liapor 8

Fig.1.22.- Resistencia a tracción en comparación con la resistencia a compresión (Weigler & Karl, 1974)

Al igual que en el comportamiento a compresión, durante el proceso de carga de la probeta, se van produciendo micro roturas en la matriz del hormigón. A diferencia del comportamiento a compresión, donde el fallo se produce por la acumulación de numerosas fisuras, en el comportamiento a tracción el fallo se produce por la conexión de unas pocas roturas. La velocidad de propagación de las grietas es alta, y por tanto es difícil seguir el comportamiento en los ensayos experimentales.

1.5.4.3.- Relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción

Existe una relación de dependencia entre la resistencia a compresión de un hormigón (f_{ck}) y su resistencia a tracción (f_{tk}). Dicha relación no es lineal, y va decreciendo con el aumento de la resistencia a compresión. Para hormigones de baja resistencia, la el ratio f_{tk}/f_{ck} es del orden de 0,11, mientras que para hormigones de alta resistencia, ese ratio baja hasta valores del orden de 0,07. El código modelo (*CEP-FIP, 1990 & CEP-FIP, 2010*) establece unos valores estimados de:

$$25) f_{ctk,min} = 0,95 \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$$

$$26) f_{ctk,max} = 1,85 \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$$

$$27) f_{ctkm} = 1,40 \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$$

Siendo:

$$f_{ck0}: \quad 10 \text{ MPa}$$

La relación depende también de otros factores, como son las propiedades del mortero de cemento, la relación agua-cemento, el tipo y el tamaño del árido o el curado. En hormigones que estén más severamente afectados por efectos de retracción, la dependencia entre ambas resistencias es más baja. Esto se aprecia en que para cada edad de curado, la relación entre las resistencias de compresión y tracción decrece (*Kumar Mehta y Monteiro, 2006*).

En caso de no disponer de estos valores, el Código Modelo establece el valor medio de la resistencia a tracción, f_{ctm} , a partir de la resistencia característica a compresión, f_{ck} , según:

$$28) f_{ctk}(\leq 50) = \eta_1 \cdot 0,3(f_{ck})^{2/3}$$

$$29) f_{ctk}(> 50) = \eta_1 \cdot 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + \Delta f))$$

$$30) \eta_1 = (0,4 + 0,6 \cdot \rho/2200)$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media del hormigón a tracción (MPa)

Δf : 8 MPa

ρ : Densidad (kg/m³)

1.5.5.- Resistencia a flexotracción

La resistencia obtenida mediante el método de flexotracción necesitan ser multiplicados por un factor de corrección para obtener el valor de la resistencia a tracción:

$$31) A_{fl} = \frac{\alpha_{fl} h_b^{0,7}}{1 + \alpha_{fl} h_b^{0,7}}$$

Siendo:

h_b : canto de la probeta (mm)

α_{fl} : 0,06

Del mismo modo que sucede con la resistencia a tracción por hendimiento, el comportamiento a flexotracción del HLE respecto al del HC es diferente por la naturaleza de los áridos, la calidad del mortero y la adherencia entre los mismos.

En estudios realizados con HLE, se realizaron ensayos a flexotracción de múltiples tipologías de árido, y se compararon con los resultados a compresión de esos mismos hormigones. Las probetas, de 10x15x70 cm, se conservaron en estado húmedo. Los valores se compararon sobre las líneas límite de las resistencias esperables para hormigones con árido convencional. Igualmente se marcó la línea para la curva de valores medios, $f_t = \sqrt[3]{f_c^2}$, según Hummel (Hummel, 1959).

Puede observarse que para los valores de resistencia a compresión por debajo de 50 MPa, la gran mayoría de los resultados se encuentran por encima de la media de los valores para HC, incluso varios valores por encima del límite superior. Solo cuando se supera dicho valor, los valores de los HLE tienden a aproximarse a los valores previsibles del HC, pero siempre muy por encima del límite superior (Figura 1.23).

Otro hecho destacable a la vista de los resultados, es que la resistencia a la flexotracción crece más lentamente de lo que lo hace la resistencia a tracción indirecta.

	Edad	Fuente	
□	7	Institut für Materialprüfung und Forchung des Bauwesens der	Norlit
■	28	TH Hannover	
□	3		
□	7		
■	28	Dimel, Eugen & Laparose, 1968	
■	56		
□	90		
◆	28	Moll, W.E. & Koemans, 1969	Berwilit
◆	28	Beck, Hubert	
◇	28	Heufers, Hermann & Aurich	
▲	-	LIAS – Leichtbaustoffe GmbH & Co KG	Liapor
▲	-	Otto-Graf-Institut del Universität Stuttgart	
▲	28		Detoon
●	28	Lahl, 1967	

Fig.1.23.- Resistencia a flexotracción en comparación con la resistencia a compresión (Hummel, 1959)

f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_t / f_c (%)
15	3,2	21
20	3,8	19
30	4,8	16
40	5,8	14
50	6,7	13
60	7,3	12

Tab.1.3.- Valores medios de la resistencia a flexotracción de hormigones ligeros (Hummel, 1959)

Hay que indicar, que los ensayos se realizaron después de conservar las probetas en medio húmedo. Es de suponer, que al producirse el secado de las probetas, se produzcan tensiones internas de acortamiento, que se sumarian a las propias del ensayo. En el HLE, por la humedad acumulada en los poros del hormigón, se produce un gradiente más marcado entre la humedad en el interior de las piezas y la existente en el exterior. Este nivel de humedad tan diferente entre las partes del HLE hace que las tensiones sean igualmente diferentes. Por consiguiente la resistencia a flexotracción de hormigones que se están secando es sustancialmente más baja que la de hormigones conservados en estado húmedo. Una vez alcanzada la humedad de equilibrio, el hormigón recupera su resistencia original. En el caso de hormigones elaborados con áridos muy humedecidos con anterioridad a su elaboración, este comportamiento es más marcado.

1.5.6.- Retracción

Tanto la retracción como la fluencia tienen en común varias características. En primer lugar, tiene como origen la misma causa: la hidratación de la pasta de cemento. En segundo lugar, la evolución de sus curvas de deformación en el tiempo es muy similar. En tercer lugar, el aumento de la retracción, genera un aumento de la fluencia. Además, los valores de deformación por ambos procesos, entre 400 y 1000 $\times 10^{-6}$, son del mismo orden de magnitud. Y finalmente, ambos procesos son parcialmente reversibles (Kumar Mehta y Monteiro, 2006).

1.5.6.1.- Mecanismo físico de la retracción

Con el paso del tiempo, el agua que se acumula en el interior de una masa de hormigón desaparece, bien por evaporación, bien porque es utilizada por el cemento para hidratarse. Este agua está alojada en el interior de los poros de la estructura del hormigón. Mientras el agua se encuentra recluida dentro de la estructura porosa del hormigón, la misma presión que hace que se quede dentro, es la que transmite al hormigón que le circunda

como reacción. Esto hace que exista una presión de separación interna dentro de la masa del hormigón. Cuando el agua desaparece, también desaparece la presión, por lo que la masa de hormigón tiende a invadir el espacio originariamente ocupado por el agua, dando lugar al fenómeno de la retracción.

Cuando se producen sucesivos ciclos de secado e hidratación, el agua vuelve al interior de los poros y vuelve a ejercerse la presión anteriormente citada. En este caso, ni toda el agua vuelve a su posición original, ni el hormigón cede a la presión del agua de igual manera, al haber desaparecido la película de agua que ocupaba los poros. Al desaparecer ésta, se establecen nuevas uniones entre las partículas de cemento, por lo que ahora el mortero de cemento es algo más resistentes y se deforma menos ante la presencia de las presiones del agua.

Parte de la retracción total sufrida por el hormigón durante su primer secado, permanece de forma constante, mientras que parte de la misma, puede ser recuperada en un nuevo ciclo de rehidratación interna (Figura 1.24) Se denomina retracción irreversible a aquella que es permanente desde el primer secado, y retracción reversible a aquella que puede recuperarse en procesos de rehidratación (*Mindess, y Young, 1981*).

Fig.1.24.- Reversibilidad de la retracción (Mindess, y Young, 1981)

1.5.6.2.- Variables que intervienen

El mecanismo de la retracción está íntimamente ligado a la fluencia, al tiempo, la humedad y al estado de cargas. En el siguiente cuadro se muestra las diferentes relaciones entre ellas.

Mechanism	Diagram	Strain vs Time	Stress vs Time	Notes
Basic Creep				No moisture movement between concrete and ambient (no drying shrinkage) Constant stress over time
Stress Relaxation				Constant strain over time

Drying Shrinkage (Unrestrained)				The member is free to move No stresses are generated
Drying Shrinkage (Restrained)				Development of tensile stress
Drying Shrinkage (Under constant strain)				The previous example is a particular case with $\zeta=0$
Creep + Drying Shrinkage				The total strain is not the sum of the elastic, basic creep, and drying shrinkage strain, the strain due to drying creep should be included
Drying Shrinkage + Stress Relaxation (Restrained)				The relaxation stress opposed the stress due to drying shrinkage
Drying Shrinkage + Stress Relaxation (Under constant strain)				Shrinkage and relaxation stress act in the same direction

Tab.1.4.- Combinación de carga, restricción de movimientos y condiciones de humedad, relativas a la retracción (Kumar Mehta & Monteiro, 2006)

Como se ha indicado anteriormente, la variación en la humedad es la causa de la retracción. Por ello todos aquellos factores que de una u otra manera influyan en la variación de la humedad interna de la pieza, afectan a la retracción. Los factores que han de tenerse en cuenta son:

- Materiales y dosificación
- Humedad relativa del ambiente
- Temperatura
- Relación agua / cemento
- Espesor de la pieza

- Tiempo de curado
- Relación árido / cemento

1.6.- Ensayos no destructivos

1.6.1.- Velocidad de ultrasonidos

La propagación de las ondas de ultrasonidos en un material idealmente homogéneo se realiza a una velocidad dependiente de la densidad y el módulo de elasticidad del material (*Markham, 1957*). Si el material no es homogéneo, como puede ser debido a fisuras, poros o coqueras, la velocidad disminuye. Midiendo la velocidad en varios puntos, puede detectarse la existencia de estas interferencias e incluso determinar su posición.

El módulo de elasticidad de un material puede determinarse a partir de la expresión:

$$32) E = \rho v^2$$

Siendo

- E: módulo elástico del material
- ρ : densidad del material
- v: velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos

El HLE es un material, como se ha reiterado a lo largo de este trabajo, muy poroso. Los poros llegan a ser considerados un “componente” más del HLE, y son tomados en cuenta a la hora de definir una dosificación. La porosidad está idealmente homogéneamente repartida, por lo que, salvo que existan grandes grietas o fisuras, diferentes medidas en diferentes puntos de las muestras, no reflejan variaciones apreciables a este respecto. Como se ha indicado anteriormente, el módulo de elasticidad (E) en el HLE es inferior al del HC. Por ello es de esperar que la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonido en un HLE sea inferior a la experimentada en el HC.

En investigaciones realizadas en la Darmstadt University of Technology, (*Öztürk, Kroggel y Grübl, 2003*) se comparó el comportamiento de diferentes tipos de hormigón frente a la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonido. Se estudió y comparó el comportamiento de un HC, un HLE y un hormigón de alta resistencia (HAR). Se fabricaron unos cubos de 1000x1000x1000 mm de cada tipo de hormigón, para posteriormente laminarlos y extraer testigos en diferentes posiciones de la probeta

original (Figura 1.25). De esta forma se podía estudiar la variación de las características del material en función de su lugar de puesta en obra.

Fig.1.25.- Variación de E con la posición (Öztürk, Kroggel y Grübl, 2003)

Dicho estudio comprobó como las diferencias en el espesor de las piezas influye notablemente en los resultados obtenidos (Figura 1.26). Para todos los tipos de hormigón estudiado, los valores de E se incrementan con el espesor de la pieza. El estudio atribuye este incremento a la mayor facilidad con que se pierde el agua de hidratación en las piezas de menor espesor. En las piezas de mayor espesor, el hormigón no se deseca interiormente y puede seguir aumentando sus prestaciones mecánicas con el paso del tiempo.

Fig.1.26.- Variación de E en función de la tipología de pieza (núcleo, losa o cubo) (Öztürk, Kroggel y Grübl, 2003)

A la vista de la Figura 1.26 puede observarse como las piezas de mayor espesor presentan unos valores más altos de E, que en las piezas más esbeltas, más susceptibles a la desecación. Esto hace que se deshidraten más rápidamente y el proceso de fraguado no pueda hacerse a la misma velocidad. Observando las diferencias entre los valores de las tres tipologías de piezas (núcleo, losa, cubo), para los tres tipos de hormigones (HC, HLE,

HAR), puede observarse que las desviaciones relativas son menos acusadas en el caso del HLE. Esto es debido a la reserva de agua que queda contenida en el interior de los poros, que hace que sea más difícil que se pierda el agua.

En el mismo estudio se comprobó, que controlando las condiciones de curado, y por tanto las pérdidas de humedad, las diferencias no nos significativas para ninguna de las variables estudiadas para cada tipología de hormigón.

1.6.2.- Esclerómetro

El esclerómetro es una de las herramientas desarrolladas para determinar de forma indirecta y no destructiva la resistencia de una pieza de hormigón. El método se basa en la relación existente entre la resistencia del hormigón y su dureza superficial. La determinación de la dureza se hace a partir del índice de rebote (*Malhotra y Carino, 2003*).

El esclerómetro fue inventado por el ingeniero suizo Ernest Schmidt en 1948. Se trata de un cuerpo hueco en el que se aloja un puntero, un martillo de masa conocida, y un muelle. Una vez cargado el muelle, se presiona con el vástago hasta el que el martillo golpea al saltar el muelle con una determinada fuerza. Una escala arbitraria de 10 a 100 da el resultado de la prueba (Figura 1.27).

Fig.1.27.- Partes de un esclerómetro y esquema de su funcionamiento (*Malhotra y Carino, 2003*)

Al inicio del ensayo (A), el vástago está extendido, el indicador marca un valor de 0, y el martillo en la posición de reposo. Al iniciar la carga (B), el cuerpo del esclerómetro se va acercando al elemento a ensayar, haciendo tope en el vástago. Ese movimiento genera que el martillo se vaya alejando de su posición de reposo y se cargue el muelle. En el momento del disparo (C), se libera el pestillo que sujeta el martillo y el muelle lo lanza

contra la probeta. Cuando el martillo impacta (D) rebota contra el muelle y en su movimiento de retroceso acciona el indicador que masa a marcar el valor correspondiente al índice de rebote. En función de la dureza superficial del elemento ensayado, así es el índice de rebote. La presencia más o menos cercana de la superficie de la grava, puede hacer variar el valor del ensayo. Por eso es necesario repetir el ensayo en varias posiciones para obtener un valor promedio.

Cada fabricante, en función de la masa del martillo, la resistencia del muelle, la posición de golpeo, la tipología de probeta y sus pruebas internas, facilita unas gráficas para establecer la resistencia de las probetas a compresión a partir de los valores obtenidos en el ensayo (Figura 1.28).

Fig.1.28.- Escala tipo de un esclerómetro

La relación entre la dureza superficial de un hormigón y su resistencia a compresión no es directa. En estudios elaborados por Akashi y Amasaki (Akashi y Amasaki,1984) se establece que la relación entre ambos parámetros depende de:

- Suavidad de la superficie testada
- Tamaño, forma y rigidez de las probetas
- Edad de las probetas
- Condiciones de humedad interna y externa del hormigón
- Tipo de árido
- Tipo de cemento
- Tipo de molde

- Carbonatación de la superficie de hormigón

Para el caso concreto del HLE, algunos de los parámetros que determinan la estimación de la resistencia a compresión a partir del índice de rebote son significativamente diferentes que los de un HC de la misma resistencia.

1.7.- Densidad

Como se ha indicado con anterioridad, la densidad del HLE disminuye con el tiempo. Esta disminución es más marcada en sus primeras edades, al producirse la paulatina pérdida de humedad retenida por los poros del árido ligero. La desecación del hormigón no es total, como puede determinarse en laboratorio mediante su secado en estufa, sino que alcanza un punto de equilibrio con el ambiente que le rodea. La diferencia entre el valor desecado y el valor de equilibrio ronda los 50 kg/m^3 .

Este valor de equilibrio no es constante y puede variar con la época del año, el soleamiento, la temperatura, etc. A efectos prácticos, y si no se conocen valores más precisos, puede estimarse como valor de equilibrio el 50%. Por ello en diversas normativas se recomienda utilizar el valor de la densidad de equilibrio como valor de cálculo para determinar la carga por peso propio.

1.8.- Vigas mixtas

Las vigas mixtas son por definición aquellas en las que se combinan varios materiales con características diferentes para su construcción. La idea de estas estructuras es la de optimizar los materiales para obtener lo mejor de cada uno de ellos. Estrictamente hablando, las vigas de hormigón armado son mixtas, pues trabajan conjuntamente dos materiales distintos, hormigón y acero, optimizando la capacidad de compresión del primero y la de tracción del segundo. Su uso es tan extendido que ya no se considera un elemento mixto, sino como uno sólo.

Ciertos tipos de estructuras mixtas poco a poco se están popularizando. La gran mayoría de los edificios en altura resuelven sus estructuras de planta mediante el empleo de los forjados de losa colaborante (Figura 1.29). En ellos, una chapa grecada con resaltes en toda su superficie, sirve de encofrado perdido para una fina capa de hormigón. La chapa de acero, además de servir de contenedor para el hormigón, aporta la resistencia a

tracción, que en un hormigón armado, aporta el acero de las barras. Los resaltes sirven para garantizar la adherencia entre ambos materiales y que trabajen de forma conjunta.

Fig.1.29.- Forjado de chapa colaborante

Igualmente es habitual la presencia de estructuras mixtas de acero y hormigón en algunas estructuras de puentes. Perfiles de acero de grandes dimensiones le dan a la estructura inercia y capacidad de tracción, mientras la losa de hormigón aporta capacidad de tracción y sirve de tablero para la circulación. Para que los materiales trabajen a la vez, y absorber los esfuerzos rasantes que se producen, se colocan unos conectores que garantizan la continuidad de esfuerzos entre ambos materiales.

Fig.1.30.- Viga mixta de acero y hormigón

En el cálculo tradicional de este tipo de estructuras se homogeneizaban a un solo material todos los actuantes. El coeficiente para homogeneizar los materiales es la relación entre los módulos de elasticidad de los mismos. En este tipo de estructuras, es fundamental asegurar la transmisión de tensiones entre los materiales, para evitar el deslizamiento en la capa de contacto. Igualmente es necesario tener en cuenta el orden de ejecución, pues mientras el acero presenta sus valores característicos desde el mismo momento de su puesta en obra, el hormigón precisa de 28 días para alcanzar sus valores característicos de cálculo (Ibañez, 1972).

El caso concreto de las vigas multicapas es un caso particular de vigas mitas. Si bien todo es hormigón, cada una de las capas presenta unas características mecánicas diferentes. Además de los valores tenidos en cuenta anteriormente, estudios recientes muestran la importancia de la retracción (*Juknevičius, Marciukaitis y Valivonias, 2006*). De acuerdo a este estudio, las diferencias de comportamiento frente a la retracción de las diferentes capas, generan unas tensiones internas en la viga que actúan como un pretensado

Fig.1.31.- Estado tensional en una sección tipo de una viga multicapa causado por diferencias en el comportamiento frente a la retracción (*Juknevičius, Marciukaitis y Valivonias, 2006*)

1.9.- Normativa

Las diferentes normativas establecen consideraciones especiales para la utilización del HLE. Estas consideraciones son tanto a nivel de cálculo como de puesta en obra. A lo largo de los capítulos previos, ya se han indicado alguno de los valores característicos del hormigón establecidos por las diferentes normativas cuando no se dispone de un estudio de caracterización previo del hormigón a utilizar.

A lo largo del presente capítulo se indicará la forma en que la diferente normativa estudiada contempla al HLE.

1.9.1.- Código Modelo

El Código Modelo no distingue en su articulado entre el HC y el HLE. Cuando existen diferencias de comportamiento entre ambos tipos de hormigones, el propio artículo diferencia en su redacción del comportamiento diferenciado entre ambos tipos de

hormigón. Los títulos en los que el código establece diferencias entre ambos materiales son:

5.- Materiales

7.- Design

Al margen del propio Código Modelo, la Federación Internacional del Hormigón, responsable de la redacción del Código, ha realizado otras publicaciones monográficas tratando aspectos concretos del HLE.

Lightweight aggregate concrete: Extracts from codes and standards State-of-the-art report (46 pages, ISBN 978-2-88394-044-4, August 1999)

Lightweight aggregate concrete: Part 1 (guide) – Recommended extensions to Model Code 90; Part 2 (technical report) – Identification of research needs; Part 3 (state-of-art report) – Application of lightweight aggregate concrete (118 pages, ISBN 978-2-88394-048-2, May 2000)

1.9.2.- ACI

El código americano recopila toda su carga normativa en el documento ACI-213 en sus diferentes versiones. El HLE está considerado en la normativa americana desde el año 1963. La actual versión ACI-213R-03 está dividida en 7 capítulos que se indican a continuación.

Capítulo 1.- Introducción

Capítulo 2.- Áridos estructurales ligeros

Capítulo 3.- Dosificación, mezclado y puesta en obra

Capítulo 4.- Propiedades físicas y mecánicas del HLE

Capítulo 5.- Diseño estructural de HLE

Capítulo 6.- HLE de altas prestaciones

Capítulo 7.- Bibliografía

Todo lo indicado en los capítulos 1 a 4 y en el capítulo 6, ya ha sido descrito a lo largo del presente trabajo. Por ello este punto se centra en el capítulo 5, donde se recopilan todas las consideraciones necesarias para la realización de cálculos, cuando sus valores difieren del HC.

1.9.3.- Eurocódigo 2

El Eurocódigo-2 dedica una sección íntegra (Sección 11) al estudio del HLE. A lo largo de sus 11 apartados, va desgranando poco a poco las particularidades a tener en

cuenta para el uso del HLE diferenciadas del HC. Cada uno de los 11 apartados, reproducen las secciones generales del articulado general. Los apartados de este capítulo son:

- 11.1 General
- 11.2 Bases de diseño
- 11.3 Materiales
- 11.4 Durabilidad y recubrimiento de las armaduras
- 11.5 Análisis estructural
- 11.6 Estado límite último
- 11.7 Estado límite de servicio
- 11.8 Detalles de armado - General
- 11.9 Detalles de armado - Particularidades
- 11.10 Reglas adicionales para elementos pretensados estructurales
- 11.12 Estructuras de hormigón en masa o ligeramente armadas

A este respecto indicar la ausencia de un apartado 11.11, dado que la estructura de la sección reproduce la estructura de la sección general. Dado que la sección 11 del articulado hace referencia al HLE, no tiene sentido el mencionado apartado 11.11.

1.9.4.- EHE-08

El tratamiento de los hormigones ligeros en la normativa española no aparece expresamente regulada hasta la presente edición de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), publicada en agosto de 2.008. Hasta ese momento, las obras que han venido realizándose, se fundamentaban en el cumplimiento de la normativa internacional. La actual normativa aglutina en el Anejo 16 todo lo referente a hormigón ligero. Este apartado funciona como un compendio de todas las particularidades que ha de cumplir el hormigón ligero, en relación al hormigón con áridos de peso normal.

Este apartado es de aplicación para los hormigones de estructura cerrada, con densidad aparente comprendida entre 1.200 y 2.000 kg/m³ y resistencia a compresión superior a 15 MPa. Quedan expresamente excluidos de esta consideración los hormigones celulares y aquellos cuya resistencia a compresión es superior a los 50 MPa.

La estructura del Anejo 16, es la de un listado de excepciones al propio articulado de la Instrucción. En el mismo orden en que está redactada, va haciendo consideraciones a los diferentes artículos que ofrecen un tratamiento diferencial al HC del HLE. Sin ánimo de ser exhaustivo, los títulos que se ven afectados son:

Título 2ª. Análisis estructural.

Título 3º. Propiedades tecnológicas de los materiales

Título 4º. Durabilidad

Título 5º. Cálculo

Título 6º. Ejecución

Como la gran mayoría de las expresiones que caracterizan el comportamiento del hormigón, tanto para HC como HLE, los valores característicos del hormigón están tomados del Código Modelo.

1.10.- Análisis estadístico

Los resultados obtenidos durante los ensayos de caracterización de materiales, son en general valores fijos (σ_c , σ_t , σ_f , E ,...). En los ensayos de las vigas multicapa conviven valores de este tipo (M_f , M_p ; M_U ,...) con valores que evolucionan con la carga (δ , w_f , h_f ,...). Tanto unos como otros son susceptibles de depender de varios factores. Con el análisis estadístico se pretende establecer la relación entre todos ellos. Las herramientas para determinar las relaciones entre todos factores tenidos en cuenta en cada caso son el Análisis ANOVA, el diseño de experimentos y los Modelos de Regresión.

Los propios valores de caracterización del hormigón son valores estadísticos. Cuando se indica que un determinado hormigón tiene una resistencia f_{ck} , significa que la resistencia de dicho hormigón se comporta como una normal (μ , σ) de media μ desconocida, y desviación típica σ también desconocida, de tal forma que se garantiza que un alto porcentaje, de las muestras que se pudieran tomar de ese hormigón, alcanzarían una resistencia superior a f_{ck} . Dicho porcentaje se fija en las diferentes normativas, siendo el 95% el más habitual (Figura 1.32).

Fig.1.32.- Campana de Gauss de una normal (0,1), con el área marcada de 5% desde el origen, y el 95% hasta el final.

Para el caso habitual de garantizar un mínimo de 95%, n alcanza un valor de 1,645.

$$33) f_{ck} = \mu + n \cdot \sigma$$

En general, cualquier fenómeno observable cuenta con una media y una desviación típica. La mayoría de estos procesos no permiten conocer los valores reales de estos parámetros. Sería inabarcable poder calcular la resistencia real de un hormigón colocado en obra. Aunque provengan de la misma amasada el hormigón de las probetas no se ha colocado en obra, y el hormigón realmente colocado en obra, no se ha ensayado. Por ello se realiza una estimación de estos valores a partir de una muestra del total de la población.

La estadística sirve para contrastar las hipótesis que se plantean de origen. Cuantos más datos se introduzcan (mayor sea la muestra) más precisa será la conclusión. Si la muestra es pequeña, los datos pueden dar conclusiones que conduzcan al equívoco. Para tamaños muestrales pequeños el contraste tiene potencia baja y son necesarias diferencias muy grandes entre las medias de las poblaciones para rechazar la hipótesis nula. Los condicionantes de partida de la estadística, priorizan el validar por buena una hipótesis falsa, que el rechazar una hipótesis verdadera. Por todo ello, cuando el contraste de hipótesis es validado, más que la afirmación de la hipótesis es cierta, significa que no existen evidencias de que la hipótesis sea falsa.

Aunque numéricamente cualquier valor es admisible desde el punto de estadístico, las normas no admiten valores con una alta dispersión. Como ejemplo, la Instrucción Española EHE (*Ministerio de Fomento, 2008*), establece que para su consideración al aplicar los criterios de aceptación para la resistencia del hormigón, el recorrido relativo de un grupo de tres probetas obtenido mediante la diferencia entre el mayor resultado y el menor, dividida por el valor medio de las tres, tomadas de la misma amasada, no podrá exceder el 20%. En el caso de dos probetas, el recorrido relativo no podrá exceder el 13%.

1.10.1.- Análisis ANOVA

El Análisis ANOVA, corresponde a las siglas en inglés de Análisis de la Varianza. El objetivo de un experimento es estudiar el efecto que sobre una variable de interés, que se denomina variable respuesta, tienen un conjunto de otras variables, que se denominan

variables experimentales o factores. El análisis ANOVA simple estudia el efecto que sobre la variable respuesta tiene una variable experimental.

El objetivo de un experimento es comprobar si cierta hipótesis es cierta. Para ello se plantean dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): en la que se establece que el hecho que queremos corroborar es cierto. A efectos numéricos esto se establece afirmando que el valor del experimento ha de ser igual, mayor o menor a otro valor de comparación.
- Hipótesis alternativa (H_1): en la que se establece que el resultado del ensayo es cualquier otro diferente al planteado en H_0 .

El análisis se basa en que toda observación de un hecho (resistencia del hormigón, módulo de elasticidad del acero,...) puede definirse como la media del hecho y una desviación del mismo.

$$34) y_{ij} = \mu_i + u_{ij}$$

Las desviaciones representan la variabilidad intrínseca del experimento y se supone que verifican las siguientes hipótesis:

- el promedio de las perturbaciones es cero,
- la varianza de las perturbaciones es constante,
- la distribución de las perturbaciones sigue la distribución normal,
- las perturbaciones son independientes.

Todo esto se traduce en

$$35) u_{ij} \sim N(0, \sigma)$$

Aunque no es matemáticamente necesario, si es muy recomendable realizar una representación gráfica de los datos obtenidos. La representación ofrece mucha información acerca del comportamiento de la variable respuesta respecto de los factores. A continuación se establecen los parámetros del modelo (medias, varianzas y residuos, tanto de cada grupo como del conjunto). Posteriormente se verifica si las medias de todos los grupos son iguales, lo que supondría que el factor estudiado no tiene una relación con el comportamiento de la variable respuesta, o si por el contrario, las medias no son iguales, si hay dependencia entre ambos.

Los residuos son la diferencia entre el valor observado en el experimento, y el valor esperado a través de la media. Por definición, la suma de los residuos es nula. Para ello,

en la formulación se trabaja con sus cuadrados para eliminar el efecto de los valores negativos. Los residuos pueden a su vez dividirse en dos. Uno, correspondiente a la diferencia entre la media general, y la media dependiente de su factor; a esto se llama variabilidad explicada. Otra, correspondiente a la diferencia entre la media de su factor y la observación; a esto se llama variabilidad no explicada (Figura 1.33).

Fig.1.33.- Descomposición de la variabilidad (Fig 2.5 Pag 45)

$$36) VT = VE + VNE$$

Cuando la H_0 es cierta, puede demostrarse que las variabilidades se comportan como una χ^2 con los grados de libertad asociados a su vector asociado, independientes entre sí.

$$37) VE/\sigma^2 \sim \chi^2(I - 1)$$

$$38) VNE/\sigma^2 \sim \chi^2(n - I)$$

De cada una de estas variabilidades pueda calcularse su varianza, como la suma de sus cuadrados entre sus grados de libertad. Si H_0 es cierta, el cociente de las varianzas es una distribución F de Fisher con $I-1$ y $n-I$ grados de libertad. Los valores de F cuando H_0 es cierta tienden a ser bajos; cuando no, tienden a ser altos. El límite que delimita la validez de H_0 viene marcado por el nivel de significación α . Se denomina como F^c_α , al valor de F para $I-1$ y $n-I$ que presenta un valor α . En general se tomará H_0 cierta si $F < F^c_\alpha$ y se rechazará si $F > F^c_\alpha$. La igualdad implicará la aceptación de la hipótesis nula si esta establece igualdad o valores superiores a uno dado (σ_c es igual o superior al valor establecido por una norma), y su rechazo para afirmaciones de valor inferior al de referencia (el valor de una carga no supera uno dado).

Otro valor significativo es el p-valor. Este indica valor α de significación que hubiese validado la aceptación de H_0 . Además de reflejar la aceptación o rechazo de una hipótesis, estable como de fundada es.

Fig.1.34.- Región crítica para el contraste ANOVA

Con la combinación de todos estos valores se construye la tabla ANOVA. (Tabla 1.5)

Fuentes de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Varianzas	F de Fisher	p-valor
Entre grupos (VE)	$\sum n_i(\bar{y}_i - \bar{y})^2$	$I-1$	$\hat{s}_e^2 = \frac{VE}{I-1}$	$F_{(I-1, n-1)} = \frac{\hat{s}_e^2}{\hat{s}_R^2}$	$E(F) > \frac{\hat{s}_e^2}{\hat{s}_R^2}$
Interna, no explicada o residual (VNE)	$\sum \sum (y_{ij} - \bar{y}_i)^2$	$n-I$	$\hat{s}_R^2 = \frac{VNE}{n-I}$		
TOTAL	$\sum \sum (y_{ij} - \bar{y})^2$	$n-1$	$\hat{s}_y^2$		

Tab.1.5.- Tabla ANOVA simple y sus valores

1.10.2.- Diseño de experimentos

Cuando se quiere estudiar el comportamiento de una variable respecto a dos o más factores el análisis ANOVA simple no es adecuado y ha de recurrirse al diseño de experimentos. El diseño de experimentos es una técnica estadística, inventada y desarrollada por el científico británico Ronald Aylmer Fisher, durante sus trabajos de investigación agrícola en una estación agrícola de Rothamsted.

Si observamos datos históricos de un experimento usando los valores de un factor₁, en presencia de otro factor₂ diferente, se pueden atribuir las diferencias al factor₁, cuando puede depender del factor₂. Sin embargo, si diseñamos un experimento en que se controlen ambos factores, se podrá afirmar con una base firme, y atribuir las diferencias a las condiciones experimentales y deducir la relación causal. Por esta razón es importante

estar alerta ante los efectos no controlados que puedan afectar a las conclusiones. El diseño de experimentos estudia como realiza comparaciones lo más homogéneas posibles, para aumentar la probabilidad de detectar cambios e identificar variables influyentes.

En cualquier experimento en que se investiga el efecto de un factor, existen a priori un gran número de variables que pueden influir sobre los resultados. La estadística tradicional estudiaba de forma individualizada la dependencia de cada valor. Existen tres caminos para eliminar el efecto de una variable:

- mantenerla fija durante la realización del experimento
- reorganizar la estructura del experimento para que las comparaciones de interés se efectúen para valores fijos de esta variable
- evitar su influencia, aleatorizando su aparición en los tratamientos

Los dos primeros caminos se usan para aquellas variables controladas por el experimentador, y que a priori se estima que pueden tener influencia. La aleatorización se reserva para eliminar el efecto de variables fuera del control del experimentador, y que a priori no deben tener influencia en el experimento, cuyos efectos se engloban dentro del error experimental.

En base a lo anterior, el principio de aleatorización es fundamental a la hora de diseñar un experimento. Este principio requiere que todos los factores no controlados por el experimentador, y que puedan influir en el resultado, se asignen al azar a las observaciones. Volviendo al ejemplo anterior, el efecto del orden en que se introduzcan los diferentes componentes químicos que van a aparecer en la reacción química, puede influir en el resultado final. Para eliminar los efectos, se tendría que asignar al azar el orden en que se van introduciendo los diferentes compuestos en la reacción.

La aleatorización es fundamental en el diseño de experimentos ya que:

- previene la existencia de sesgos
- evita la dependencia entre observaciones
- confirma la validez de los procedimientos estadísticos más comunes

La experimentación clásica estudiaba la presencia de los diferentes factores de uno en uno. Fijaba todos los valores de todos los factores menos uno que iba moviendo a todos los factores de estudio. Posteriormente, liberaba uno de los factores fijos, y volvía a fijar el resto. La determinación de cada uno de los factores de estudio, se establece por las diferencias de observadas de forma individualizada al modificar este factor. Esta

$$39) v(\alpha, \beta) = b_1 \alpha + b_2 \beta + b_3 \alpha \beta$$

A partir de aquí, el desarrollo matemático es análogo al del análisis ANOVA simple, pero introduciendo cada uno de los factores de forma conjunta en el cálculo. Cada una de las observaciones puede indicarse, para dos factores, como:

$$40) y_{ij(k)} = \mu + \alpha_i + \beta_j + (\widehat{\alpha\beta})_{ij}$$

De esta forma, no habrá una única VE, sino una por cada factor interviniente, y otra adicional por cada posible interacción conjunta de los factores. De igual forma, existe un factor F de cada factor. Para el caso más sencillo de dos factores, se generaría una tabla ANOVA como la indicada a continuación. (Tabla 1.7)

Fuentes de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Varianzas	Valor esperado de la varianza
Factor α (VE(α))	$JK\sum\hat{\alpha}_i^2$	I-1	$\hat{s}_\alpha^2$	$JK\frac{\sum\alpha_i^2}{I-1} + \sigma^2$
Factor β (VE(β))	$IK\sum\hat{\beta}_j^2$	J-1	$\hat{s}_\beta^2$	$IK\frac{\sum\beta_j^2}{J-1} + \sigma^2$
Interacción (VE($\alpha\beta$))	$K\sum\sum(\hat{\alpha\beta})_{ij}^2$	(I-1)(J-1)	$\hat{s}_{\alpha\beta}^2$	$JK\frac{\sum\sum(\alpha\beta)^2}{(I-1)(J-1)} + \sigma^2$
Interna, no explicada o residual (VNE)	$\sum\sum(y_{ij} - \bar{y}_i)^2$	IJ(K-1)	$\hat{s}_R^2$	σ^2
TOTAL	$\sum\sum\sum(y_{ijk} - \bar{y})^2$	IJK-1		

Tab.1.6.- Tabla ANOVA para dos factores y sus replicaciones

1.10.3.- Modelo de Regresión

Los modelos de regresión sirven para determinar la dependencia de una variable respuesta, y, respecto de otra variable explicativa, x. Este modelo fue inicialmente desarrollado en el campo de la astronomía y la física, y posteriormente perfeccionado para el campo de la biología. El modelo se basa en establecer una relación lineal entre las variables. La bondad del método radica en la posibilidad de convertir otras relaciones en lineales, transformando adecuadamente las variables.

Los condicionantes de partida para que pueda ser válido el método son:

- Las perturbaciones tienen esperanza nula
- La varianza de la perturbación es constante
- La perturbación tiene una distribución normal
- Las perturbaciones son independientes

- La validez del método se circunscribe al rango de valores que han servido para generar el modelo. Fuera de este no se tiene constancia de cómo se comporta la población y podría conducir a conclusiones erróneas.

Los parámetros de la fórmula se han conforme a los mínimos cuadrados. El criterio de los mínimos cuadrados busca una recta que minimice la suma de los residuos al cuadrado, es decir, las distancias verticales entre la recta estimada y los puntos (Figura 1.36). Cualquier recta se caracteriza por una pendiente y un término independiente. La forma que adopta la recta de regresión es:

$$41) y_i = \beta_0 + \beta_1 x$$

Fig.1.36.- Interpretación de mínimos cuadrados

Es imposible determinar la recta real que determina el proceso, por no contarse con todos los datos. Por ello, es necesario establecer unos estimadores que caractericen la recta, tanto el referente al término independiente, $\hat{\beta}_0$, como el correspondiente a la pendiente, $\hat{\beta}_1$. Todos ellos vienen indicados en la Tabla 1.7. En dicha tabla se indican, además de su valor, la desviación típica del estimador, y el estadístico para construir intervalos.

Parámetro	β_0	β_1	σ^2
Estimador	$\hat{\beta}_0$	$\hat{\beta}_1$	$\hat{s}_R^2$
Valor	$\hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x}$	$\hat{\beta}_1 = \frac{Cov(x, y)}{S^2_x}$	$\hat{s}_R^2 = \frac{\sum e^2_i}{n-1}$
Desviación típica estimada del estimador	$\frac{\hat{s}_R}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \bar{x}^2 / S^2_x}$	$\frac{\hat{s}_R}{s_x \sqrt{n}}$	$\hat{s}_R^2 \sqrt{\frac{2}{n-2}}$
Estadístico pivote para construir intervalos	$t_{n-2} = \frac{\sqrt{n}(\hat{\beta}_0 - \beta_0)}{\hat{s}_R \sqrt{1 + \bar{x}^2 / S^2_x}}$	$t_{n-2} = \frac{\sqrt{n}(\hat{\beta}_1 - \beta_1) s_x}{\hat{s}_R}$	$\frac{(n-2)\hat{s}_R^2}{\sigma^2} \sim \chi^2_{n-2}$

Tab.1.7.- Estadísticos y contrastes en el modelo de regresión

De forma análoga como se establece en el análisis ANOVA, el residuo, en este caso la distancia entre el valor medido y_i para un valor x_i , y la estimación $\hat{y}_i$, para ese valor x_i de la recta, se divide en dos (Fig. 1.XX). Con estos valores la variación total (VT) se divide en: variación no explicada (VNE) y variación explicada (VE). La evaluación de la recta de regresión se establece mediante el coeficiente de regresión, R^2 , que relaciona VE con VT. Un valor de R^2 de 1 establece una relación lineal inequívoca. Un valor de R^2 de 0 establece la ausencia total de relación entre las variables.

Fig.1.37.- Descomposición de la variabilidad

$$42) R^2 = \frac{VE}{VT}$$

Si el valor de R^2 no es suficientemente alto, habría que transformar las variables para repetir el proceso. Se podría transformar la x , la y o ambas variables. Con las nuevas variables se forma de nuevo la recta de regresión, buscando un valor de R^2 próximo a 1.

Para determinar si dos rectas de regresión pueden ser consideradas iguales, han de serlo sus dos componentes, $\hat{\beta}_0$ y $\hat{\beta}_1$. Para ello se plantean las hipótesis de contraste de forma análoga a como se ha realizado en el proceso anterior. La hipótesis nula en cada caso, es la igualdad de cada uno de los estimadores de las rectas que se quieren comparar entre sí.

$$H_0: \hat{\beta}_{0.1} = \hat{\beta}_{0.2}; \hat{\beta}_{0.1} - \hat{\beta}_{0.2} = 0$$

$$H_0: \hat{\beta}_{1.1} = \hat{\beta}_{1.2}; \hat{\beta}_{1.1} - \hat{\beta}_{1.2} = 0$$

Si se confirma la hipótesis nula relativa a $\hat{\beta}_0$, significa que ambas rectas tienen el mismo punto de corte con el eje y . Si se confirma la hipótesis nula relativa a $\hat{\beta}_1$, significa que ambas rectas tienen la misma pendiente.

1.10.4.- Validación de hipótesis

Todo el aparataje matemático que soporta la teoría estadística, parte de dos premisas previas. Por ello es imprescindible comprobar en todo caso, que dichas premisas se cumplen. De no hacerlo, se podrían dar por buenas afirmaciones, que siendo numéricamente ciertas, que parten de planteamientos erróneos. Las dos premisas que han de cumplirse son:

- Todos los datos obtenidos son independientes (homocedasticidad)
- La muestra tiene que ser homogénea.

Para comprobar que estas dos premisas se cumplen es necesario realizar un diagnóstico, mediante el análisis de los residuos. En primer lugar, se tiene que realizar un gráfico de residuos. Este gráfico presenta los residuos distribuidos a lo largo de la toma de datos. Para que se valide la homocedasticidad de la muestra, los valores han de distribuirse de forma anárquica y sin ningún patrón. Esto se cumple cuando el espesor de la zona más ancha no excede más de 3 veces la zona más estrecha.

En segundo lugar, se tiene que hacer el Test de normalidad de los residuos. Cuando se estudia el comportamiento de una variable respecto uno o varios factores, a priori no se sabe si esto es así. Al trabajar con uno o varios factores, todos y cada uno de ellos, y los niveles en que se subdividan, cada uno de ellos tendrá su media y su desviación típica. Para que la muestra sea homogénea, todas las desviaciones típicas que se obtengan, sea cual sea el nivel del cual se obtengan, han de ser iguales.

El aparataje matemático que se ha desarrollado para verificar esta circunstancia consiste en comprobar que los residuos se comportan como una normal " $0, \sigma$ ". Existen varios métodos para determinar si esta afirmación es cierta. La aplicación informática Statsgraphics realiza el cálculo automático de 4 de estos métodos:

- Chi-cuadrado
- Shapiro-Wilks
- Sesgos (skewness)
- Kurtosis

Para todos ellos, el listado de resultados que arroja el programa facilita el valor del estadístico resultante de los cálculos, así como el P-Valor. Si el valor del P-Valor es inferior a 0,05 se acepta la hipótesis de que los datos analizados se comportan como una normal " $0, \sigma$ " con un nivel de confianza del 95%. De todos los métodos que plantea el

programa, se atenderá en primer lugar al método de la Chi-cuadrado para muestras superiores a 30 lecturas, y el Shapiro-Wilks para muestras inferiores a 30 datos. En caso de que no cumpla el método inicialmente previsto, se hará uso del resto de los métodos para validar esta hipótesis.

Comprobadas estas dos premisas de partida, se podrá dar validez a las afirmaciones que los estimadores estadísticos corroboren. Si al menos una de las opciones no se cumple, entonces no se podrán tener por ciertas las conclusiones a las que se llegue a través de los cálculos estadísticos.

CAPÍTULO 2.- OBJETIVOS - CHAPTER 2.- GOALS

Como se ha visto en el capítulo anterior, la tipología y dosificación concreta de un hormigón ligero, tiene una importancia capital en sus características mecánicas. La misma dosificación usando diferentes áridos, presenta unos parámetros mecánicos muy diferentes. Debido a lo anterior, la utilización estructural de un HLE exige su caracterización mecánica previa.

As it has showed in the previous chapter, the specific typology and mixture of the lightweight concrete has a main influence in the mechanical characteristic. The same mixture but different aggregate presents a quite different mechanical parameters. Due to this fact, the structural use a LWC must be tested in advance.

El presente trabajo se divide en varias partes. En primer lugar, se pretende la caracterización mecánica de dos dosificaciones diferentes de HLE. Por otro lado, y una vez conocidos su parámetros resistentes, la realización de unas vigas mixtas, alternando HC y HLE.

The current work is divided in several parts. The first one, the goal is the mechanical characterisation of two different mix of LWC. Later, once the mechanical behaviour is known, carrying out some multilayer beams, alternating LWC and CC.

En el HLE, el mortero es más rígido y resistente que el árido grueso. En el HC ocurre al contrario. Esto supone que algunos aspectos del comportamiento mecánico de un HLE sean distintos a los del HC. En este trabajo se ha efectuado una caracterización mecánica experimental de dos dosificaciones diferentes de HLE con el fin de:

The mortar is stiffer and more resistant than the aggregate in LWC. It is the opposite in CC. That means some facts of the mechanical behaviour of the LWC are different from CC ones. In this work two different mix of LWC have been experimental mechanical characterised in order to:

- i) obtener la resistencia a compresión y su módulo de elasticidad,
 - ii) obtener su resistencia a tracción a partir de las resistencias a tracción indirecta y a flexotracción,
 - iii) estudiar la evolución de las propiedades mecánicas anteriores con el tiempo,
 - iv) comprobar la adecuación de la medida indirecta de la resistencia a compresión y el módulo elástico mediante el esclerómetro y los ultrasonidos,
 - v) verificar si distintas normas son capaces de predecir los valores obtenidos experimentalmente.
-
- i) to obtain the compression strength and the elastic modulus,
 - ii) to obtain tensile strength through the Brazilian testing and the flexural strength testing.
 - iii) to study the evolution of the previous mechanical characteristics through the time,
 - iv) to confirm the validity of the indirect measure of the compression strength and the elastic modulus by the sclerometer and the ultrasound collector.
 - v) to verify the correlation of the predicted values by several regulations and the experimental test..

El HLE es más caro que un hormigón HC de la misma resistencia mecánica, por el mayor precio de los áridos ligeros, y la mayor riqueza en cemento. La utilización conjunta del HLE y HC en vigas podría optimizar las características de cada material. Es objetivo de este trabajo el estudio de las vigas mixtas de hormigón para determinar la composición más adecuada.

LWC is more expensive than CC for the same strength by the higher price of the lightweight aggregates and the biggest amount of cement. The use of both material, LWC and CC in beams could optimise the characteristics of each material. The goal of this work is the study of mix concrete beams to determine the optimal composition.

CAPÍTULO 3.- MATERIALES Y TÉCNICAS EMPLEADAS

- CHAPTER 3.- MATERIALS AND TECHNIQUES USED

El presente trabajo se divide en dos partes. En primer lugar, se pretende la caracterización mecánica de dos dosificaciones diferentes de HLE. Por otro, y una vez conocidos sus parámetros resistentes, la realización de unas vigas mixtas, alternando por capas HC y HLE. La primera parte de los ensayos se realizó en el Laboratorio de Materiales de Construcción “Félix Orús” de la Escuela Técnica Superior de Edificación de Madrid. La segunda parte se llevó a cabo en el Laboratorio de la Cátedra de Estructuras de Hormigón y Fábrica de la Vilnius Gedimino Technikos Universitetas (VGTU) de Vilnius (Lituania).

The present study is divided into two parts. Firstly, it seeks to obtain the mechanical characterization of two different dosages of lightweight structural concrete. Secondly, and once their strength parameters are known, some mixed beams are produced, with alternate layers of conventional concrete and lightweight structural concrete. The first part of the testing took place at the “Félix Orús” Building Materials Laboratory at the School of Building Construction, Technical University of Madrid. The second part took place at the Concrete Structures and Manufacturing Laboratory at the Vilnius Gedimino Technikos Universitetas (VGTU) in Vilnius (Lithuania).

3.1.- Materiales empleados - Materials used

3.1.1.- Ensayos de caracterización mecánica en la UPM - Mechanical characterization tests at UPM

Para la realización del presente trabajo, se han utilizado tres diferentes tipologías de hormigón. Por un lado, dos amasadas de HLE, con diferente dosificación y tipología de árido, y una tercera amasada, compuesta por un HC.

In order to carry out the present research, three different types of concrete have been used. On the one hand, two structural lightweight concrete (SLC) mixes, with different

dosages and types of aggregate, and a third mix, composed of a conventional concrete (CC)

El hormigón correspondiente al primer HLE (Amasada A), corresponde a una amasada realizada en la planta de la empresa LAFARGE en Oviedo, Asturias. Este hormigón pertenece a la gama de productos THERMEDIA. Su denominación según la Instrucción española (*Ministerio de Fomento, 2008*) es HLE-25/P/8/III. Para su fabricación se ha empleado cemento CEM III/A-42,5 NSR fabricado por LAFARGE, y un árido 4/8 Densidad 650 Kg/m³, suministrado por Weber. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.1:

The concrete corresponding to the first SLC, (Mix A), is a mix made at the LAFARGE plant in Oviedo, Asturias. This concrete belongs to the THERMEDIA product range. According to the Spanish Structural Concrete Code (*Ministry of Public Works, 2008*), its name is SLC-25/P/8/III. It was produced using CEM cement III/A-42.5 NSR manufactured by LAFARGE, and a 4/8 Density 650 Kg/m³ aggregate, supplied by Weber. The specific concrete dosage is shown in Table 3.1:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM III/A-42,5 NSR (TUDELA VEGUIN)	546
Arena	0/4 Densidad 700 Kg/m ³	350
Grava	4/8 Densidad 650 Kg/m ³	325
Agua	R a/c: 0,45	245
Aditivo 1	Superplastificante (PCP) 0,75%	4,1
Aditivo 2	Plastificante (1,5%)	8,2

Tab.3.1.- Dosificación del hormigón Amasada A -- *Concrete dosage Mix A*

El hormigón correspondiente al segundo HLE (Amasada B), corresponde a una amasada realizada en la planta de la empresa LAFARGE en Alcobendas, Madrid. Este hormigón pertenece a la gama de productos THERMEDIA. Su denominación según la Instrucción española (*Ministerio de Fomento, 2008*) es HLE-45/P/8/III. Para su fabricación se ha empleado cemento CEM I-52,5 R/SR fabricado por LAFARGE, y un árido natural ligero. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.2:

The concrete corresponding to the second SLC, (Mix B), is a mix made at the LAFARGE plant in Alcobendas, Madrid. This concrete belongs to the THERMEDIA product range. According to the Spanish Structural Concrete Code (*Ministry of Public Works, 2008*), its name is SLC-45/P/8/III. It was produced using CEM cement I-52.5

R/SR manufactured by LAFARGE, and a natural lightweight aggregate. The specific concrete dosage is shown in Table 3.2:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM I-52,5 R/SR ai Lafarge – Fca Villaluenga	500
Arena	AG-0/6 T-V (árido natural ligero)	965
Grava	AG-6/20-M-S-L (árido natural ligero)	415
Agua	R a/c: 0,35	175
Aditivo 1	Superplastificante (PCP) 0,75%	3,75

Tab.3.2.- Dosificación del hormigón Amasada B - *Concrete dosage Mix B*

Adicionalmente se realizó una tercera amasada de HC (Amasada C), corresponde a una amasada realizada el en la planta de la empresa LAFARGE en Alcobendas, Madrid. Este hormigón corresponde con la denominación más popular. Su denominación según la Instrucción española (Ministerio de Fomento, 2008) es HLE-25/P/20/II-a. Para su fabricación se ha empleado cemento CEM II/A-M(P-V) 42,5 R fabricado por LAFARGE, y un árido convencional. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.3.

In addition, a third CC mix was produced, (Mix C), which is a mix made at the LAFARGE plant in Alcobendas, Madrid. This concrete is the most popular type. According to the Spanish Structural Concrete Code (Ministry of Public Works, 2008), its name is SLC 25/P/20/II-a. It was produced using CEM cement II/A-M(P-V) 42.5 R manufactured by LAFARGE, and a conventional aggregate. The specific concrete dosage is shown in Table 3.3.

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM III/A-42,5 NSR (TUDELA VEGUIN)	290
Arena	0/4 Densidad	885
Grava	4/8 Densidad	1075
Agua	R a/c: 0,58	168
Aditivo	Plastificante	0,9

Tab.3.3.- Dosificación del hormigón Amasada C - *Concrete dosage Mix C*

Todas las probetas, una vez desmoldadas, fueron trasladadas desde las instalaciones de Lafarge, al Laboratorio de Materiales de Construcción “Félix Orús” de la Escuela Técnica Superior de Edificación de Madrid. En el Laboratorio se conservaron dentro de la cámara húmeda para controlar la curación, hasta el momento de la realización de los ensayos.

Once removed from their molds, each test piece was transferred from the Lafarge plant to the “Félix Orús” Building Materials Laboratory at the School of Building Construction, Technical University of Madrid. Once at the laboratory, they were stored in the humidity chamber in order to control the curing process, until the tests were to be carried out.

Cada una de las probetas se denominó siguiendo el patrón tipo XYZ α - β . X marca la tipología de hormigón, donde L indica HLE, y N HC. Y indica la amasada (A, B o C). Z el tipo de ensayo efectuado sobre la probeta (CB- compresión sobre probeta cilíndrica, CS-compresión sobre probeta prismática, T- tracción indirecta, F- flexotracción, S- retracción y B- vigas). α , la edad del ensayo en días (7, 14, 28, 90, 365 y ∞ , correspondiente a la retracción, donde se hacen mediciones periódicas sobre una misma probeta). Finalmente β indica el número de la probeta.

Each of the test pieces was named following the XYZ α - β pattern. X indicates the type of concrete, whilst L indicates SLC, and N indicates CC. Y indicates the mix (A, B or C). Z indicates the type of test performed on the test piece (CB – compression testing on cylindrical specimens, CS – compression testing on prismatic specimens, T – indirect tensile strength testing, F – flexural strength testing, S – shrinkage testing and B - beams). α indicates the age of the test in days (7, 14, 28, 90, 365 and ∞ corresponds to the shrinkage, where regular measurements are taken of the same test piece). Finally, β indicates the number of the test piece.

Todas las probetas de una misma tipología tienen todas las mismas dimensiones. Las probetas cilíndricas tienen un diámetro de 150 mm y una altura de 300 mm. Las probetas cúbicas tienen una arista de 150 mm. Las probetas prismáticas para ensayo a flexotracción tienen una base de 150x150 mm, y una altura de 600 mm. Las probetas prismáticas para ensayo de retracción tienen una base de 75x75 mm, y una altura de 285 mm.

All of the test pieces of a certain type have the same dimensions. The cylindrical specimens have a diameter measuring 150mm and a height of 300mm. The cubic specimens have edges measuring 150mm. The prismatic specimens for flexural strength testing have a base of 150mm x150mm, and a height of 600mm. The prismatic specimens for shrinkage testing have a base measuring 75mm x75mm, and a height of 285mm.

En paralelo a la realización de las probetas, se realizaron 2 vigas de 1,20 m de longitud y sección de 10x12cm (ancho x alto). La primera de las vigas contaba con una armadura

compuesta por 2 barras corrugadas Ø 8mm en la cara inferior, y la segunda, 2 barras corrugadas Ø 12mm también en la cara inferior. El acero empleado era del tipo B-500S. De estas vigas se utilizaron únicamente los hormigones correspondientes a las amasadas B y C.

In parallel to producing the specimens, two beams measuring 1.20m in length and with a cross section of 10cm x 12cm (width and height) were made. The first of the beams had a frame composed of two corrugated bars with a diameter of 8mm at the bottom, and the second had two corrugated bars with a diameter of 12mm at the bottom. The steel used was type B-500S. For these two beams, only concrete mixes B and C were used.

En las Tablas 3.4 a 3.15 se muestran el listado de las probetas que han sido ensayadas. En las columnas se indican para cada probeta, su geometría, peso y densidad.

Tables 3.4 to 3.15 contain the list of specimens which have been tested. There are columns indicating the geometry, weight and density of each specimen.

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LACB-7-1	8.020	1.513
LACB-7-2	8.053	1.519
LACB-7-3	7.950	1.500
LACB-14-1	7.995	1.508
LACB-14-2	8.004	1.510
LACB-14-3	8.031	1.515
LACB-28-1	8.021	1.513
LACB-28-2	8.094	1.527
LACB-28-3	7.987	1.507
LACB-90-1	8.042	1.517
LACB-90-2	7.983	1.506
LACB-90-3	7.963	1.502
LACB-365-1	8.003	1.510
LACB-365-2	7.829	1.477
LACB-365-3	7.932	1.496
LACS-7-1	5.120	1.517
LACS-7-2	5.120	1.517
LACS-7-3	5.120	1.517
LACS-14-1	5.100	1.511
LACS-14-2	5.100	1.511
LACS-14-3	5.100	1.511
LACS-28-1	5.050	1.496
LACS-28-2	5.050	1.496
LACS-28-3	5.025	1.489

LACS-90-1	5.059	1.499
LACS-90-2	5.037	1.492
LACS-90-3	4.994	1.480
LACS-365-1	4.961	1.470
LACS-365-2	5.003	1.482
LACS-365-3	5.000	1.481

Tab.3.4.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a compresión - *List of mix A specimens which underwent compression testing*

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LAF-7-1	20.500	1.519
LAF-7-2	20.487	1.518
LAF-14-1	20.400	1.511
LAF-14-2	20.395	1.511
LAF-28-1	20.450	1.515
LAF-28-2	20.410	1.512
LAF-90-1	20.732	1.536
LAF-365-1	20.310	1.504

Tab.3.5.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a flexotracción - *List of mix A specimens which underwent flexural strength testing*

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LAT-7-1	8.031	1.515
LAT-7-2	8.021	1.513
LAT-7-3	8.094	1.527
LAT-14-1	7.987	1.507
LAT-14-2	8.020	1.513
LAT-14-3	8.053	1.519
LAT-28-1	7.950	1.500
LAT-28-2	7.995	1.508
LAT-28-3	8.004	1.510
LAT-90-1	7.956	1.501
LAT-90-2	8.048	1.518
LAT-90-3	8.057	1.520
LAT-365-1	7.871	1.485
LAT-365-2	7.940	1.498
LAT-365-3	8.024	1.514

Tab.3.6.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a tracción indirecta - *List of mix A specimens which underwent indirect tensile strength testing*

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LAS- ∞ -1	2.266	1.413
LAS- ∞ -2	2.266	1.414
LAS- ∞ -3	2.286	1.423

Tab.3.7.- Listado de probetas de la amasada A ensayadas a retracción - *List of mix A specimens which underwent shrinkage testing*

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LBCB-7-1	10.875	2.051
LBCB-7-2	10.763	2.030
LBCB-7-3	10.839	2.045
LBCB-14-1	10.880	2.052
LBCB-14-2	10.921	2.060
LBCB-14-3	10.953	2.066
LBCB-28-1	10.887	2.054
LBCB-28-2	10.861	2.049
LBCB-28-3	10.906	2.057
LBCB-90-1	10.878	2.052
LBCB-90-2	10.837	2.044
LBCB-90-3	10.768	2.031
LBCS-7-1	7.035	2.084
LBCS-7-2	7.025	2.081
LBCS-7-3	7.058	2.091
LBCS-14-1	7.037	2.085
LBCS-14-2	7.102	2.104
LBCS-14-3	7.135	2.114
LBCS-28-1	7.054	2.090
LBCS-28-2	7.039	2.086
LBCS-28-3	7.102	2.104
LBCS-90-1	7.106	2.105
LBCS-90-2	7.234	2.143
LBCS-90-3	7.101	2.104

Tab.3.8.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a compresión - *List of mix B specimens which underwent compression testing*

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
LBF-7-1	27.700	2.052
LBF-7-2	26.900	1.993
LBF-14-1	28.100	2.081
LBF-14-2	27.600	2.044
LBF-28-1	28.100	2.081
LBF-28-2	28.100	2.081
LBF-90-1	28.050	2.078

Tab.3.9.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a flexotracción - List of mix B specimens which underwent flexural strength testing

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m³)
LBT-7-1	10.892	2.055
LBT-7-2	10.899	2.056
LBT-7-3	10.872	2.051
LBT-14-1	11.014	2.078
LBT-14-2	10.934	2.063
LBT-14-3	10.731	2.024
LBT-28-1	10.937	2.063
LBT-28-2	10.963	2.068
LBT-28-3	10.921	2.060
LBT-90-1	10.859	2.048
LBT-90-2	10.982	2.072
LBT-90-3	10.863	2.049

Tab.3.10.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a tracción indirecta - List of mix B specimens which underwent indirect tensile strength testing

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m³)
LBS- ∞ -1	2.943	1.835
LBS- ∞ -2	2.963	1.848
LBS- ∞ -3	1.975	1.856

Tab.3.11.- Listado de probetas de la amasada B ensayadas a retracción - List of mix B specimens which underwent shrinkage testing

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m³)
NCCB-28-1	12.549	2.367
NCCB-28-2	12.516	2.361
NCCB-28-3	12.478	2.354
NCCS-28-1	7.920	2.347
NCCS-28-2	7.972	2.362
NCCS-28-3	7.975	2.363

Tab.3.12.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a compresión - List of mix C specimens which underwent compression testing

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m³)
NCF-28-1	32.250	2.389
NCF-28-2	31.650	2.344

Tab.3.13.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a flexotracción - List of mix C specimens which underwent flexural strength testing

Probeta	Peso (g)	ρ (kg/m ³)
NCT-28-1	12.329	2.326
NCT-28-2	12.410	2.341
NCT-28-3	12.412	2.341

Tab.3.14.- Listado de probetas de la amasada C ensayadas a tracción indirecta - List of mix C specimens which underwent indirect tensile strength testing

Probeta	Tipo hormigón	Armado
LBB-28-1	Ligero	2Ø8
LBB-28-2	Ligero	2Ø12
NCB-28-1	Convencional	2Ø8
NCB-28-2	Convencional	2Ø12

Tab.3.15.- Listado de probetas armadas de la amasada B y C para ensayar a flexión - List of specimens reinforced with mixes B and C for bend strength testing

3.1.2.- Ensayos de vigas multicapa en la VGTU - Multi-layer beam testing at VGTU

Para la realización del presente trabajo, se han utilizado dos diferentes tipologías de hormigón. Por un lado, una dosificación de HLE, y por otro de un HC. Todo el hormigón se fabricó en el laboratorio de la cátedra de estructuras de hormigón y fábrica de la Vilnius Gedimino Technikos Universitetas (VGTU) de Vilnius (Lituania).

In order to carry out the present research, two different types of concrete have been used. On the one hand, one batch of structural lightweight concrete (SLC), and on the other hand, one batch of a conventional concrete (CC). All of the concrete was manufactured at the Concrete Structures and Manufacturing Laboratory at the Vilnius Gedimino Technikos Universitetas (VGTU) in Vilnius (Lithuania).

El hormigón correspondiente al HLE (Amasada E) se fabricó en una sola amasada. Su denominación según la Instrucción española (Ministerio de Fomento, 2008) es HLE-25/P/8/IIa. Para su fabricación se ha empleado cemento CEM II/A-LL 42,5 fabricado por AKMENES CEMENTAS, y un árido 4/8 Densidad 650 Kg/m³, suministrado por Weber. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.16:

The concrete corresponding to the SLC, (Mix E), was made in a single mixing. According to the Spanish Structural Concrete Code (*Ministry of Public Works, 2008*), its name is SLC-25/P/8/IIa. It was produced using CEM cement III/A-LL 42.5 manufactured

by AKMENES CEMENTAS, and a 4/8 Density 650 Kg/m³ aggregate, supplied by Weber. The specific concrete dosage is shown in Table 3.16:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM II/A-LL 42,5N	550
Arena	arcilla expandida 0/4	372
Grava	arceilla expandida 4/8	444
Agua	w/c : 0,45	248
Aditivo 1	Superplastificante BASF Glenium 115 - 0,8%	4,4

Tab.3.16.- Dosificación del hormigón Amasada E - *Concrete dosage Mix E*

El hormigón correspondiente al HC (Amasadas D y F) se realizó en dos amasadas. Con la primera se procedió a ejecutar la capa inferior de las vigas mixtas y una de las vigas monolíticas de HC. Con la segunda, la capa superior de las vigas mixtas y las otras dos vigas de HC. Su denominación según la Instrucción española (Ministerio de Fomento, 2008) es HA-25/P/16/Ila. Para su fabricación se ha empleado cemento CEM II/A-LL 42,5 fabricado por AKMENES CEMENTAS, y un árido calizo 4/16. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.17:

The concrete corresponding to the CC, (Mixes D and F), was made in two mixings. The first was used to make the base layer of the mixed beams and one of the CC monolithic beams. The second mixture was used to make the uppermost layer of the mixed beams and the other two CC beams. According to the Spanish Structural Concrete Code (*Ministry of Public Works, 2008*), its name is HA-25/P/16/Ila. It was produced using CEM cement III/A-LL 42.5 manufactured by AKMENES CEMENTAS, and a 4/8 limestone aggregate. The specific concrete dosage is shown in Table 3.17:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM II/A-LL 42,5N	350
Arena	0/4	920
Grava	4/16	980
Agua	w/c : 0,51	180
Aditivo 1	Superplastificante BASF Glenium 115 - 0,6%	2,1

Tab.3.17.- Dosificación del hormigón Amasada D y F - *Concrete dosage Mixes D and F*

Las vigas se han armado con una armadura de acero B-500S, con una resistencia en el límite elástico f_y de 500 MPa. La armadura está compuesta por dos barras corrugas de diámetro 14 mm en la cara inferior, y 2 barras corrugas de diámetro 6 mm en la cara superior. Se han dispuestos cercos de diámetro 6 mm situados a 15 cm de distancia en los

extremos de la viga, y no se han colocado cercos en el tercio central de la misma. En la Figura 3.1, se muestra un esquema del armado.

The beams were reinforced with a B-500S steel frame with an elastic limit f_y of 500 MPa. The frame is composed of two corrugated bars with a diameter of 14mm at the bottom, and two corrugated bars with a diameter of 6mm at the top. They feature 6mm diameter rings 15cm apart at the ends of the beam, no rings were placed in the central third. Figure 3.1, shows a model of the frame.

Fig.3.1.- Esquema de armado de vigas - *Beam reinforcement diagram*

Se han utilizado 4 configuraciones diferentes de viga, todas ellas de sección 15x30 cm y una longitud de 3,00 m. En la configuración A la totalidad de la sección es de HC. En la configuración B, se han establecido tres capas, siendo la inferior y la superior de 10 cm de HC, mientras que la capa central es de 10 cm de HLE. En la configuración C, se han establecido tres capas, siendo la inferior y la superior de 5 cm de HC, mientras que la capa central es de 20 cm de HLE. Por último, en la configuración D está formada enteramente por HLE. En la Figura 3.2 se muestra la configuración de las tipologías de vigas.

Four different beam configurations have been used, all with a cross section of 15cm x 30cm and a length of 3m. In configuration A, the entire cross section is made of CC. In configuration B, there are three layers, the base and uppermost layers being made of 10cm of CC, whilst the central layer is made of 10cm of SLC. In configuration C, there are three layers, the base and uppermost layers being made of 5cm of CC, whilst the central layer is made of 20cm of SLC. Lastly, configuration D is made entirely from SLC. Figure 3.2 shows the configuration of the beam types.

En la Figura 3.3 se muestra los moldes montados sobre la mesa de sacudidas. En las vigas multicapa, el hormigonado de las sucesivas capas se realizó de forma sucesiva, de

tal forma que concluido el vertido y vibrado de una capa, se procedía al amasado, vertido y vibrado de la siguiente. Para comprobar el espesor de cada capa, se creó una cruceta. En la Figura 3.4 se muestra como se comprueba el espesor de la capa hormigonado.

Figure 3.3 shows the molds arranged on the vibrating table. In the multi-layer beams, the concreting of the layers was carried out successively, such that when the pouring and vibrating of one layer was finished, the mixing, pouring and vibrating of the next one took place. In order to check the thickness of each layer, a cross brace was produced. Figure 3.4 shows how the thickness of the concrete layer is checked.

Fig.3.2.- Configuración de vigas mixtas - *Configuration of mixed beams*

Una de las vigas de la tipología BA se hormigonó excepcionalmente en dos fases. La parte inferior de la viga, hasta una altura aproximada de 20 cm se rellenó con hormigón proveniente de la primera amasada, mientras que la parte superior hasta alcanzar el canto total de 30 cm, se completó con hormigón proveniente de la segunda amasada. Esta viga fue ensayada en último lugar, y corresponde a la BA60.

As an exception, one of the type BA beams was poured in two phases. The lower part of the beam, was filled with concrete from the first mixing up to an approximate height of 20cm, whilst the upper part was completed with concrete from the second mixing until it reached a total of 30cm. This beam was tested at the end, and corresponds to beam BA60.

Fig.3.3.- Moldes de vigas montados sobre mesa de sacudidas - *Beam molds arranged on the vibrating table*

Fig.3.4.- Comprobación del espesor de la capa inferior en vigas mixtas - *Checking the thickness of the base layer in mixed beams*

Adicionalmente, y para cada amasada de hormigón, se han realizado 3 probetas cilíndricas, 8 cúbicas y 4 rectangulares para caracterizar el hormigón. Las probetas cilíndricas se ensayarán a compresión a los 28 días. Las probetas cúbicas también se ensayaron a compresión: 3 de las probetas a 28 días, 3 a 45 y 2 a 60. Las probetas prismáticas se ensayaron a flexotracción. 2 probetas se ensayaron a flexión a los 28 días. Las otras 2 probetas prismáticas se han implementaron con unos angulares metálicos con unas muescas para medir la retracción a lo largo del tiempo de los ensayos. Finalmente también fueron ensayados a flexotracción a los 60 días. En la Figura 3.5 se muestras las probetas para la caracterización del hormigón de las vigas.

Additionally, for each concrete mix, 3 cylindrical, 8 cubic and 4 rectangular samples were made to characterize the concrete. The cylindrical samples underwent compression testing after 28 days. The cubic samples also underwent compression testing: 3 of the

samples after 28 days, 3 after 45 days and 2 after 60 days. The prismatic samples underwent flexural strength testing. 2 samples underwent bend strength testing after 28 days. The other 2 prismatic samples were fitted with grooved metal angle brackets in order to measure shrinkage throughout the testing period. Finally, they also underwent flexural strength testing after 60 days. Figure 3.5 shows the samples for the characterization of the concrete used in the beams.

Fig.3.5.- Moldes de las probetas de caracterización del hormigón de las vigas - Molds for the samples produced for the characterization of the concrete used in the beams

Todas las probetas de una misma tipología tienen todas las mismas dimensiones nominales. Las probetas cilíndricas tienen un diámetro de 150 mm y una altura de 300 mm. Las probetas cúbicas tienen una arista de 100 mm. Las probetas prismáticas tienen una base de 100x100 mm, y una altura de 400 mm. Las probetas, una vez desmoldadas, se almacenaron protegidas de la desecación y se regaban diariamente para un curado homogéneo de todas las piezas (Figura 3.6).

All of the samples of the same type have the same nominal dimensions. The cylindrical samples have a diameter of 150mm and a height of 300mm. The cubic samples have a 100mm edge. The prismatic samples have a base measuring 100mm x100mm, and a height of 400mm. The samples, once they had been removed from their molds, were protected from drying out and stored and watered daily to ensure the uniform curing of all of the test pieces (Figure 3.6).

Fig.3.6.- Vigas almacenadas protegidas de la desecación - *Beams stored protected from drying out*

En las Tablas 3.18 a 3.20 se muestran las probetas que han sido ensayadas a compresión sobre probeta cilíndrica, a compresión sobre probeta cúbica y flexotracción. La nomenclatura del tipo XYZ α - β es la indicada en el caso anterior. En las columnas se indican para cada probeta, su denominación, peso, geometría y densidad.

Tables 3.18 to 3.20 show the cylindrical samples which underwent compression testing and the cubic samples which underwent compression testing and flexural strength testing. The nomenclature type XYZ α - β is the same as that set out in the previous case. There are columns indicating the name, weight, geometry and density of each specimen.

Piece	W (g)	X _{med}	Z _{med}	ρ (kg/m ³)
NDCB-28-1	12.383	149,4	290,4	2.432
NDCB-28-2	12.395	149,5	290,6	2.429
NDCB-28-3	12.363	149,5	289,5	2.434
LECB-28-2	6.549	149,2	292,2	1.282
LECB-28-3	7.066	149,6	295,9	1.358
NFCB-28-1	12.314	148,9	294,2	2.402
NFCB-28-2	12.154	149,3	295,2	2.352
NFCB-28-3	12.337	149,5	296,0	2.376
LECBD2-1	-	94,0	217,8	-
LECBD2-2	-	92,8	254,0	-
LECBD1-1	-	94,2	213,0	-

Tab.3.18.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de compresión sobre probeta cilíndrica. - *List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Compression testing on cylindrical samples.*

Piece	W (g)	X _{med}	Y _{med}	Z _{med}	ρ (kg/m ³)
NDCS-28-1	2.377	98,7	101,2	100,0	2.379
NDCS-28-2	2.453	100,7	101,2	100,9	2.386
NDCS-28-3	2.426	99,4	99,6	102,2	2.398
NDCS-45-1	2.344	99,8	99,9	100,3	2.347
NDCS-45-2	2.367	100,2	99,7	99,7	2.379
NDCS-45-3	2.449	100,7	101,1	100,8	2.388
NDCS-60-1	2.339	99,4	99,4	100,5	2.356
NDCS-60-2	2.345	99,9	99,9	99,3	2.368
LECS-28-1	1.309	99,4	101,7	100,3	1.291
LECS-28-2	1.386	101,2	100,1	101,6	1.347
LECS-28-3	1.445	101,8	100,6	101,5	1.390
LECS-45-1	1.376	102,5	102,3	100,3	1.309
LECS-45-2	910	97,6	97,9	102,1	933
LECS-45-3	1.055	101,7	86,4	100,3	1.198
LECS-60-1	1.028	101,7	102,1	101,0	980
LECS-60-2	1.054	101,4	100,8	102,5	1.007
NFCS-28-1	2.409	101,0	100,4	101,8	2.334
NFCS-28-2	2.394	100,6	100,6	101,2	2.338
NFCS-28-3	2.388	100,8	100,0	100,7	2.353
NFCS-45-1	2.367	100,5	100,1	101,1	2.329
NFCS-45-2	2.388	100,5	100,4	101,8	2.324
NFCS-45-3	2.428	100,8	101,1	102,5	2.326
NFCS-60-1	2.441	101,4	101,2	102,3	2.324
NFCS-60-2	2.381	101,2	100,6	100,4	2.330

Tab.3.19.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de compresión sobre probeta cúbica. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Compression testing on cubic samples.

Piece	W (g)	X _{med}	Y _{med}	Z _{med}	ρ (kg/m ³)
NDF-28-1	9.439	97,9	100,2	400,0	2.404
NDF-28-2	9.532	99,3	100,4	399,5	2.394
NDF-28-3	9.601	99,6	100,4	400,0	2.401
NDF-28-4	9.563	99,0	101,7	398,0	2.386
LEF-28-1	5.208	103,6	99,6	399,5	1.264
LEF-28-2	5.006	107,0	99,7	400,0	1.174
LEF-28-3	4.457	104,8	100,9	398,5	1.057
NFF-28-1	9.570	102,6	99,9	399,0	2.340
NFF-28-2	9.855	103,8	100,7	400,0	2.358
NFF-28-3	9.484	99,7	101,0	398,0	2.368
NFF-28-4	9.431	99,9	101,0	399,0	2.343
NDS-∞-1	9.450	98,5	100,7	400,0	2.382
NDS-∞-2	9.450	99,6	100,9	400,0	2.350
LES-∞-1	5.000	108,0	102,2	400,0	1.133
LES-∞-2	5.000	101,1	99,0	400,0	1.249
NFS-∞-1	9.450	99,3	99,9	400,0	2.382
NFS-∞-2	9.450	100,2	99,5	400,0	2.371

Tab.3.20.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BA, BB, BC y BD. Ensayos de flexotracción. - *List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BA, BB, BC and BD. Flexural strength testing.*

El hormigón ligero (Amasada E) resulto extraordinariamente segregado, ofreciendo unos valores anormalmente bajos. La segregación en las probetas era mayor que en las vigas. Por ellos, se decidió sacar unos testigos de las propias vigas de tipología BD (enteramente de HL) una vez ensayadas, en las zonas de menor trabajo.

The lightweight concrete, (Mix E), was extremely segregated, offering abnormally low values. The segregation in the samples was greater than in the beams. Due to this, it was decided that control samples should be taken from the type BD beams (entirely LC) once they had been tested, from the areas bearing the least weight.

Fig.3.7.- Probeta de amasada E altamente disgregada - Highly disintegrated Mix E sample

Fig.3.8.- Probeta testigo extraídas de las vigas ensayadas - Control sample extracted from the tested beams

Posteriormente, se realizaron 2 nuevas vigas de las tipologías C y D. A diferencia del caso exterior, se ha dejado pasar una semana entre el vertido de cada una de las capas sucesivas. Las nuevas vigas se denominan BE, para la que reproduce la tipología BC y BF, para la que comparte tipología con la viga BD.

Two new beams of types C and D were subsequently made. Unlike the previous case, a week was left between pouring each of the successive layers. The new beams are called BE, reproducing typologies BC and BF, and sharing the typology of beam BD.

El hormigón correspondiente al HLE de la segunda tanda de vigas (Amasada H) se fabricó en una sola amasada. Los materiales, lugar de ejecución y a proporción de los componentes del hormigón es igual al de la empleada anteriormente, salvo en la proporción del aditivo, que se empleó la mitad del caso anterior. La dosificación exacta del hormigón se muestra en la Tabla 3.21:

The SLC concrete used for the second batch of beams (Mix H) was produced in a single mixing. The materials, place of production and proportion of the concrete components are the same as those previously used, except for the proportion of the additive, instead using half the amount of the previous case. The exact concrete dosage is shown in Table 3.21:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM II/A-LL 42,5N	550
Arena	arcilla expandida 0/4	372
Grava	arceilla expandida 4/8	444
Agua	w/c : 0,45	248
Aditivo 1	Superplastificante BASF Glenium 115 - 0,8%	2,2

Tab.3.21.- Dosificación del hormigón Amasada H - *Concrete dosage Mix H*

El hormigón correspondiente al HC de la segunda tanda de vigas (Amasadas G y I) se realizó en dos amasadas. Con la primera se procedió a ejecutar la capa inferior de las vigas mixtas. Con la segunda, la capa superior de las vigas mixtas. Los materiales empleados y la dosificación, es la misma que la empleada en la ejecución de la anterior serie de vigas. La dosificación concreta del hormigón se muestra en la Tabla 3.22:

The CC concrete used for the second batch of beams (Mixes G and I) was produced in two mixings. The first was used for the base layer of the mixed beams. The second batch was used for the uppermost layer of the mixed beams. The materials and dosage used are the same as that used to produce the previous series of beams. The specific concrete dosage is shown in Table 3.22:

Material	Tipo	Cantidad (kg/m ³)
Cemento	CEM II/A-LL 42,5N	350
Arena	0/4	920
Grava	4/16	980
Agua	w/c : 0,51	180
Aditivo 1	Superplastificante BASF Glenium 115 - 0,6%	2,1

Tab.3.22.- Dosificación del hormigón Amasada G e I - Concrete dosage of Mixes G and I

Todas las probetas de una misma tipología tienen todas las mismas dimensiones nominales. Las probetas cilíndricas tienen un diámetro de 150 mm y una altura de 300 mm. Las probetas cúbicas tienen una arista de 100 mm. Las probetas prismáticas tienen una base de 100x100 mm, y una altura de 400 mm.

All of the samples of the same type have the same nominal dimensions. The cylindrical samples have a diameter of 150mm and a height of 300mm. The cubic samples have a 100mm edge. The prismatic samples have a base measuring 100mm x100mm, and a height of 400mm.

En las Tablas 3.23 a 3.24 se muestran las probetas que han sido ensayadas a compresión sobre probeta cilíndrica y flexotracción. La nomenclatura del tipo XYZ α - β es la indicada en el caso anterior. En las columnas se indican para cada probeta, su denominación, peso geometría y densidad.

Tables 3.23 to 3.24 show the cylindrical samples which underwent compression testing and flexural strength testing. The nomenclature type XYZ α - β is the same as that set out in the previous case. There are columns indicating the name, weight, geometry and density of each specimen.

Piece	W (g)	X _{med}	Z _{med}	ρ (kg/m ³)
NGCB-28-1	12.186	149,0	292,0	2.393
NGCB-28-2	12.374	149,0	295,0	2.406
NGCB-28-3	12.247	149,0	293,2	2.396
LHCB-28-1	7.691	149,0	298,0	1.480
LHCB-28-2	7.671	149,0	298,0	1.476
LHCB-28-3	7.748	149,0	299,0	1.486

Tab.3.23.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BE y BF. Ensayos de compresión sobre probeta cilíndrica. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BE and BF. Compression testing on cylindrical samples.

Piece	W (g)	X _{med}	Y _{med}	Z _{med}	ρ (kg/m ³)
NGF-28-1	9.406	100,3	101,4	398,8	2.320
NGF-28-2	9.232	99,3	100,0	400,7	2.320
NGF-28-3	9.199	100,1	84,9	400,3	2.706
LHF-28-1	5.940	103,1	102,2	398,0	1.416
LHF-28-2	5.992	104,4	100,1	399,7	1.435
LHF-28-3	5.538	100,6	99,1	400,0	1.390

Tab.3.24.- Listado de probetas de los ensayos de caracterización del hormigón de las vigas multicapa BE y BF. Ensayos de flexotracción. - List of samples for the concrete characterization tests for multi-layer beams BE and BF. Flexural strength testing.

3.2.- Técnicas empleadas - Techniques used

3.2.1.- Ensayos de caracterización mecánica en la UPM - Mechanical characterization tests at UPM

Todas las pruebas de resistencia mecánica se han realizado en el Laboratorio de Materiales de Construcción “Félix Orús” de la Escuela Técnica Superior de Edificación de Madrid. Para la caracterización mecánica del hormigón se han realizado ensayos destructivos a compresión, tracción indirecta y flexotracción. También se han realizado ensayos no destructivos de índice de rebote y ultrasonidos. Con el objetivo de comprobar la evolución en el tiempo de las características mecánicas del HLE, los ensayos se han realizado a las edades de 7, 14, 28, 90 y 365 días.

All of the mechanical resistance tests were carried out at the “Félix Orús” Building Materials Laboratory at the School of Building Construction, Technical University of Madrid. For the mechanical characterization of the concrete, destructive compression testing, indirect tensile strength testing and flexural strength testing was carried out. Non-destructive rebound index and ultrasound tests were also performed. With the objective of monitoring the evolution of the mechanical characteristics of the SLC over time, the tests were performed after 7, 14, 28, 90 and 365 days.

Además, se han realizado medidas para la determinación del acortamiento del hormigón por retracción. Dichas pruebas se han realizado en el laboratorio que la empresa Lafarge posee en Alcobendas (Madrid).

Furthermore, measurements were taken to determine the shortening of the concrete due to shrinkage. The said tests were performed at the Lafarge laboratory in Alcobendas (Madrid).

3.2.1.1.- Ensayos destructivos - Destructive tests

De cada tipología de probetas, y para las edades contempladas en el estudio, 7, 14, 28, 90 y 365 días, se han roto tres probetas cilíndrica y tres probetas cúbicas a compresión, tres probetas a tracción indirecta y dos probetas a flexotracción. Para cada grupo de tres

probetas ensayadas a compresión, aleatoriamente se monitorizaba una de ellas con galgas extensométricas para obtener las deformaciones longitudinales y transversales.

For each sample type, and for the ages considered in this study, 7, 14, 28, 90 and 365 days, three cylindrical and three cubic samples were broken by compression, three samples were broken by indirect tensile strength testing and two samples were broken by flexural strength testing. For each group of three samples that were compression tested, one of them was randomly monitored using strain gauges to measure the longitudinal and transverse deformations.

Las probetas se han ensayado, según corresponda, conforme a las normas UNE-EN12390-3 2009 (AENOR, 2009a) para ensayos a compresión, UNE-EN12390-5 2009 (AENOR, 2009b) para ensayos a flexotracción y UNE-EN12390-6 2010 (AENOR, 2010) para ensayos de tracción indirecta.

The samples were tested, as required, in accordance with regulations UNE-EN12390-3 2009 (AENOR, 2009a) for compression testing, UNE-EN12390-5 2009 (AENOR, 2009b) for flexural strength testing, and UNE-EN12390-6 2010 (AENOR, 2010) for indirect tensile strength testing.

La prensa utilizada ha sido en general una de tipo universal marca IBERTEST modelo MIB60-AM, equipada con software WINTEST 32. Esta prensa alcanza una carga máxima de 600 kN.

Generally, a universal press was used, which was made by IBERTEST, specifically model MIB60-AM, equipped with WINTEST 32 software. This press can achieve a maximum load of 600kN.

Fig.3.9.- Prensa tipo universal marca IBERTEST modelo MIB60-AM - Universal press, IBERTEST Brand, model MIB60-AM

Cuando se preveía una carga mayor para romper las probetas, se realizaban 3 ciclos de carga y descarga en esta prensa para determinar el módulo de elasticidad, para posteriormente romperse en una prensa de mayor tamaño. Esta segunda prensa es de hormigón marca ICON, equipada con software WINTEST 32. En el momento de la realización de la campaña de ensayos, únicamente indicaba la carga introducida. Esta prensa alcanza una carga máxima de 2.000 kN. Por esta razón, todas las probetas han de ser ensayadas en la primera prensa para poder determinar la deformación, y por tanto el módulo de elasticidad.

Where a bigger load was required to break the samples, three loading and unloading cycles were performed using this press in order to determine the elastic modulus and subsequently break the sample in a larger press. This second concrete press was made by ICON and equipped with WINTEST 32 software. At the time of performing the test campaign, it only displayed the load introduced. This press can achieve a maximum load of 2000kN. For this reason, all of the samples must be tested in the first press in order to be able to determine the deformation, and as such, the elastic modulus.

Fig.3.10.- Prensa ICON - ICON Press

Los ensayos se realizaron controlando la velocidad de desplazamiento. Para cada uno de los ensayos, la velocidad de aplicación de la carga fue de 0,0033 mm/s.

The tests were carried out whilst controlling the displacement velocity. For each test, the speed of application of the load was 0.0033mm/s.

En aquellas probetas en que adicionalmente a la deformación se estudiaba el índice de Poisson, se han utilizado unas galgas extensométricas de la marca HBM, modelo 6/120 LY41. La galga debe estar íntimamente ligada al hormigón para que ambas deformaciones sean idénticas. Por ello, el proceso de pegado es fundamental. Las galgas se han pegado a las probetas usando un pegamento bicomponente marca HBM modelo X60.

For those samples in which in addition to the deformation, the Poisson Index was studied, strain gauges manufactured by HBM were used, specifically model 6/120 LY41. The gauge must be closely attached to the concrete so that both deformations are identical. As such, the gluing process is fundamental. The gauges were glued to the samples using an HBM two-component adhesive, specifically model X60.

Para la recepción de los resultados, se ha utilizado un data logger.

In order to capture the results, a data logger was used.

Fig.3.11.- Data logger - Data logger

3.2.1.2.- Ensayos no destructivos - Non-destructive tests

Todas las probetas ensayadas en la prensa han sido previamente testadas de forma no destructiva para caracterizar sus propiedades mecánicas de forma indirecta. Los métodos empleados han sido el índice de rebote mediante esclerómetro y la velocidad de propagación de ultrasonidos. Las probetas se han ensayado conforme a la norma UNE-EN12504-2 (AENOR, (2013)) para el índice de rebote, y EN12504-4 (AENOR, (2006)) para la velocidad de propagación de ultrasonidos.

All of the samples tested in the press previously underwent non-destructive testing in order to indirectly characterize their mechanical properties. The methods used were the rebound index via sclerometer and the ultrasound propagation velocity. The samples were tested in accordance with regulations UNE-EN12504-2 (AENOR, (2013)) for the rebound index, and EN12504-4 (AENOR, (2006)) for the velocity of ultrasound propagation.

Para la determinación del índice de rebote se ha usado un esclerómetro fabricado por A. EISENHUT modelo N. De cada una de las probetas se realizaban 9 medidas sobre dos caras de la probeta.

In order to determine the rebound index, a sclerometer manufactured by A. EISENHUT, specifically model N, was used. For each sample, nine measurements were taken of two sides of the sample.

Fig.3.12.- Esclerómetro - Sclerometer

Para la determinación de la velocidad de propagación de ultrasonidos, se ha usado un Equipo de ultrasonido de la Ibertest modelo Ultrasonic tester E46. De cada una de las probetas se ha realizado una medida.

In order to determine the velocity of ultrasound propagations, Ibertest ultrasound equipment was used, specifically model Ultrasonic tester E46. For each sample, one measurement was taken.

Fig.3.13.- Captador de ultrasonidos - Ultrasound collector

La medida de la retracción se ha realizado en el laboratorio que la empresa Lafarge posee en Alcobendas (Madrid). Una vez realizadas las probetas se almacenan en cámara húmeda en condiciones de curado (20 °C y 95% de humedad) durante 1 día. Transcurridas las primeras 24 horas, se desmoldan las probetas y se mantienen en cámara

húmeda durante 7 días. Después de estos 7 días de curado húmedo, las probetas se mantienen en cámara de secado a $50 \pm 4\%$ de humedad relativa y $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

Shrinkage measurement was carried out at the laboratory which Lafarge has in Alcobendas (Madrid). Once the samples were produced, they were stored in the humidity chamber in curing conditions (20°C and 95% humidity) for one day. After twenty-four hours, the samples were removed from the molds and kept in the humidity chamber for 7 days. After these seven days of damp curing, the samples were kept in the drying chamber at $50 \pm 4\%$ of relative humidity and $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

El ensayo se lleva a cabo según la norma ASTM C 490 utilizando para ello un comparador, que mide en micras, y una barra de referencia fabricada en acero tratado poco sensible a los cambios de temperatura (Figura 3.14).

The testing was performed in accordance with regulation ASTM C 490, using a comparator, which measures in micra, and a reference rod manufactured from treated steel which is not very sensitive to temperature changes (Figure 3.14).

Fig.3.14.- Comparador con barra de calibración - Comparator with calibration bar

El proceso de medición es el siguiente: una vez desmoldadas las probetas, tras las primeras 24 horas, se realiza la primera medida que se tomará como valor inicial o cero. Para ello se sitúa la barra de referencia en el comparador, se tara a cero, se retira la barra y en su lugar se coloca la probeta a medir (Figura 3.15). Este proceso se repite con las tres probetas.

The measuring process was as follows: once the samples had been removed from the molds, after the first twenty-four hours, the first measurement was taken and considered to be the initial or zero value. In order to do this, the reference rod was placed in the comparator, it was adjusted to zero, the bar was removed and replaced by the sample which was to be measured (Figure 3.15). This process was repeated with the three samples.

Fig.3.15.- Medición de la retracción de una probeta - Measuring sample shrinkage

La sucesiva toma de datos se realiza inicialmente a tres días y posteriormente cada siete días, espaciando las medidas en el tiempo, es decir, cada catorce días, un mes, etc. ya que la retracción es menos significativa con el paso del tiempo.

The successive measurements were taken initially after three days and subsequently every seven days, spacing out the measurements over time, in other words, every fourteen days, every month, etc., since the shrinkage was less significant with the passing of time.

Al mismo tiempo que se procede a la medida de la retracción, se pesan las probetas con el fin de obtener la curva de pérdida de agua o secado del hormigón.

At the same time as measuring the shrinkage, the samples were measured with the objective of obtaining the curve of water loss or concrete drying.

3.2.2.- Ensayos de vigas multicapa en la VGTU - Multi-layer beam testing at VGTU

Todas las pruebas con vigas multicapa se han realizado en el Laboratorio de la Cátedra de Estructuras de Hormigón y Fábrica de la Vilnius Gedimino Technikos Universitetas

(VGTU) de Vilnius (Lituania). Adicionalmente a las vigas propiamente dichas, se han realizados ensayos de caracterización a la edad de ensayo de las vigas para comprobar los valores tomados en el cálculo de las vigas. De este modo, poder comparar los resultados esperados con los resultados obtenidos.

All of the tests involving multi-layer beams were performed at the Concrete Structures and Manufacturing Laboratory at the Vilnius Gediminas Technikos Universitetas (VGTU) in Vilnius (Lithuania). In addition to the beams themselves, characterization tests were carried out on the testing age of the beams in order to check the values taken in the calculation of the beams. As such, it was possible to compare the expected results with the results obtained.

Se han realizado ensayos destructivos de compresión y flexotracción, y ensayos no destructivos para medir el acortamiento del hormigón por retracción.

Destructive compression and flexural strength tests were performed, as well as non-destructive tests to measure the shortening of the concrete due to shrinkage.

3.2.2.1.- Ensayos destructivos - Destructive tests

De cada tipología de viga, se han ensayado un total de 3 probetas. Adicionalmente, y para caracterizar mecánicamente los hormigones empleados, de cada amasada se han roto 3 probetas cilíndricas, 8 cúbicas y 4 rectangulares para caracterizar el hormigón.

For each type of beam, a total of three samples were tested. In addition, and in order to mechanically characterize the concrete types used, three cylindrical samples, 8 cubic samples and 4 rectangular simple were broken for each mix.

Las probetas se han ensayado igualmente, conforme a las normas UNE-EN12390-3 2009 (AENOR, 2009a) para ensayos a compresión y UNE-EN12390-5 2009 (AENOR, 2009b) para ensayos a flexotracción. De esta forma los resultados pueden ser comparados directamente sin discrepancias por el proceso de ensayo.

The samples were tested in the same way, in accordance with regulations UNE-EN12390-3 2009 (AENOR, 2009a) for compression testing and UNE-EN12390-5 2009 (AENOR, 2009b) for flexural strength testing. As such, the results may be directly compared without any discrepancies due to the testing process.

Los ensayos se realizaron controlando la velocidad de carga. Para cada uno de los ensayos de compresión se utilizó una velocidad de aplicación de carga fue de 6,0 kN/s para las probetas de HC, y de 4,0 kN/s para las probetas de HL. Las piezas ensayadas a flexotracción se ensayaron controlando la velocidad de desplazamiento, utilizando una velocidad de 0,2 mm/min en todos los casos. Las vigas se ensayaron igualmente controlando la velocidad de desplazamiento, utilizando una velocidad de 0,02 mm/s.

The tests were carried out whilst controlling the load speed. For each of the compression tests, a load application speed of 6.0kN/s was used for the CC samples, and of 4.0kN/s for the SLC samples. The pieces which underwent flexural strength testing were tested whilst controlling the displacement velocity, using a velocity of 0.2mm/min in all cases. The beams were tested in the same way, by controlling the displacement velocity, using a velocity of 0.02mm/s.

La prensa utilizada para los ensayos de las vigas es de la marca “WALTER+BAI ag” modelo LFV-500, equipada con software “w+b Materials Testing Software DION”. Esta prensa alcanza una carga máxima de 5.000 kN. Dicha máquina controla tanto la carga como la velocidad del ensayo.

The press used for the beam tests was manufactured by “WALTER+BAI ag”, specifically model LFV-500, equipped with “w+b Materials Testing Software DION” software. This press can achieve a maximum load of 5000kN. This machine can control both the load and speed of the test.

Fig.3.16.- Prensa w+b modelo LFV-500 - w+b press, model LFV-500

El ensayo se complementó con extensómetros para medir la deformación longitudinal y el desplazamiento vertical. También se dispuso de una célula de carga para una medida más precisa de la carga aplicable. Para la recopilación de datos se utilizó un data logger de la marca “AHLBORN”, modelo AMEMO 5690, equipado con software “AMR WinControl”.

The test was complemented with strain gauges to measure the longitudinal deformation and vertical displacement. A load cell was also used in order to achieve a more accurate measurement of the applicable load. A data logger was used for data collection, specifically that manufactured by “AHLBORN”, model AMEMO 5690, equipped with “AMR WinControl” software.

Fig.3.17.- Data logger para la recopilación de datos conectado a ordenador - Data logger for the collection of data connected to a computer

Las vigas se ensayaron con una luz de apoyo de 2,50 m. La carga se aplicó a tercios de la luz entre apoyos. En la Figura 3.18 se muestra el esquema de carga de las vigas durante su ensayo.

The beams were tested using a photo light measuring 2.50m. The load was applied to thirds of the span between supports. Figure 3.18 shows the beam loading model during testing.

Fig.3.18.- Esquema de carga de vigas - *Beam loading diagram*

Las vigas monolíticas se monitorizaron con un total de 11 extensómetros, de forma simétrica. Se colocaron 2 sensores en la zona superior (4 y 5); 6 en la zona inferior, a la altura de la armadura: 2 bajo el punto de aplicación de la carga (3 y 15) y 4 en el centro de la viga (11, 12, 13 y 14); y 3 en la zona inferior: 2 a 20 cm del apoyo (18 y 20) y otro en el centro del vano (19).

The monolithic beams were monitored with a total of eleven strain gauges, arranged symmetrically. Two sensors were placed in the upper part (4 and 5); six in the lower part, at the height of the frame: two below the load application point (3 and 15) and four in the center of the beam (11, 12, 13 and 14); and three in the lower part: 2cm-20cm from the support (18 and 20) and another in the center of the span (19).

Fig.3.19.- Esquema de disposición de extensómetros en vigas monolíticas - *Diagram showing the arrangement of strain gauges in monolithic beams*

Las vigas multicapa se monitorizaron con un total de 20 extensómetros, de forma simétrica. Se colocaron 4 sensores en la zona de los apoyos (1, 2, 16 y 17); 1 sensor en la zona superior (4); 6 sensores en la zona central; 2 en la unión entre la capa superior y la capa intermedia (5 y 6) y 4 en la unión entre la capa intermedia y la capa inferior (7, 8, 9 y 10); 6 en la zona inferior, a la altura de la armadura: 2 bajo el punto de aplicación de la carga (3 y 15) y 4 en el centro de la viga (11,12,13 y 14); y 3 en la zona inferior: 2 a 20 cm del apoyo (18 y 20) y otro en el centro del vano (19).

The multi-layer beams were monitored with a total of twenty strain gauges, arranged symmetrically. Four sensors were placed in the area of the supports (1, 2, 16 and 17); one sensor in the upper part (4); six sensors in the central area; two at the join between the uppermost and intermediate layers (5 and 6) and four at the join between the intermediate and base layers (7, 8, 9 and 10); six in the lower part, at the height of the frame: two below the load application point (3 and 15) and four in the center of the beam (11, 12, 13 and 14); and three in the lower part: 2cm-20cm from the support (18 and 20) and another in the center of the span (19).

Fig.3.20.- Esquema de disposición de extensómetros en vigas multicapa - Diagram showing the arrangement of strain gauges in multi-layer beams

Para la medición del ancho de fisura durante el ensayo de las vigas se ha usado un microscopio óptico. La medición se realiza posicionando el visor sobre la superficie de la viga normal a su paramente. La medición se obtiene por la lectura en la pantalla calibrada. En la Figura 3.21 se muestra el modelo empleado.

An optical microscope was used to measure the width of the crack during the beam testing. The measurement was taken by placing the viewfinder on the surface of the beam. The measurement was obtained by reading the calibrated screen. Figure 3.21 shows the model used.

Fig.3.21.- Microscopio óptico usado para la medida del ancho de fisura - Optical microscope used to measure the width of the crack

La prensa utilizada para los ensayos a compresión alcanza una carga máxima de 1.000 kN, pero no cuenta con control de desplazamiento. Para medir las deformaciones es necesario implementar el ensayo colocando un anillo equipado con varios extensómetros. La medición de los extensómetros es recogida por un data logger.

The press used for compression testing can achieve a maximum load of 1000kN, but it does not have displacement control. In order to measure the deformations, it is necessary to carry out the test using a ring fitted with several strain gauges. The strain gauge measurements are collected by a data logger.

Fig.3.22.- Prensa de ensayos a compresión, complementada con el data logger y los extensómetros para medir los desplazamientos - Compression testing press, complemented by a data logger and the strain gauges for measuring displacement

El equipo utilizada para los ensayos de flexotracción es una prensa universal de la marca “WALTER+BAI ag” modelo LFM-100, equipada con software “w+b Materials Testing Software DION”. Esta prensa alcanza una carga máxima de 100 kN. Esta máquina cuenta con medición de la carga y desplazamiento.

The equipment used for flexural strength testing is a universal press manufactured by “WALTER+BAI ag”, specifically model LFM-100, equipped with “w+b Materials Testing Software DION”. This press can achieve a maximum load of 100kN. This machine features load and displacement measurement.

Fig.3.23.- Prensa de ensayos a flexotracción - Press for flexural strength testing

Realizada la primera tanda de ensayos de caracterización, se decidió variar el procedimiento de ensayos. Las probetas que tuviesen que ser ensayadas a compresión, se colocarían primeramente en la máquina universal de ensayos donde se realizan los ensayos de flexotracción, para determinar el módulo de elasticidad, para posteriormente ser ensayadas hasta rotura en la prensa. El método de trabajo es análogo al empleado en los ensayos realizados en España, para aquellas probetas que no podían ser ensayadas hasta rotura en la máquina universal de ensayos.

Once the first batch of characterization tests had been performed, a decision was made to change the test procedure. The samples which had to be compression tested would first be placed in the universal testing machine where the flexural strength testing was carried out, in order to determine the elastic modulus, before subsequently undergoing compression testing in the press. The work method is similar to that used in the tests

performed in Spain, for those samples that could not be compression tested in the universal testing machine.

3.2.2.2.- Ensayos no destructivos - Non-destructive tests

Se han colocados elementos fijos en el hormigón para la determinación del acortamiento por retracción del hormigón. Dichos elementos están colocados a una distancia nominal de 200 mm, colocados con la ayuda de unas puntas calibradas. Además de las probetas prismáticas, se han colocado estos elementos en una de las vigas de cada tipología.

Fixed elements were placed in the concrete in order to determine its shortening due to shrinkage. These elements are placed at a nominal distance of 200mm apart, fitted with the help of calibrated points. In addition to the prismatic samples, these elements have been placed in one of the beams of each type.

*Fig.3.24.- Elementos a insertar en las probetas prismáticas para la medición de la retracción -
Elements to be inserted in the prismatic samples for measuring shrinkage*

En las vigas realizadas conforme a la tipología A y D, con una sola tipología de hormigón, se han colocado dos líneas de medida, cada una de ellas coincidiendo con la posición de la armadura. Se ha denominado 1 a la línea de medida sobre la armadura inferior, y 2 a la línea de medida sobre la armadura superior.

In the beams produced in accordance with types A and D, using a single concrete type, two measurement lines have been added, each coinciding with the frame position. The

measurement line above the lower frame was called 1 and the measurement line above the upper frame was called 2.

En las vigas realizadas conforme a la tipología B y C, con sección multicapa, se han colocado 6 líneas de medición: 2 sobre las armaduras, 2 en el HC, junto al límite con el HLE, y 2 en el HLE, junto al límite con el HC. Se ha denominado 1 a la línea de medida sobre la armadura inferior, 2 a la colocada en la capa inferior de HC junto al límite con el HLE, 3 a la colocada en la parte inferior de la capa central de HLE junto al límite con el HC, 4 a la colocada en la parte superior de la capa central de HLE junto al límite con el HC, 5 a la colocada en la capa superior de HC junto al límite con el HLE y 6 sobre la armadura superior. En la Figura 3.25 se indica la posición de las líneas de medición del acortamiento por retracción en las vigas.

In the beams produced in accordance with types B and C, with a multi-layer section, six measurement lines have been added: two above the frames, two in the CC, next to the join with the SLC, and two in the SLC, next to the join with the CC. The measurement line above the lower frame was called 1, the measurement line in the lower layer of CC next to the join with the SLC was called 2, the measurement line in the lower part of the central SLC layer, next to the join with the CC was called 3, the measurement line in the upper part of the central SLC layer, next to the join with the CC was called 4, the measurement line in the upper layer of CC next to the join with the SLC was called 5 and the measurement line above the upper frame was called 6. Figure 3.25 shows the position of the lines for measuring the shortening of the beams due to shrinkage.

Fig.3.25.- Esquema de puntos de medición del acortamiento por retracción en las vigas -
Diagram showing points for measuring shortening of the beams due to shrinkage

Fig.3.26.- Disposición de líneas de medición del acortamiento por retracción en las vigas a) una sólo capa, b) multicapa) - Position of lines for measuring shortening of the beams due to shrinkage a) single layer, b) multi-layer

Para la medición del acortamiento por retracción del hormigón se ha usado un micrómetro marca Mitutoyo Corp, modelo ID-C112MXB. Para la utilización del mismo primeramente ha de realizarse una medida sobre una pieza calibrada con dos muestras, para poder eliminar el posible error en la medida causada por la dilatación térmica. El aparato está configurado para medir las diferencias entre los 200 mm teóricos de separación entre las muescas, y la medición real. La lectura que ofrece es la diferencia entre los teóricos 200 mm y la medida real. En la Figura 3.26 se muestra el modelo empleado.

In order to measure concrete shortening due to shrinkage, a micrometer manufactured by Mitutoyo Corp, specifically model ID-C112MXB, was used. To use this, a measurement must first be taken using a calibrated piece featuring two samples, in order to be able to eliminate possible measurement errors caused by heat expansion. The device is configured to measure the differences between the theoretical 200mm separating the

grooves, and the true measurement. The reading it offers is the difference between the theoretical 200mm and the true measurement. Figure 3.26 shows the model used.

*Fig.3.27.- Micrómetro usado para la medida del acortamiento del hormigón por retracción -
Micrometer used to measure concrete shortening due to shrinkage*

3.3.- Análisis estadístico - Statistical analysis

Todos los datos obtenidos de la experimentación, tanto los ensayos de caracterización realizados en España, como las vigas multicapa realizados en Lituania, han sido tratados estadísticamente. Todas las aseveraciones que se realizan, lo hacen a partir de dichos datos y vienen avaladas por los cálculos estadísticos. Para los cálculos se ha utilizado un valor de confianza del 95%. Cuando los resultados del cálculo estadístico no permitan confirmar la validez de una hipótesis por escaso margen, se ampliará excepcionalmente el valor al 90%. En caso de que con este margen si se cumpla, se hará constar expresamente al indicar la hipótesis.

All of the data obtained from the experiments, both the characterization testing performed in Spain, as well as the multi-layer beam testing carried out in Lithuania, has been analyzed statistically. All of the assertions made are based on the aforementioned data and supported by statistical calculations. A confidence value of 95% was used for the calculations. Where the results of statistical calculation do not permit the confirmation of the validity of an assumption by a slim margin, the value will be increased on an exceptional basis to 90%. In the event that the validity is confirmed using this margin, it will be expressly stated when setting out the assumption.

En la realización de los ensayos pueden aparecer valores erróneos, como consecuencia de alguna incidencia en la realización del mismo. Si se tienen en consideración estos valores, las conclusiones a las que se llegaría podrían ser erróneas. Cuando se tenga sospecha de la presencia de datos potencialmente erróneos, habrán de realizarse los cálculos por duplicado, incluyendo y excluyendo los datos. Se tomará por buena la que presente un mayor nivel de confianza.

When performing the tests, incorrect values may appear as a consequence of some incident which occurred when carrying out the tests. If these values are taken into account, the conclusions reached could be erroneous. Where it is suspected that potentially erroneous data may be present, the calculations must be repeated, including and excluding the data. The result which gives the highest level of confidence shall be used.

Todos los cálculos estadísticos se han realizado mediante la aplicación informática Statgraphics. Excepcionalmente se han realizados cálculos mediante la aplicación Excel, para poder obtener gráficas más fácilmente editables.

All of the statistical calculations have been performed using the Statgraphics computer application. In exceptional cases, calculations have been made using Excel, in order to obtain graphs which are easier to edit.

Para no tener en cuenta la posible interacción del efecto de la mano de obra en los valores de los ensayos, se ha sorteado el orden en que las muestras serían ensayadas. De esta manera los efectos de ser realizados al principio o al final del tiempo de trabajo, y las variaciones que por cansancio o atención pudieran surgir en los resultados quedan eliminados del sistema. El orden de la ejecución de las probetas es una variable bloque.

In order to disregard the possible interaction of the effect of workmanship on the test values, the order in which the samples would be tested was drawn at random. As such the effects associated with being tested first or last, and the variations associated with tiredness or failing attention, which could emerge in the results, were eliminated from the system. The order in which the samples were tested is a block variable.

CAPÍTULO 4.- RESULTADOS OBTENIDOS - RESULTS OBTAINED

A lo largo del presente capítulo, se presentan tanto los resultados obtenidos en los ensayos de caracterización mecánica, como de flexión de vigas multicapa. En las tablas y figuras se indican los valores resumidos de los ensayos realizados. En los anexos D1 a D15 se adjuntan los resultados completos de cada ensayo. Los resultados mostrados en el presente capítulo han sido parcialmente publicados en diversas publicaciones especializadas (Olmedo, F.I., Carrasco, F., de la Rosa, P., García, J., 2017), (Olmedo, F.I., Cobo, A., Navarro, F. & Vidal, M.A., 2015), (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2017) y (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., Llauro, N., 2018) y puestos a disposición de la comunidad científica en congresos. (Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A., 2016), (Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A., 2016), (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2016) (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2017), (Olmedo, F.I., Cobo, A. Valivonis, J., 2018).

This chapter details the results obtained in the mechanical characterization tests, as well as the flexural strength tests performed on multi-layer beams. The tables and figures contain the summarized values from the tests carried out. Annexes D1 to D15 contain the full results for each test. The showed results in the present work have been partially published in diverse specialised issues (Olmedo, F.I., Carrasco, F., de la Rosa, P., García, J., 2017), (Olmedo, F.I., Cobo, A., Navarro, F. & Vidal, M.A., 2015), (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2017) y (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., Llauro, N., 2018) and made available to the scientific community in Conferences (Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A., 2016), (Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A., 2016), (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2016) (Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., 2017), (Olmedo, F.I., Cobo, A. Valivonis, J., 2018).

4.1.- Ensayos de caracterización realizados en la UPM - Characterization tests performed at UPM

En las Tablas 4.1 a 4.25 se indican los resultados individualizados y los valores medios agrupados por tipología de hormigón y edad de los ensayos de caracterización realizados en España. Los valores medios para cada tipología de ensayo, dosificación de hormigón y edad, vienen representados en las Figuras 4.1 a 4.38.

Tables 4.1 to 4.25 set out the individual results and average values grouped by concrete type and the age of the characterization tests performed in Spain. The average values for each test type, concrete dosage and age are represented in Figures 4.1 to 4.38.

4.1.1.- Ensayos de caracterización mecánica a compresión - Mechanical characterization compression tests

4.1.1.1.- Amasada A - Mix A

4.1.1.1.1.- PROBETA CILÍNDRICA - CYLINDRICAL SAMPLE

Probeta	σ (Mpa)	E (Mpa)	ε (‰)	σ_{media}	E_{media}	ε_{media}
LACB-7-1	19,9	10997	1,81			
LACB-7-2	26,6	10629	2,59	23,2	11056,3	2,14
LACB-7-3	23,0	11543	2,03			
LACB-14-1	23,6	11618	2,07			
LACB-14-2	26,7	11445	2,53	25,6	11448,7	2,36
LACB-14-3	26,5	11283	2,50			
LACB-28-1	21,2	11624	1,80			
LACB-28-2	24,3	12045	2,05	24,1	11250,0	2,19
LACB-28-3	26,9	10081	2,73			
LACB-90-1	-	-	-			
LACB-90-2	27,7	21039	1,40	25,0	19170,5	1,40
LACB-90-3	22,3	17302	1,39			
LACB-365-1	24,9	11045	2,41			
LACB-365-2	-	-	-	20,5	9668,0	2,77
LACB-365-3	16,0	8291	3,14			

Tab.4.1.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A - Compression test on cylindrical sample. Mix A

Fig.4.1.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Tensión de rotura (σ) -
 Compression test on cylindrical sample. Mix A. Breaking strain (σ)

Fig.4.2.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Módulo elástico (E) -
 Compression test on cylindrical sample. Mix A. Elastic modulus (E)

Fig.4.3.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada A. Alargamiento de rotura (ε) -
Compression test on cylindrical sample. Mix A. Fracture elongation (ε)

4.1.1.1.2.- PROBETA CÚBICA - CÚBICA CUBIC SAMPLE

Probeta	σ (Mpa)	E (Mpa)	σ_{media}	E_{media}
LACS-7-1	25,0	6068		
LACS-7-2	24,6	6359	24,7	6361
LACS-7-3	24,6	6656		
LACS-14-1	24,5	6929		
LACS-14-2	24,1	6682	24,5	6827
LACS-14-3	24,9	6870		
LACS-28-1	35,1	6302		
LACS-28-2	37,0	6748	35,7	6441
LACS-28-3	35,0	6274		
LACS-90-1	-	-		
LACS-90-2	38,8	11945	41,6	13809
LACS-90-3	44,3	15672		
LACS-365-1	39,4	7157		
LACS-365-2	-	-	41,5	7285
LACS-365-3	43,5	7412		

Tab.4.2.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A - Compression test on cubic sample. Mix A

Fig.4.4.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A. Tensión de rotura (σ) -
Compression test on cubic sample. Mix A. Breaking strain (σ)

Fig.4.5.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada A. Módulo elástico (E) -
Compression test on cubic sample. Mix A. Elastic modulus (E)

4.1.1.2.- Amasada B - Mix B

4.1.1.2.1.- PROBETA CILÍNDRICA - CYLINDRICAL SAMPLE

Probeta	σ (Mpa)	E (Mpa)	σ (Mpa) _{media}	E (Mpa) _{media}
LBCB-7-1	23,3	-		
LBCB-7-2	56,7	15264	42,8	16083
LBCB-7-3	48,4	16901		
LBCB-14-1	35,0	27032		
LBCB-14-2	47,3	38074	44,9	31509
LBCB-14-3	52,5	29422		
LBCB-28-1	55,7	24537		
LBCB-28-2	41,4	27325	48,2	23637
LBCB-28-3	47,4	19049		
LBCB-90-1	43,0	25273		
LBCB-90-2	58,0	29886	52,3	26177
LBCB-90-3	55,9	23371		

Tab.4.3.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B - Compression test on
cylindrical sample. Mix B

Fig.4.6.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B. Tensión de rotura (σ) -
Compression test on cylindrical sample. Mix B. Breaking strain (σ)

Fig.4.7.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada B. Módulo elástico (E) -
Compression test on cylindrical sample. Mix B. Elastic modulus (E)

4.1.1.2.2.- PROBETA CÚBICA - CUBIC SAMPLE

Probeta	σ (Mpa)	E (Mpa)	σ (Mpa) _{media}	E (Mpa) _{media}
LBCS-7-1	55,8	7615		
LBCS-7-2	51,6	7532	52,8	7574
LBCS-7-3	51,0	-		
LBCS-14-1	57,7	4657		
LBCS-14-2	60,2	5161	55,6	6467
LBCS-14-3	48,8	9582		
LBCS-28-1	57,2	7372		
LBCS-28-2	61,6	8157	58,2	7558
LBCS-28-3	55,6	7146		
LBCS-90-1	62,8	11596		
LBCS-90-2	62,4	13725	62,0	17184
LBCS-90-3	60,8	26230		

Tab.4.4.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B - *Compression test on cubic sample. Mix B*

Fig.4.8.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - *Compression test on cubic sample. Mix B. Breaking strain (σ)*

Fig.4.9.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada B. Módulo elástico (E) -
Compression test on cubic sample. Mix B. Elastic modulus (E)

4.1.1.3.- Amasada C - Mix C

4.1.1.3.1.- PROBETA CÚBICA - CUBIC SAMPLE

Probeta	σ (Mpa)	σ (Mpa) _{media}
NCCS-28-1	47,5	45,0
NCCS-28-2	44,8	
NCCS-28-3	42,6	

Tab.4.5.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada C - Compression test on cubic
sample. Mix C

Fig.4.10.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada C. Tensión de rotura (σ) -
Compression test on cubic sample. Mix C. Breaking strain (σ)

4.1.2.- Ensayos de caracterización mecánica a tracción indirecta - Mechanical characterization indirect tensile strength tests

4.1.2.1.- Amasada A - Mix A

Probeta	σ (Mpa)	ε (‰)	σ (Mpa) _{media}	ε (‰) _{media}
LAT-7-1	2,3	1,76	2,1	1,80
LAT-7-2	1,9	2,29		
LAT-7-3	2,1	1,36		
LAT-14-1	2,5	1,81	2,6	1,55
LAT-14-2	2,3	1,29		
LAT-14-3	2,8	1,54		
LAT-28-1	-	-	2,6	1,56
LAT-28-2	2,7	1,70		
LAT-28-3	2,5	1,42		
LAT-90-1	3,3	3,99	2,5	2,66
LAT-90-2	2,3	1,78		
LAT-90-3	1,9	2,21		
LAT-365-1	2,5	6,81	2,3	6,37
LAT-365-2	2,1	5,54		
LAT-365-3	2,4	6,76		

Tab.4.6.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A - Indirect tensile strength test. Mix A

Fig.4.11.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Indirect tensile strength test. Mix A. Breaking strain (σ)

Fig.4.12.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada A. Alargamiento de rotura (ε) - *Indirect tensile strength test. Mix A. Fracture elongation (ε)*

4.1.2.2.- Amasada B - Mix B

Probeta	σ (Mpa)	ε (‰)	σ (Mpa) _{media}	ε (‰) _{media}
LBT-7-1	3,6	1,71	3,3	1,41
LBT-7-2	3,4	1,37		
LBT-7-3	2,8	1,16		
LBT-14-1	2,9	0,61	3,0	0,66
LBT-14-2	3,3	0,75		
LBT-14-3	2,9	0,61		
LBT-28-1	3,7	1,23	2,9	1,01
LBT-28-2	3,4	1,11		
LBT-28-3	1,7	0,71		
LBT-90-1	2,8	0,85	3,3	1,00
LBT-90-2	3,7	1,12		
LBT-90-3	3,5	1,02		

Tab.4.7.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B - *Indirect tensile strength test. Mix B*

Fig.4.13.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - Indirect tensile strength test. Mix B. Breaking strain (σ)

Fig.4.14.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada B. Alargamiento de rotura (ε) - Indirect tensile strength test. Mix B. Fracture elongation (ε)

4.1.2.3.- Amasada C - Mix C

Probeta	σ (Mpa)	ε (‰)	σ (Mpa) _{media}	ε (‰) _{media}
NCT-28-1	1,6	0,48	1,8	0,43
NCT-28-2	1,8	0,53		
NCT-28-3	1,9	0,29		

Tab.4.8.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C - Indirect tensile strength test. Mix C

Fig.4.15.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C. Tensión de rotura (σ) - *Indirect tensile strength test. Mix C. Breaking strain (σ)*

Fig.4.16.- Ensayo a tracción indirecta. Amasada C. Alargamiento de rotura (ε) - *Indirect tensile strength test. Mix C. Fracture elongation (ε)*

4.1.3.- Ensayos de caracterización mecánica a flexotracción - Mechanical characterization flexural strength tests

4.1.3.1.- Amasada A - Mix A

Probeta	σ (Mpa)	ε (‰)	σ (Mpa) _{media}	ε (‰) _{media}
LAF-7-1	-	-	2,6	0,40
LAF-7-2	2,6	0,40		
LAF-14-1	4,0	0,78	3,8	0,77
LAF-14-2	3,6	0,75		
LAF-28-1	4,2	1,09	4,3	1,04
LAF-28-2	4,3	0,99		
LAF-90-1	-	-	-	-
LAF-365-1	4,5	0,49	4,5	0,49

Tab.4.9.- Ensayo a flexotracción. Amasada A - Flexural strength test. Mix A

Fig.4.17.- Ensayo a flexotracción. Amasada A. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength test. Mix A. Breaking strain (σ)

Fig.4.18.- Ensayo a flexotracción. Amasada A. Alargamiento de rotura (ε) - *Flexural strength test. Mix A. Fracture elongation (ε)*

4.1.3.2.- Amasada B - Mix B

Probeta	σ (Mpa)	ε (‰)	σ (Mpa) _{media}	ε (‰) _{media}
LBF-7-1	4,0	1,09	4,1	0,79
LBF-7-2	4,2	0,49		
LBF-14-1	5,5	0,29	5,2	0,37
LBF-14-2	4,9	0,45		
LBF-28-1	4,8	0,28	5,2	0,31
LBF-28-2	5,5	0,34		
LBF-90-1	5,3	0,23	5,3	0,23

Tab.4.10.- Ensayo a flexotracción. Amasada B - *Flexural strength test. Mix B*

Fig.4.19.- Ensayo a flexotracción. Amasada B. Tensión de rotura (σ) - *Flexural strength test. Mix B. Breaking strain (σ)*

Fig.4.20.- Ensayo a flexotracción. Amasada B. Alargamiento de rotura (ϵ) - *Flexural strength test. Mix B. Fracture elongation (ϵ)*

4.1.3.3.- Amasada C - Mix C

Probeta	σ (Mpa)	ϵ (‰)	σ (Mpa) _{media}	ϵ (‰) _{media}
NCT-28-1	1,6	0,48	1,8	0,43
NCT-28-2	1,8	0,53		
NCT-28-3	1,9	0,29		

Tab.4.11.- Ensayo a flexotracción. Amasada C - *Flexural strength test. Mix C*

Fig.4.21.- Ensayo a flexotracción. Amasada C. Tensión de rotura (σ) - *Flexural strength test. Mix C. Breaking strain (σ)*

Fig.4.22.- Ensayo a flexotracción. Amasada C. Alargamiento de rotura (ϵ) - *Flexural strength test. Mix C. Fracture elongation (ϵ)*

4.1.4.- Ensayos de caracterización mecánica por esclerómetro - Mechanical characterization testing by sclerometer

4.1.4.1.- Amasada A - Mix A

Probeta	MA	σ_A (MPa)	MB	σ_B (MPa)	σ (MPa)
LACB-7-1	24	12,9	24	12,9	12,9
LACB-7-2	22	10,7	23	11,8	11,3
LACS-7-1	20	10,1	24	15,2	12,7
LACS-7-2	23	13,9	22	12,6	13,3
LACS-7-3	21	11,3	24	15,2	13,3
LAF-7-1	26	18,0	28	21,0	19,5
LAF-7-2	27	19,5	28	21,0	20,3
LAT-7-1	22	10,7	23	11,8	11,3
LAT-7-2	23	11,8	22	10,7	11,3
LAT-7-3	24	12,9	22	10,7	11,8

LACB-14-1	24	12,9	22	10,7	11,8
LACB-14-2	24	12,9	24	12,9	12,9
LACB-14-3	22	10,7	22	10,7	10,7
LACS-14-1	21	11,3	25	16,6	14,0
LACS-14-2	24	15,2	26	18,0	16,6
LACS-14-3	22	12,6	25	16,6	14,6
LAF-14-1	26	18,0	26	18,0	18,0
LAF-14-2	28	21,0	28	21,0	21,0
LAT-14-1	24	12,9	23	11,8	12,4
LAT-14-2	23	11,8	24	12,9	12,4
LAT-14-3	23	11,8	25	14,1	13,0
LACB-28-1	23	11,8	24	12,9	12,4
LACB-28-2	24	12,9	23	11,8	12,4
LACB-28-3	25	14,1	24	12,9	13,5
LACS-28-1	24	15,2	24	15,2	15,2
LACS-28-2	26	18,0	28	21,0	19,5
LACS-28-3	27	19,5	27	19,5	19,5
LAF-28-1	29	22,5	29	22,5	22,5
LAF-28-2	29	22,5	30	24,1	23,3
LAT-28-1	25	14,1	26	15,3	14,7
LAT-28-2	22	10,7	25	14,1	12,4
LAT-28-3	24	12,9	23	11,8	12,4
LACB-90-1	25	14,1	27	16,6	15,4
LACB-90-2	27	16,6	28	17,9	17,3
LACB-90-3	27	16,6	27	16,6	16,6
LACS-90-1	27	19,5	27	19,5	19,5
LACS-90-2	26	18,0	28	21,0	19,5
LACS-90-3	24	15,2	27	19,5	17,4
LAF-90-1	32	27,4	34	30,7	29,1
LAT-90-1	28	17,9	27	16,6	17,3
LAT-90-2	26	15,3	28	17,9	16,6
LAT-90-3	32	23,3	34	26,1	24,7
LACB-365-1	26	15,3	25	14,1	14,7
LACB-365-2	26	15,3	25	14,1	14,7
LACB-365-3	27	16,6	25	14,1	15,4
LACS-365-1	19	-	22	12,6	12,6
LACS-365-2	20	10,1	22	12,6	11,4
LACS-365-3	23	13,9	21	11,3	12,6
LAF-365-1	30	24,1	30	24,1	24,1
LAT-365-1	27	16,6	28	17,9	17,3
LAT-365-2	26	15,3	27	16,6	16,0
LAT-365-3	26	15,3	27	16,6	16,0

Tab.4.12.- Ensayo a esclerómetro. Amasada A - Sclerometer test. Mix A

Fig.4.23.- Ensayo a esclerómetro. Amasada A - *Sclerometer test. Mix A*

4.1.4.2.- Amasada B - Mix B

Probeta	MA	σA (MPa)	MB	σB (MPa)	σ (MPa)
LBCB-7-1	36	29,1	35	27,5	28,3
LBCB-7-2	37	30,6	37	30,6	30,6
LBCB-7-3	35	27,5	36	29,1	28,3
LBCS-7-1	35	32,4	38	37,7	35,1
LBCS-7-2	34	30,7	35	32,4	31,6
LBCS-7-3	34	30,7	35	32,4	31,6
LBF-7-1	41	43,2	40	41,3	42,3
LBF-7-2	39	39,5	40	41,3	40,4
LBT-7-1	39	33,6	36	29,1	31,4
LBT-7-2	36	29,1	35	27,5	28,3
LBT-7-3	35	27,5	36	29,1	28,3
LBCB-14-1	34	26,1	33	24,7	25,4
LBCB-14-2	34	26,1	33	24,7	25,4
LBCB-14-3	34	26,1	35	27,5	26,8
LBCS-14-1	31	25,7	32	27,4	26,6
LBCS-14-2	29	22,5	34	30,7	26,6
LBCS-14-3	30	24,1	29	22,5	23,3
LBF-14-1	39	39,5	37	36,0	37,8
LBF-14-2	38	37,7	38	37,7	37,7
LBT-14-1	34	26,1	35	27,5	26,8
LBT-14-2	36	29,1	32	23,3	26,2
LBT-14-3	32	23,3	31	21,8	22,6

LBCB-28-1	31	21,8	33	24,7	23,3
LBCB-28-2	36	29,1	37	30,6	29,9
LBCB-28-3	34	26,1	34	26,1	26,1
LBCS-28-1	35	32,4	36	34,2	33,3
LBCS-28-2	32	27,4	32	27,4	27,4
LBCS-28-3	34	30,7	36	34,2	32,5
LBF-28-1	37	36,0	39	39,5	37,8
LBF-28-2	39	39,5	39	39,5	39,5
LBT-28-1	35	27,5	34	26,1	26,8
LBT-28-2	33	24,7	34	26,1	25,4
LBT-28-3	34	26,1	31	21,8	24,0
LBCB-90-1	33	24,7	35	27,5	26,1
LBCB-90-2	35	27,5	39	33,6	30,6
LBCB-90-3	37	30,6	40	35,1	32,9
LBCS-90-1	34	30,7	35	32,4	31,6
LBCS-90-2	36	34,2	38	37,7	36,0
LBCS-90-3	38	37,7	39	39,5	38,6
LBF-90-1	41	43,2	42	45,0	44,1
LBT-90-1	32	23,3	38	32,0	27,7
LBT-90-2	34	26,1	37	30,6	28,4
LBT-90-3	34	26,1	33	24,7	25,4

Tab.4.13.- Ensayo a esclerómetro. Amasada B - Sclerometer test. Mix B

Fig.4.24.- Ensayo a esclerómetro. Amasada B - Sclerometer test. Mix B

4.1.4.3.- Amasada C - Mix C

Probeta	MA	σ_A (MPa)	MB	σ_B (MPa)	σ (MPa)
NCCB-28-1	33	24,7	32	23,3	24,0
NCCB-28-2	32	23,3	33	24,7	24,0
NCCB-28-3	31	21,8	29	19,1	20,5
NCCS-28-1	33	29,1	37	36,0	32,6
NCCS-28-2	34	30,7	34	30,7	30,7
NCCS-28-3	28	21,0	31	25,7	23,4
NCF-28-1	36	34,2	35	32,4	33,3
NCF-28-2	35	32,4	35	32,4	32,4
NCT-28-1	33	24,7	33	24,7	24,7
NCT-28-2	32	23,3	32	23,3	23,3
NCT-28-3	32	23,3	32	23,3	23,3

Tab.4.14.- Ensayo a esclerómetro. Amasada C - Sclerometer test. Mix C

Fig.4.25.- Ensayo a esclerómetro. Amasada C - Sclerometer test. Mix C

4.1.5.- Ensayos de caracterización mecánica por ultrasonido - Mechanical characterization testing by ultrasound

4.1.5.1.- Amasada A - Mix A

Probeta	V (m/s)	Eest (Mpa)	Eest _{media}
LACB-7-1	3,28	7.507	7.501
LACB-7-2	3,21	7.407	
LACB-7-3	3,22	7.241	
LACS-7-1	3,29	7.572	
LACS-7-2	3,33	7.664	
LACS-7-3	3,21	7.388	
LAF-7-1	3,29	7.586	
LAF-7-2	3,28	7.554	
LAT-7-1	3,25	7.459	
LAT-7-2	3,21	7.349	7.508
LAT-7-3	3,34	7.786	
LACB-14-1	3,31	7.528	
LACB-14-2	3,38	7.705	
LACB-14-3	3,35	7.688	
LACS-14-1	3,17	7.239	
LACS-14-2	3,18	7.261	
LACS-14-3	3,17	7.239	
LAF-14-1	3,32	7.581	7.469
LAF-14-2	3,34	7.623	
LAT-14-1	3,3	7.491	
LAT-14-2	3,3	7.553	
LAT-14-3	3,33	7.684	
LACB-28-1	3,32	7.600	
LACB-28-2	3,33	7.763	
LACB-28-3	3,33	7.559	
LACS-28-1	3,18	7.120	
LACS-28-2	3,19	7.142	
LACS-28-3	3,25	7.205	
LAF-28-1	3,33	7.641	7.469
LAF-28-2	3,34	7.634	
LAT-28-1	3,34	7.511	
LAT-28-2	3,21	7.301	7.469
LAT-28-3	3,37	7.682	

LACS-90-1	3,41	7.662	
LACS-90-2	3,4	7.573	
LACS-90-3	3,31	7.247	
LACB-90-1	3,39	7.801	
LACB-90-2	3,31	7.506	7.598
LACB-90-3	3,33	7.513	
LAF-90-1	3,5	8.254	
LAT-90-1	3,31	7.455	
LAT-90-2	3,31	7.629	
LAT-90-3	3,25	7.507	
LACS-365-1	3,44	7.433	
LACS-365-2	3,45	7.581	
LACS-365-3	3,43	7.528	
LACB-365-1	3,33	7.589	
LACB-365-2	3,43	7.481	7.536
LACB-365-3	3,39	7.589	
LAF-365-1	3,44	7.786	
LAT-365-1	3,27	7.208	
LAT-365-2	3,36	7.537	
LAT-365-3	3,33	7.629	

Tab.4.15.- Ensayo a ultrasonido. Amasada A - *Ultrasound test. Mix A*

Fig.4.26.- Ensayo a ultrasonido. Amasada A - *Ultrasound test. Mix A*

4.1.5.2.- Amasada B - Mix B

LBCB-7-1	3,99	16.791	
LBCB-7-2	4,02	16.570	
LBCB-7-3	3,95	16.512	
LBCS-7-1	4,1	17.814	
LBCS-7-2	3,97	17.200	
LBCS-7-3	4,08	17.843	16.658
LBF-7-1	3,79	15.956	
LBF-7-2	3,84	15.246	
LBT-7-1	3,9	16.463	
LBT-7-2	3,9	16.484	
LBT-7-3	3,89	16.361	
LBCB-14-1	3,92	16.511	
LBCB-14-2	3,99	16.933	
LBCB-14-3	3,95	16.862	
LBCS-14-1	3,96	17.216	
LBCS-14-2	3,99	17.668	
LBCS-14-3	4,01	17.922	16.995
LBF-14-1	3,96	17.157	
LBF-14-2	3,93	16.426	
LBT-14-1	3,95	17.050	
LBT-14-2	3,99	16.973	
LBT-14-3	3,96	16.226	
LBCB-28-1	4,08	17.207	
LBCB-28-2	4,14	17.377	
LBCB-28-3	3,97	16.802	
LBCS-28-1	4,02	17.561	
LBCS-28-2	4,09	17.791	
LBCS-28-3	4,18	18.509	17.462
LBF-28-1	4	17.330	
LBF-28-2	4,06	17.590	
LBT-28-1	4,12	17.536	
LBT-28-2	4,04	17.277	
LBT-28-3	4,03	17.103	
LBCB-90-1	4,19	17.642	
LBCB-90-2	4,17	17.426	
LBCB-90-3	4,03	16.627	
LBCS-90-1	4,03	17.865	
LBCS-90-2	4,13	18.974	17.504
LBCS-90-3	4,14	18.327	
LBF-90-1	4,1	17.700	
LBT-90-1	3,96	16.615	
LBT-90-2	3,9	16.736	
LBT-90-3	4,08	17.131	

Tab.4.16.- Ensayo a ultrasonido. Amasada B - *Ultrasound test. Mix B*

Fig.4.27.- Ensayo a ultrasonido. Amasada B - *Ultrasound test. Mix B*

4.1.5.3.- Amasada C **Mix C**

Probeta	V (m/s)	Eest (Mpa)	Eest _{tmedia}
NCCB-28-1	4,11	23.030	
NCCB-28-2	4,01	22.352	
NCCB-28-3	3,78	20.942	
NCCS-28-1	4,09	22.523	
NCCS-28-2	3,89	21.704	
NCCS-28-3	4,02	22.446	22.398
NCF-28-1	4,31	24.596	
NCF-28-2	4,2	23.085	
NCT-28-1	3,94	21.310	
NCT-28-2	4,05	22.194	
NCT-28-3	4,05	22.201	

Tab.4.17.- Ensayo a ultrasonido. Amasada C - *Ultrasound test. Mix C*

Fig.4.28.- Ensayo a ultrasonido. Amasada C - *Ultrasound test. Mix C*

4.1.6.- Ensayos de caracterización mecánica de la medición del acortamiento del hormigón por retracción - **Mechanical characterization tests measuring the shortening of concrete due to shrinkage**

4.1.6.1.- Amasada A - **Mix A**

Time	W (g)			
	LAS-∞-1	LAS-∞-2	LAS-∞-3	LAS-∞-media
1,0	2.265,8	2.266,2	2.286,2	2.272,7
3,1	2.240,1	2.240,5	2.260,1	2.246,9
7,1	2.201,3	2.202,8	2.224,6	2.209,6
10,1	2.184,4	2.185,6	2.206,3	2.192,1
14,1	2.174,2	2.175,4	2.196,5	2.182,0
21,0	2.163,2	2.165,1	2.186,5	2.171,6
28,0	2.158,5	2.160,0	2.181,7	2.166,7
35,0	2.153,2	2.154,8	2.176,8	2.161,6
42,0	2.149,9	2.151,2	2.173,1	2.158,1
48,9	2.146,8	2.148,4	2.170,4	2.155,2
56,1	2.140,8	2.142,4	2.164,6	2.149,3
63,0	2.139,6	2.141,2	2.163,6	2.148,1
69,8	2.137,3	2.138,7	2.160,9	2.145,6
77,0	2.135,2	2.136,6	2.159,1	2.143,6
85,0	2.133,1	2.134,5	2.157,0	2.141,5
111,8	2.125,8	2.127,2	2.149,7	2.134,2
126,0	2.124,1	2.125,5	2.148,0	2.132,5
141,9	2.121,9	2.123,3	2.146,0	2.130,4
160,8	2.119,7	2.121,1	2.143,7	2.128,2
195,8	2.118,2	2.119,8	2.142,6	2.126,9
304,0	2.115,6	2.117,1	2.139,9	2.124,2
359,8	2.113,8	2.115,4	2.138,3	2.122,5

Tab.4.18.- Pérdida de peso por secado. Amasada A - *Weight loss due to drying. Mix A*

Fig.4.29.- Evolución de la pérdida de peso por secado. Amasada A - Evolution of weight loss due to drying. Mix A

Time	Shrinkage (g)			
	LAS-∞-1	LAS-∞-2	LAS-∞-3	LAS-∞ media
1,0	2.885	2.834	2.880	2.866
3,1	2.884	2.832	2.876	2.864
7,1	2.867	2.815	2.860	2.847
10,1	2.849	2.797	2.842	2.829
14,1	2.834	2.782	2.826	2.814
21,0	2.813	2.761	2.803	2.792
28,0	2.794	2.743	2.783	2.773
35,0	2.774	2.723	2.763	2.753
42,0	2.761	2.711	2.750	2.741
48,9	2.748	2.698	2.737	2.728
56,1	2.729	2.679	2.719	2.709
63,0	2.721	2.671	2.710	2.701
69,8	2.712	2.662	2.702	2.692
77,0	2.699	2.650	2.689	2.679
85,0	2.686	2.636	2.676	2.666
111,8	2.660	2.609	2.650	2.640
126,0	2.652	2.602	2.644	2.633
141,9	2.650	2.599	2.641	2.630
160,8	2.646	2.596	2.638	2.627
195,8	2.638	2.589	2.632	2.620
304,0	2.619	2.569	2.612	2.600
359,8	2.624	2.537	2.616	2.592

Tab.4.19.- Medición de la retracción. Amasada A - Shrinkage measurement. Mix A

Fig.4.30.- Evolución de la retracción. Amasada A - Shrinkage evolution. Mix A

4.1.6.2.- Amasada B

Time	W (g)			
	LAS- ∞ -1	LAS- ∞ -2	LAS- ∞ -3	LAS- ∞ media
1,0	2.942,5	2.963,3	2.975,2	2.960,3
4,0	2.949,0	2.969,7	2.981,5	2.966,7
7,1	2.950,8	2.971,2	2.983,4	2.968,5
14,0	2.925,3	2.946,9	2.957,8	2.943,3
25,0	2.913,4	2.935,6	2.947,1	2.932,0
28,0	2.911,0	2.933,2	2.944,9	2.929,7
35,0	2.907,8	2.929,7	2.940,7	2.926,1
42,0	2.904,5	2.926,7	2.938,0	2.923,1
49,0	2.901,7	2.923,8	2.935,1	2.920,2
56,0	2.899,7	2.921,7	2.932,9	2.918,1
70,9	2.895,4	2.917,3	2.928,2	2.913,6
99,0	2.887,0	2.908,8	2.919,4	2.905,1
133,0	2.883,7	2.905,1	2.915,0	2.901,3
158,9	2.881,5	2.902,7	2.911,9	2.898,7
200,9	2.880,5	2.901,5	2.910,2	2.897,4

Tab.4.20.- Pérdida de peso por secado. Amasada B - *Weight loss due to drying. Mix B*

Fig.4.31.- Evolución de la pérdida de peso por secado. Amasada B - *Evolution of weight loss due to drying. Mix B*

Time	Shrinkage (g)			
	LAS-∞-1	LAS-∞-2	LAS-∞-3	LAS-∞ _{media}
1,0	2.774	2.776	2.787	2.779
4,0	2.781	2.782	2.799	2.787
7,1	2.750	2.778	2.782	2.770
14,0	2.682	2.714	2.730	2.709
25,0	2.622	2.653	2.670	2.648
28,0	2.615	2.643	2.659	2.639
35,0	2.601	2.627	2.641	2.623
42,0	2.594	2.621	2.635	2.617
49,0	2.585	2.612	2.625	2.607
56,0	2.584	2.611	2.624	2.606
70,9	2.572	2.598	2.610	2.593
99,0	2.559	2.585	2.596	2.580
133,0	2.565	2.591	2.598	2.585
158,9	2.556	2.582	2.592	2.577
200,9	2.555	2.581	2.588	2.575

Tab.4.21.- Medición de la retracción. Amasada B - Shrinkage measurement. Mix B

Fig.4.32.- Evolución de la retracción. Amasada B - Shrinkage evolution. Mix B

4.1.7.- Vigas - Beams

4.1.7.1.- Amasada B - Mix B

Probeta		N (KN)	M (KNm)	δ (mm)	E (J)	K (EI)
LBB-28-1	Fis	7,42	1,24	1,20	8,17	6,71
	Pla	27,64	4,61	9,81	162,08	2,30
	U	32,56	5,43	35,58	999,16	0,19
LBB-28-2	Fis	4,92	0,82	1,14	4,64	4,18
	Pla	51,18	8,53	13,42	352,24	3,85
	U	55,35	9,23	20,37	743,77	1,89

Tab.4.22.- Valores característicos del ensayo a flexión. Amasada B - *Characteristic values of flexural strength testing. Mix B*

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.33.- Gráfico carga-desplazamiento. Amasada B - *Load-displacement graph. Mix B*

Probeta	a (mm)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
LBB-28-1	ϵ_C	0	137	237	306	391	483	575	636	630	625	603
	ϵ_T	0	-286	-301	-269	-254	-257	-270	-229	-203	-204	-205
	ν	0,00	2,08	1,27	0,88	0,65	0,53	0,47	0,36	0,32	0,33	0,34
LBB-28-2	ϵ_C	0	177	382	574	755	957	1173	1380	1492	1509	1543
	ϵ_T	0	-83	-105	-114	-136	-142	-123	-121	-135	-130	-124
	ν	0,00	-0,47	-0,27	-0,20	-0,18	-0,15	-0,10	-0,09	-0,09	-0,09	-0,08

Tab.4.23.- Lecturas de las galgas extensométricas durante el ensayo a flexión. Amasada B - *Strain gauge readings during flexural strength testing. Mix B*

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.34.- Gráfico carga-desplazamiento horizontal. Amasada B - Load-horizontal displacement graph. Mix B

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.35.- Gráfico desplazamiento vertical -desplazamiento horizontal. Amasada B - Vertical displacement-horizontal displacement graph. Mix B

4.1.7.2.- Mix C

Probeta		N (kN)	M (kNm)	δ (mm)	E (J)	K (EI)
NCB-28-1	Fis	7,37	1,23	1,13	5,84	6,75
	Pla	26,83	4,47	10,52	172,24	2,11
	U	29,80	4,97	31,78	853,19	0,13
NCB-28-2	Fis	9,37	1,56	1,66	8,78	5,60
	Pla	54,97	9,16	13,80	410,02	3,83
	U	57,07	9,51	15,04	676,39	0,20

Tab.4.24.- Valores característicos del ensayo a flexión. Amasada B - Characteristic values of flexural strength testing. Mix C

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.36.- Gráfico carga-desplazamiento. Amasada C - Load-displacement graph. Mix C

Probeta	a (mm)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
NCB-28-1	ϵ_C	0	137	237	304	394	486	573	636	630	625	604
	ϵ_T	0	-286	-301	-272	-254	-257	-271	-229	-203	-204	-205
	ν	0,00	2,08	1,27	0,90	0,64	0,53	0,47	0,36	0,32	0,33	0,34
NCB-28-2	ϵ_{C1}	0	377	760	1009	1308	1556	1799	2046	2240	2485	2827
	ϵ_{C2}	0	292	531	735	953	1149	1358	1551	1598	1690	1747
	ϵ_T	0	-118	-35	-63	-37	-13	31	0	6	-286	-147
	ν	0,00	0,31	0,05	0,06	0,03	0,01	-0,02	0,00	0,00	0,12	0,05

Tab.4.25.- Lecturas de las galgas extensométricas durante el ensayo a flexión. Amasada C - Strain gauge readings during flexural strength testing. Mix C

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.37.- Gráfico carga-desplazamiento horizontal. Amasada C - Load-horizontal displacement graph. Mix C

Armado 2Ø8 - Reinforcement 2Ø8

Armado 2Ø12 - Reinforcement 2Ø12

Fig.4.38.- Gráfico desplazamiento vertical -desplazamiento horizontal. Amasada C - Vertical displacement-horizontal displacement graph. Mix C

4.2.- Ensayos de vigas multicapa realizados en la VGTU - Multi-layer beam testing performed at VGTU

En las Tablas 4.26 a 4.38 se indican los resultados individualizados y los valores medios agrupados por tipología de hormigón y edad de los ensayos de caracterización realizados en España. Los valores medios para cada tipología de ensayo, dosificación de hormigón y edad, vienen representados en las Figuras 4.39 a 4.60.

Tables 4.26 to 4.38 set out the individual results and average values grouped by concrete type and the age of the characterization tests performed in Lithuania. The average values for each test type, concrete dosage and age are represented in Figures 4.39 to 4.60.

4.2.1.- Ensayos de caracterización mecánica del hormigón empleado - Mechanical characterization testing of the concrete used

Simultáneamente al estudio de las vigas multicapa, se realizaron ensayos de caracterización mecánica del hormigón empleado, correspondiente a las amasadas, D, E, F, G, H e I. Los valores obtenidos se utilizaron para el cálculo analítico de las vigas.

At the same time as studying the multi-layer beams, mechanical characterization tests were performed on the concrete used, using mixes D, E, F, G, H and I. The values obtained were used for analytical calculations related to the beams.

4.2.1.1.- Ensayos de caracterización mecánica a compresión - Mechanical characterization testing by compression

Piece	σ (Mpa)	E (Mpa)	ϵ_{Rot} (‰)	σ_{media}	E_{media}	$\epsilon_{Rot,media}$
NDCB-28-1	47,5	32.869	3,56			
NDCB-28-2	45,0	32.035	3,55	46,24	33.248	3,27
NDCB-28-3	46,2	34.840	2,71			
LECB-28-2	-	-	-	6,19	7.942	1,22
LECB-28-3	6,2	7.942	1,22			
NFCB-28-1	35,0	21.979	3,41			
NFCB-28-2	33,6	22.150	3,03	34,28	22.422	3,20
NFCB-28-3	34,2	23.138	3,17			
LECBD-45-1	8,7	9.184	2,03	6,50	7.808	1,85
LECBD-45-2	4,3	6.431	1,67			
LECBD-60-1	14,2	21.202	0,74	14,15	21.202	0,74
NGCB-28-1	23,3	-	-			
NGCB-28-2	24,5	-	-	24,31	-	-
NGCB-28-3	25,1	-	-			
LHCB-28-1	19,9	-	-			
LHCB-28-2	22,3	-	-	21,27	-	-
LHCB-28-3	21,6	-	-			

Tab.4.26.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I.

Fig.4.39.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Tensión de rotura (σ) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Breaking strain (σ)

Fig.4.40.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Módulo elástico (E) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Elastic modulus (E)

Fig.4.41.- Ensayo a compresión en probeta cilíndrica. Amasada D, E, F, G, H e I. Alargamiento de rotura (ϵ) - Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Fracture elongation (ϵ)

Piece	σ (Mpa)	E (Mpa)	ϵ_{Rot} (‰)	σ_{media}	Rec (%)	E_{media}	$\epsilon_{Rot,media}$
NDCS-28-1	60,4	-	-				
NDCS-28-2	55,6	-	-	56,0	14,84%	-	-
NDCS-28-3	52,1	-	-				
NDCS-45-1	60,6	-	-				
NDCS-45-2	60,0	-	-	60,2	1,11%	-	-
NDCS-45-3	60,1	-	-				
NDCS-60-1	60,0	66.058	1,46	61,4	4,82%	67.487	1,20
NDCS-60-2	62,9	68.916	0,94				
LECS-28-1	14,1	-	-				
LECS-28-2	18,2	-	-	17,8	39,62%	-	-
LECS-28-3	21,1	-	-				
LECS-45-1	17,8	-	-				
LECS-45-2	5,2	-	-	9,9	127,05%	-	-
LECS-45-3	6,8	-	-				
LECS-60-1	5,0	6.469	0,77	4,1	45,85%	6.254	2,34
LECS-60-2	3,2	6.038	3,92				
NFCS-28-1	41,4	-	-				
NFCS-28-2	40,3	-	-	40,4	4,93%	-	-
NFCS-28-3	39,4	-	-				
NFCS-45-1	37,9	-	-				
NFCS-45-2	38,6	-	-	39,7	11,50%	-	-
NFCS-45-3	42,5	-	-				
NFCS-60-1	42,2	44.925	1,57	42,9	2,96%	45.674	1,42
NFCS-60-2	43,5	46.422	1,27				

Tab.4.27.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I - *Compression testing of cylindrical specimen. Mixes D, E, F, G, H and I.*

Fig.4.42.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Tensión de rotura (σ) - *Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Breaking strain (σ)*

Fig.4.43.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Módulo elástico (E) - Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Elastic modulus (E)

Fig.4.44.- Ensayo a compresión en probeta cúbica. Amasada D, E, F, G, H e I. Alargamiento de rotura (ϵ) - Compression testing of cubic specimen. Mixes D, E, F, G, H and I. Fracture elongation (ϵ)

4.2.1.2.- Ensayos de caracterización mecánica a flexotracción - Mechanical characterization by flexural strength testing

Piece	σ (Mpa)	δ (mm)	σ_{media}	δ_{media}
NDF-28-1	5,0	0,87	5,2	0,86
NDF-28-2	5,0	1,28		
NDF-28-3	6,2	0,66		
NDF-28-4	4,9	0,63		
LEF-28-1	0,7	0,26	1,0	0,94
LEF-28-2	1,4	1,61		
LEF-28-3	1,0	0,71		
NFF-28-1	4,6	0,67	4,4	0,63
NFF-28-2	4,1	0,53		
NFF-28-3	4,7	0,61		
NFF-28-4	4,4	0,71		
NDS-∞-1	5,7	0,72	5,9	0,68
NDS-∞-2	6,1	0,65		
LES-∞-1	2,3	0,50	2,4	0,48
LES-∞-2	2,5	0,46		
NFS-∞-1	5,1	0,53	5,2	0,56
NFS-∞-2	5,3	0,59		

Tab.4.28.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F - Flexural strength testing. Mixes D, E and F

*** Los ensayos de flexotracción de las amasadas G y H, no pudieron hacerse por realizarse una inspección de calibración en el momento en que temporalmente correspondía. Se decidió no realizarlos en otro momento, para no obtener datos que no se correspondiesen con la edad de testado de las vigas.

*** Flexural strength testing was not performed for mixes G and H as a calibration inspection was being carried out at the designated testing time. It was decided that the tests would not be performed at another time in order to avoid obtaining data that was inconsistent with the testing age of the beams.

Fig.4.45.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F. Tensión de rotura (σ) - Flexural strength testing. Mixes D, E and F. Breaking strain (σ)

Fig. 4.46.- Ensayo a flexotracción. Amasada D, E y F. Deformada (δ) - Flexural strength testing. Mixes D, E and F. Deformed (δ)

4.2.1.3.- Ensayos de caracterización mecánica a retracción - Mechanical characterization by shrinkage testing

Time	Shrinkage					
	D1	D2	E1	E2	F1	F2
0,00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,21	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,33	4,200E-05	8,480E-05	-2,170E-05	-1,790E-05	0,000E+00	-8,830E-05
0,88	8,070E-05	1,347E-04	7,330E-05	-4,560E-05	0,000E+00	-2,780E-05
1,00	8,750E-05	1,563E-04	7,670E-05	-8,150E-05	0,000E+00	-3,760E-05
1,29	9,420E-05	1,530E-04	1,117E-04	-1,238E-04	-1,140E-05	-5,060E-05
1,88	7,070E-05	1,347E-04	5,670E-05	-1,808E-04	-3,570E-05	-5,060E-05
3,88	5,380E-05	1,131E-04	1,083E-04	-2,248E-04	-2,600E-05	-5,230E-05
4,88	5,050E-05	9,140E-05	1,367E-04	-1,987E-04	-3,410E-05	-5,550E-05
5,88	-3,530E-05	3,490E-05	5,170E-05	-2,183E-04	-9,260E-05	-1,193E-04
6,88	-4,380E-05	3,490E-05	8,330E-05	-2,166E-04	-1,137E-04	-9,320E-05
7,96	-6,060E-05	5,650E-05	9,500E-05	-2,459E-04	-1,007E-04	-9,810E-05
10,98	-8,580E-05	3,660E-05	6,000E-05	-3,192E-04	-1,396E-04	-1,716E-04
12,14	-9,420E-05	3,160E-05	7,330E-05	-3,078E-04	-1,396E-04	-1,781E-04
13,10	-9,920E-05	1,690E-05	6,500E-05	-3,320E-04	-1,503E-04	-1,873E-04
14,01	-1,732E-04	-4,960E-05	-4,000E-05	-4,199E-04	-2,169E-04	-2,609E-04
14,88	-1,669E-04	-3,680E-05	7,300E-06	-3,867E-04	-2,042E-04	-2,351E-04
18,18	-1,619E-04	-4,010E-05	1,560E-05	-4,013E-04	-2,091E-04	-2,498E-04
19,10	-1,770E-04	-4,500E-05	5,600E-06	-4,128E-04	-2,156E-04	-2,563E-04
19,93	-1,993E-04	-6,730E-05	-1,020E-05	-4,300E-04	-2,460E-04	-2,917E-04
20,94	-2,174E-04	-8,680E-05	-3,740E-05	-4,649E-04	-2,766E-04	-3,109E-04
21,93	-2,157E-04	-9,850E-05	-6,100E-05	-4,748E-04	-2,992E-04	-3,305E-04
24,96	-2,043E-04	-8,530E-05	-4,350E-05	-4,933E-04	-2,826E-04	-3,254E-04
25,96	-2,230E-04	-1,036E-04	-8,540E-05	-5,276E-04	-3,069E-04	-3,384E-04
26,96	-2,149E-04	-9,580E-05	-7,960E-05	-5,350E-04	-3,057E-04	-3,405E-04
26,97	-2,149E-04	-9,580E-05	-7,960E-05	-5,350E-04	-3,057E-04	-3,405E-04
28,17	-2,103E-04	-1,028E-04	-8,690E-05	-5,341E-04	-3,110E-04	-3,458E-04
32,16	3,216E+01	3,216E+01	3,216E+01	3,216E+01	3,216E+01	3,216E+01

Tab.4.29.- Ensayo de retracción. Amasada D, E y F - Shrinkage testing. Mixes D, E and F

Fig.4.47.- Ensayo de retracción. Amasada D, E y F. Acortamiento por retracción - *Shrinkage testing. Mixes D, E and F. Shortening due to shrinkage*

Time	Shrinkage					
	HC1	HC2	HC3	HL1	HL2	HL3
0,00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,83	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
0,99	1,240E-05	1,740E-05	1,240E-05	4,700E-06	4,700E-06	-4,530E-05
1,77	-1,260E-05	-7,600E-06	-1,260E-05	-5,090E-05	-8,090E-05	-4,590E-05
1,97	-8,900E-06	-3,900E-06	-8,900E-06	-6,360E-05	-8,360E-05	-3,860E-05
2,75	-3,260E-05	-3,760E-05	-4,760E-05	-1,209E-04	-1,559E-04	-1,059E-04
2,95	-4,630E-05	-4,130E-05	-5,630E-05	-1,364E-04	-1,714E-04	-1,314E-04
5,71	-8,670E-05	-9,670E-05	-1,117E-04	-2,602E-04	-3,102E-04	-2,752E-04
5,99	-9,800E-05	-1,030E-04	-1,230E-04	-2,710E-04	-3,210E-04	-2,810E-04
6,77	-1,155E-04	-1,255E-04	-1,455E-04	-3,094E-04	-3,644E-04	-3,294E-04
6,98	-1,204E-04	-1,254E-04	-1,504E-04	-3,175E-04	-3,725E-04	-3,275E-04
7,99	-1,243E-04	-1,293E-04	-1,543E-04	-3,474E-04	-4,074E-04	-3,574E-04
14,98	-2,433E-04	-2,533E-04	-2,783E-04	-5,959E-04	-6,810E-04	-3,410E-04
24,02	-3,108E-04	-3,108E-04	-3,408E-04	-6,762E-04	-7,763E-04	-4,613E-04
30,93	-3,456E-04	-3,706E-04	-3,706E-04	-7,349E-04	-8,300E-04	-4,850E-04
36,73	-3,718E-04	-3,918E-04	-4,168E-04	-7,788E-04	-8,589E-04	-5,489E-04
43,73	-4,080E-04	-4,330E-04	-4,530E-04	-8,346E-04	-9,297E-04	-6,196E-04
48,89	-4,329E-04	-4,979E-04	-5,029E-04	-8,640E-04	-9,440E-04	-7,440E-04
51,01	-4,179E-04	-4,629E-04	-5,079E-04	-8,821E-04	-9,871E-04	-6,621E-04
53,83	-4,291E-04	-4,591E-04	-5,241E-04	-8,860E-04	-9,910E-04	-6,660E-04
54,84	-4,378E-04	-4,728E-04	-5,327E-04	-8,814E-04	-9,965E-04	-6,714E-04

Tab.4.30.- Ensayo de retracción. Amasada G H e I - *Shrinkage testing. Mixes G H and I*

Fig.4.48.- Ensayo de retracción. Amasada G H e I. Acortamiento por retracción - *Shrinkage testing. Mixes G H and I. Shortening due to shrinkage*

4.2.2.- Ensayos de vigas multicapa - Multi-layer beam testing

4.2.2.1.- Resultados de carga y deformación - Load and deformation results

	t	BA28	BA45	BA60	BB28	BB45	BB60	BC28	BC45	BC60	BD28	BD45	BD60
Load	t ₁	25,2	27,0	24,1	22,2	26,7	20,3	31,1	26,5	20,6	15,3	9,2	1,5
	t ₂	105,1	108,6	106,9	104,1	106,1	103,9	106,8	112,3	106,9	90,2	74,6	69,3
	t ₃	113,3	116,6	113,5	112,1	111,9	114,7	117,0	118,1	113,9	98,9	80,6	79,6
	t ₄	113,3	113,0	112,4	110,7	110,0	114,7	117,0	116,1	111,8	98,9	80,6	78,5
δ	t ₁	0,8	0,8	0,5	0,6	0,8	0,6	1,1	1,1	0,6	1,1	2,2	0,4
	t ₂	8,8	8,8	9,9	10,2	9,8	11,1	9,3	10,2	10,1	8,1	9,6	8,7
	t ₃	38,9	41,5	27,7	25,5	19,2	54,2	31,4	44,7	22,8	10,6	10,6	19,8
	t ₄	38,9	58,6	40,8	25,7	21,0	54,2	31,4	46,4	55,8	10,6	10,6	33,0
Energy	t ₁	7,0	10,0	8,9	7,4	12,7	5,8	20,1	15,5	7,3	7,9	19,0	0,5
	t ₂	516,2	550,8	638,4	696,5	637,9	645,2	549,1	653,4	657,3	230,6	324,6	312,6
	t ₃	3832,7	4238,4	2594,2	2357,1	1664,3	5411,2	3024,9	4591,7	2046,4	465,4	403,5	1137,7
	t ₄	3832,7	6200,5	4061,3	2378,3	1855,9	5411,2	3024,9	4788,8	5722,6	465,4	403,5	2168,4
K	t ₁	34,2	39,4	28,3	35,0	34,5	33,7	29,9	25,3	32,6	11,8	3,8	3,1
	t ₂	10,4	10,3	9,5	9,3	9,3	8,3	9,5	9,9	9,7	8,2	8,8	8,5
	t ₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	t ₄	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tab.4.31.- Valores de carga, deformación, energía absorbida y rigideces de las vigas BA BB, BC, BD -- *Values for load, deformation, energy absorbed and rigidities for beams BA BB, BC and BD*

	t	BC28	BC45	BC60	BD28	BD45	BD60	BE28	BE45	BF28	BF45
Load	t ₁	31,1	26,5	20,6	15,3	9,2	1,5	18,9	17,8	6,9	4,5
	t ₂	106,8	112,3	106,9	90,2	74,6	69,3	102,4	98,5	94,6	93,7
	t ₃	117,0	118,1	113,9	98,9	80,6	79,6	104,0	102,7	102,8	98,7
	t ₄	117,0	116,1	111,8	98,9	80,6	78,5	100,1	100,3	101,4	86,9
δ	t ₁	1,1	1,1	0,6	1,1	2,2	0,4	0,9	1,0	0,7	0,4
	t ₂	9,3	10,2	10,1	8,1	9,6	8,7	12,7	11,2	14,8	14,1
	t ₃	31,4	44,7	22,8	10,6	10,6	19,8	18,9	16,7	23,3	17,2
	t ₄	31,4	46,4	55,8	10,6	10,6	33,0	27,7	25,6	24,1	31,3
Energy	t ₁	20,1	15,5	7,3	7,9	19,0	0,5	7,0	8,1	2,9	1,0
	t ₂	549,1	653,4	657,3	230,6	324,6	312,6	779,8	592,4	750,4	641,2
	t ₃	3024,9	4591,7	2046,4	465,4	403,5	1137,7	1414,9	1145,1	1589,7	942,9
	t ₄	3024,9	4788,8	5722,6	465,4	403,5	2168,4	2321,0	2049,5	1674,1	2226,2
K	t ₁	29,9	25,3	32,6	11,8	3,8	3,1	21,9	19,3	10,4	8,4
	t ₂	9,5	9,9	9,7	8,2	8,8	8,5	7,5	8,1	6,3	6,6
	t ₃	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tab.4.32.- Valores de carga, deformación, energía absorbida y rigideces de las vigas BC, BD, BE y BF - Values for load, deformation, energy absorbed and rigidities for beams BC, BD, BE and BF

Fig.4.49.- Gráfico carga-deformación de las vigas BA BB, BC, BD - Load-deformation graph for beams BA BB, BC and BD

Fig.4.50.- Valores de carga de las vigas BC, BD, BE y BF - Load values for beams BC, BD, BE and BF

Fig.4.51.- Valores de carga de las vigas BA BB, BC, BD - Load values for beams BA BB, BC and BD

Fig.4.52.- Valores de carga de las vigas BC, BD, BE y BF - Load values for beams BC, BD, BE and BF

Fig.4.53.- Valores de deformación de las vigas BA BB, BC, BD - Deformation values for beams BA BB, BC and BD

Fig.4.54.- Valores de deformación de las vigas BC, BD, BE y BF - Deformation values for beams BC, BD, BE and BF

Fig.4.55.- Valores de energía absorbida de las vigas BA BB, BC, BD - Values of energy absorbed by beams BA BB, BC and BD

Fig.4.56.- Valores de energía absorbida de las vigas BC, BD, BE y BF - Values of energy absorbed by beams BC, BD, BE and BF

Fig.4.57.- Valores de rigideces de las vigas BA BB, BC, BD - Rigidity values for beams BA BB, BC and BD

Fig.4.58.- Valores de rigideces de las vigas BC, BD, BE y BF - Rigidity values for beams BC, BD, BE and BF

4.2.2.2.- Resultados de fisuración - Cracking results

Para cada una de las vigas, y para cada uno de los escalones de carga estudiados en cada viga, se han obtenido lecturas del ancho de fisura (w), la altura de fisura (h) y el producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh). En las Tablas 4.33 a 4.38 y las Figuras 4.59 a 4.60, figuran los resultados obtenidos del sumatorio de las lecturas de las

fisuras producidas durante la realización de los ensayos para cada escalón de carga. En el Anexo D13: “*Ensayos de vigas multicapa realizados en Lituania. Tablas y gráficos de los ensayos a flexión de las vigas multicapa. Fisuración.*” figuran los valores individuales detallados de cada una de las vigas.

For each of the beams, and for each of the load stages studied in each beam, readings were obtained for the width of the crack (w), the height of the crack (h) and the product of multiplying the width of the crack by the height of the crack (wh). Tables 4.33 to 4.38 and Figures 4.59 to 4.60 contain the results obtained from adding up the readings of the cracks produced during testing for each load stage. Annex D13: “*Multi-layer beam testing performed in Lithuania. Tables and graphs for flexural strength testing of multi-layer beams. Cracking.*” Contain the detailed individual values for each beam.

Las vigas de la serie BF tenían la superficie muy rugosa, por lo que no se ha podido realizar una medida precisa de sus valores. Por este motivo, se han excluido del listado de resultados. De igual forma, la lectura de la altura de fisura (h) las vigas BC(28)3, BD(45)2 y BD(60)1 no ha podido realizarse correctamente por la segregación del hormigón. Para evitar interpretaciones erróneas se han retirado estas tres series de los listados de resultados tanto de la altura de fisura (h) como del producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh).

The beams in series BF had a very rough surface, as such it was not possible to take an accurate measurement of its values. For this reason, they have been excluded from the list of results. Likewise, the reading of the crack height (h) of beams BC(28)3, BD(45)2 and BD(60)1 could not be taken correctly due to the segregation of the concrete. In order to prevent misinterpretation, these three series were removed from the lists of results for both crack height (h) and the product of multiplying the crack width by the crack height (wh).

Beam	w												
	10	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	90	100
BA-28				0,02	0,07		0,20	0,27	0,36		0,46		0,65
BA-45			0,01		0,05		0,12	0,31	0,43		0,57		0,77
BA-60	0,01	0,03	0,10		0,27		0,39	0,50	0,59		0,84		1,01
BB-28					0,02	0,11	0,20	0,33	0,41	0,47			
BB-45			0,02		0,16		0,26	0,40	0,48		0,63		
BB-60			0,01		0,09		0,24	0,35	0,45		0,65		0,85
BC-28				0,02	0,03		0,22	0,30		0,45		0,57	
BC-45			0,02		0,14		0,24	0,30	0,39		0,50		0,63
BC-60			0,02		0,20		0,35	0,40	0,48		0,61		0,81
BD-28			0,06	0,11	0,17		0,22	0,26	0,32	0,35	0,40	0,48	
BD-45	0,19	0,26	0,32		0,39		0,45	0,51	0,60		0,64		
BD-60					0,55		0,61	0,67	0,72				
BE-28		0,01	0,05		0,14		0,21	0,30	0,46		0,67		
BE-45			0,04		0,13		0,22	0,28	0,36		0,53		

Tab.4.33.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC, BD y BE - *Values of adding up the crack widths (w) of beams BA BB, BC, BD and BE*

	h											
Beam	10	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	100
BA-28				122	293		756	875	1123		1269	1520
BA-45			27		183		605	1123	1547		1739	1881
BA-60	37	114	370		1165		1589	1916	2014		2146	2233
BB-28					40	442	882	1104	1800			
BB-45			52		618		1191	1897	2200		2378	
BB-60			43		369	125	806	1376	1603		1952	2096
BC-28												
BC-45			64		781		1467	1673	1761		1867	
BC-60			147		1215		2312	2755	3253		4560	
BD-28			275	475	775		923	1041	1306	1470	1575	
BD-45												
BD-60												
BE-28		29	294		990		1402	1558	1945		2012	
BE-45			203	203	1384	240	1910	2000	2106	240	2756	

Tab.4.34.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB, BC, BD y BE - *Values of adding up the crack heights (h) of beams BA BB, BC, BD and BE*

	wh											
Beam	10	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	100
BA-28				2,4	5,2		19,8	30,8	43,5		60,8	91,8
BA-45			0,3		3,3		12,0	42,2	66,9		97,0	141,0
BA-60	0,4	1,1	4,6		22,1		47,2	71,6	90,7		136,3	172,7
BB-28					0,8	7,7	22,7	45,7	82,0			
BB-45			0,5		10,4		25,2	51,4	71,8		102,3	
BB-60			0,4		8,9		29,5	54,1	83,0		130,3	179,5
BC-28												
BC-45			0,6		14,3		34,0	49,3	69,0		95,7	
BC-60			1,5		21,7		51,4	68,2	98,2		146,4	
BD-28			3,8	10,1	21,3		29,9	39,1	58,6	73,5	90,0	
BD-45												
BD-60												
BE-28		0,3	4,5		16,7		28,6	42,2	71,5		109,3	
BE-45			2,7		21,4		46,9	61,9	83,8		121,6	

Tab.4.35.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB, BC, BD, BE y BF - Values of adding up the product of multiplying the crack widths by crack heights (wh) of beams BA BB, BC, BD, BE and BF

EVOLUCIÓN DE LA RETRACCIÓN EN LAS VIGAS - EVOLUTION OF BEAM SHRINKAGE

Time	Shrinkage			
	A1	A6	D1	D6
0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
6,88	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
7,96	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
8,17	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
10,98	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
12,14	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
13,10	8,60E-06	1,86E-05	-1,50E-05	-8,50E-05
14,01	-1,40E-06	1,86E-05	3,67E-05	-8,00E-05
14,88	3,20E-06	2,48E-05	-6,10E-06	-6,44E-05
18,18	-5,20E-06	2,48E-05	3,89E-05	-5,27E-05
19,10	-1,18E-05	2,48E-05	4,39E-05	-7,11E-05
19,93	-2,58E-05	7,50E-06	4,16E-05	-1,02E-04
20,94	-5,87E-05	-1,21E-05	3,60E-05	-1,04E-04
21,93	-4,04E-05	-2,05E-05	6,91E-05	-1,01E-04
24,96	-2,05E-05	-3,39E-05	6,66E-05	-8,84E-05
25,96	-1,56E-05	-2,40E-05	8,80E-05	-8,53E-05

Tab.4.36.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1 y 6 de las vigas A y D - Evolution of beam shrinkage. Positions 1 and 6 of beams A and D

Time	Shrinkage					
	B1	B2	B3	B4	B5	B6
0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
6,88	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
7,96	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
8,17	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
10,98	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
12,14	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
13,10	-1,80E-05	-2,31E-05	-3,00E-05	-3,15E-05	-1,14E-05	-2,14E-05
14,01	-2,30E-05	-3,31E-05	-3,00E-05	-5,32E-05	-3,14E-05	-4,64E-05
14,88	-1,02E-05	-2,19E-05	-2,44E-05	-3,26E-05	-3,02E-05	-3,69E-05
18,18	-4,18E-05	-6,02E-05	-6,11E-05	-8,26E-05	-7,02E-05	-7,85E-05
19,10	-4,85E-05	-6,02E-05	-6,61E-05	-8,43E-05	-7,52E-05	-9,02E-05
19,93	-4,91E-05	-7,41E-05	-6,51E-05	-9,00E-05	-8,75E-05	-1,04E-04
20,94	-8,37E-05	-1,04E-04	-9,57E-05	-1,19E-04	-1,19E-04	-1,39E-04
21,93	-6,71E-05	-9,54E-05	-8,76E-05	-1,18E-04	-1,24E-04	-1,51E-04
24,96	-4,39E-05	-7,05E-05	-7,01E-05	-1,15E-04	-1,04E-04	-1,37E-04
25,96	-2,56E-05	-6,56E-05	-6,70E-05	-1,02E-04	-9,89E-05	-1,37E-04

Tab.4.37.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la viga B -
Evolution of beam shrinkage. Positions 1, 2, 3, 4, 5 and 6 of beam B

Time	Shrinkage					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
6,88	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
7,96	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
8,17	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
10,98	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
12,14	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
13,10	3,60E-06	3,60E-06	-8,30E-06	-6,60E-06	3,00E-07	6,90E-06
14,01	-1,80E-05	-2,64E-05	-4,00E-05	-2,99E-05	-2,30E-05	-3,48E-05
14,88	-3,50E-06	-5,20E-06	-2,11E-05	-1,77E-05	-1,18E-05	-8,50E-06
18,18	-1,85E-05	-2,02E-05	-3,44E-05	-7,70E-06	-1,51E-05	3,10E-06
19,10	-2,52E-05	-3,18E-05	-3,78E-05	-1,60E-05	-1,80E-06	-8,50E-06
19,93	-4,91E-05	-5,08E-05	-5,84E-05	-3,34E-05	-3,41E-05	-3,09E-05
20,94	-6,87E-05	-7,20E-05	-6,40E-05	-6,06E-05	-5,70E-05	-5,38E-05
21,93	-6,54E-05	-6,70E-05	-6,09E-05	-5,42E-05	-5,37E-05	-4,71E-05
24,96	-6,05E-05	-7,05E-05	-6,84E-05	-1,03E-04	-7,55E-05	-8,40E-05
25,96	-5,56E-05	-4,89E-05	-6,86E-05	-8,19E-05	-6,89E-05	-6,90E-05

Tab.4.38.- Evolución de la retracción en las vigas. Posición 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la vigas C -
Evolution of beam shrinkage. Positions 1, 2, 3, 4, 5 and 6 of beam C

Fig.4.59.- Evolución de la retracción de cada posición en las vigas - Shrinkage evolution at each beam position

Fig.4.60.- Valor de retracción acumulada al final del ensayo - Accumulated shrinkage value at the end of testing

CAPÍTULO 5.- DISCUSIÓN ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

A lo largo del presente capítulo se va a discutir los datos obtenidos en los diferentes ensayos realizados a lo largo de la tesis, y comparándolos con el estado del arte incluido al principio del presente texto. Para evitar la repetición de lo ya dicho, simplemente se indicarán los números de las formulas tenidas en cuenta.

En el análisis estadístico de los datos, se incluyen en el presente capítulo cuadros resúmenes de los análisis ANOVA. Todos los cuadros tienen la misma configuración. En la primera columna se muestra el par de valores que se comparan; en la segunda el estadístico de comparación; en la tercera, el valor estadístico que marca el límite de aceptación para un nivel de confianza del 95%; en la última columna se muestra el cociente entre el límite que marca la aceptación o el rechazo de la hipótesis, y el valor del estadístico.

Los valores del estadístico, correspondientes a la segunda columna, vienen marcados con un asterisco, cuando existen diferencias que permiten afirmar, con un nivel confianza del 95%, que existen diferencias significativas entre los valores que se están comparando.

Los ensayos se han realizado sobre un máximo de tres probetas por serie de edad y tipología de ensayos. Al tratarse de series tan reducidas, la presencia de un valor desproporcionado lastra sobremanera el resultado global. Cuando esto ocurre, eliminado este valor, los resultados tienen a asemejarse al valor esperado. En los casos en que esto ha ocurrido, se han eliminados los resultados anormalmente dispersos, y se han repetido los cálculos de nuevo. Para diferenciar los elementos originales con todos los elementos, de los corregidos, se resalta el fondo en estos últimos en color crema.

5.1.- Relativas a los ensayos realizados en la UPM

Se ha realizado un análisis ANOVA de los resultados obtenidos durante los ensayos. A lo largo del presente capítulo se mostrarán los cuadros resúmenes de contraste y se

analizaran los resultados a la vista de los mismos. En el Anexo D8 se muestra el análisis estadístico completo de todas las variables.

5.1.1.- Relativas al hormigón de la amasada A

5.1.1.1.- Resistencia a compresión

En la tabla 5.1 y en la Figura 5.1, se muestra la evolución de las medias de la resistencia a compresión, tanto de las probetas cilíndricas, como de las cúbicas. En la misma tabla, se indica la desviación típica (Desvest) de ambas series. Como medida normalizada de la homogeneidad de la media, se indica el cociente entre la media de la resistencia y la desviación típica. Se incluye el valor característico de la resistencia (aquel que tiene una probabilidad del 95% de no ser sobrepasado por cualquier valor de la población de la muestra). Por último, se incluye el valor del recorrido, que conforme a la Norma Española, establece los valores límite de la dispersión, para poder ser aceptada una amasada.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}$	23,2	25,6	24,1	25,0	20,5
$DesvestC_{cil}$	2,71	1,43	2,35	2,74	4,43
$f_{cm}/Descest$	11,7%	5,6%	9,7%	11,0%	21,6%
$f_{ck,cil}$	18,7	23,3	20,3	20,5	13,2
Recorrido	28,7%	12,2%	23,8%	21,9%	43,3%
$f_{cm,cub}$	24,7	24,5	35,7	41,6	41,5
$DesvestC_{cub}$	0,23	0,34	0,94	2,73	2,03
$f_{cm}/Descest$	0,9%	1,4%	2,6%	6,6%	4,9%
$f_{ck,cub}$	24,3	24,0	34,2	37,1	38,1
Recorrido	2,0%	3,4%	5,6%	13,1%	9,8%

Tab.5.1.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A

Fig.5.1.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A

La resistencia a compresión en probeta cúbica, es superior a la obtenida en los ensayos sobre probeta cilíndrica, como era de esperar. La diferencia entre los valores medios y característicos es mayor en las probetas cilíndricas, dado que la dispersión de los valores es mayor. La dispersión de las series de probeta cilíndrica es muy alta. Atendiendo a los criterios de la EHE en cuanto a la aceptación de una serie de probetas, ninguna de las correspondientes a las probetas cilíndricas, salvo la correspondiente a los 14 días, sería aceptable.

Eliminando los valores anormalmente dispares del resto de los de su edad, se reduce notablemente la dispersión, y se ajusta más al valor de crecimiento previsto. En la Tabla 5.2 y en la Figura 5.2 se muestran los mismos valores que en la Tabla 5.1 y en la Figura 5.1, eliminando los valores discrepantes.

Edad	7	14	28	90	365
f _{cm,cil}	21,5	25,6	25,6	27,7	24,9
DesvestC _{cil}	1,53	1,43	1,33	0,00	0,00
f _{cm} /Descest	7,1%	5,6%	5,2%	0,0%	0,0%
f _{ck,cil}	19,0	23,3	23,4	27,7	24,9
Recorrido	14,3%	12,2%	10,4%	0,0%	0,0%
f _{cm,cub}	24,7	24,5	35,7	41,6	41,5
DesvestC _{cub}	0,23	0,34	0,94	2,73	2,03
f _{cm} /Descest	0,9%	1,4%	2,6%	6,6%	4,9%
f _{ck,cub}	24,3	24,0	34,2	37,1	38,1
Recorrido	2,0%	3,4%	5,6%	13,1%	9,8%

Tab.5.2.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.2.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la Tabla 5.3 y en la Figura 5.3 se comparan los resultados experimentales obtenidos para la resistencia media a compresión a distintas edades con los resultados deducidos a partir de las expresiones del Código Modelo (11) y la EHE (13).

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f _{cm}	23,2	25,6	24,1	25,0	20,5
CEB-FIB-10					
f _{cm(t)}	23,0	23,6	24,1	24,7	25,0
Δ(%)	0,9%	7,7%	0,0%	1,3%	-22,2%
EHE-08					
f _{cm(t)}	17,9	21,8	24,1	25,9	26,5
Δ(%)	22,8%	14,8%	0,0%	-3,5%	-29,3%

Tab.5.3.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A

Fig.5.3.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A

Los valores de resistencia a compresión obtenidos, presentan una evolución desigual. Todas las normativas y estudios al respecto realizados con alto número de probetas, establecen que hay una evolución creciente de la resistencia a compresión, a la par que va progresando el proceso de hidratación del hormigón. Esta evolución creciente se observa en los primeros valores de la serie. A partir de este momento, por la presencia de valores individuales anormalmente bajos, los valores medios decrecen por debajo de los valores esperables. En el presente trabajo se han realizado numerosos ensayos de diverso tipo y a diversas edades, pero el número de ensayos para un tipo y edad es bajo. En una muestra de un tamaño pequeño, como es el caso, los valores excepcionales tienen un alto peso específico en el resultado global. Especialmente anómalos son los resultados obtenidos a 365 días. Por ello, este valor no se tendrá en cuenta en los análisis.

A la vista de los resultados obtenidos, se puede afirmar que existe una buena correlación entre los valores reales de los ensayos y los valores previstos en el Código Modelo. La mayoría de los valores obtenidos se encuentran en un intervalo del 5% del valor previsto por la norma, salvo el valor correspondiente a los 14 días que apenas excede esa diferencia al ser del 7,69 %. Los valores obtenidos experimentalmente se sitúan preferentemente por encima de los deducidos a partir de la aplicación de la normativa.

Por el contrario, no se puede afirmar que exista una correlación entre los valores experimentales y los deducidos a través de la EHE. Todos los valores deducidos difieren sustancialmente del valor experimental, situándose en todos los casos las resistencias

obtenidas en los ensayos muy por encima de la estimación. Los valores obtenidos a través de esta normativa quedan muy del lado de la seguridad.

Si se eliminan los valores dispersos, los resultados cambian ajustándose más en ambos casos, a los valores previsible conforme a las normas. Cuanto mayor era la discrepancia entre los valores del ensayo y la norma, más se nota la no inclusión de los resultados anormales. En la Tabla 5.4 y en la Figura 5.4 se comparan los resultados experimentales obtenidos para la resistencia media a compresión a distintas edades con los resultados deducidos a partir de las expresiones del Código Modelo (11) y la EHE (13), eliminando los valores anormales.

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f_{cm}	21,5	25,6	25,6	27,7	24,9
CEB-FIB-10					
$f_{cm(t)}$	24,4	25,1	25,6	26,2	26,6
$\Delta(\%)$	-13,5%	2,1%	0,0%	5,6%	-6,6%
EHE-08					
$f_{cm(t)}$	19,0	23,2	25,6	27,4	28,1
$\Delta(\%)$	11,6%	9,6%	0,0%	1,1%	-12,8%

Tab.5.4.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.4.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Desde el punto de vista estadístico, es necesario establecer los estimadores estadísticos que relacionen los valores obtenidos experimentalmente con los deducidos a partir de la

formulación establecida en el Código Modelo y la Instrucción Española. En la Tabla 5.5 se muestran los valores calculados de los estadísticos.

A la vista de los estimadores, no existen evidencias estadísticas para indicar que existen diferencias significativas entre los valores obtenidos experimentalmente y los indicados por el Código Modelo. Del mismo modo, también se puede afirmar que no hay razones para indicar que no se puedan tomar por buenos los valores establecidos por la EHE a edades superiores a los 28 días, Para edades inferiores (7 y 14) el estimador establece que hay evidencias para dudar de la igualdad entre la media obtenida en los ensayos y el valor propuesto por la instrucción. A este respecto, es necesario indicar que la dispersión de los resultados experimentales es muy alta, lo que facilita que se validen las hipótesis. A este respecto, es necesario recordar, que cuando se realiza el control de calidad del hormigón conforme a la norma española, no se puede admitir aquellas amasadas cuyos recorridos relativos superan un, 20% para series de 3 muestras y un 13% para series de 2 muestras, los valores de la media. Por ello, las series obtenidas de los ensayos, salvo la establecida a los 14 días, quedarían invalidadas. Eliminados los valores dispersos, los resultados se ajustan en general más a la igualdad. Por un lado, porque la diferencia entre las media de la muestra y el valor de contraste de la norma está más próximo. Pero también, porque al reducir el tamaño de la muestra se incrementa el valor de la zona de aceptación. Se admiten más valores, pero la aseveración acerca de que son iguales, tiene menos peso.

	7d	CM	
Media	23,17	22,97	
n	3		
s	2,71		
t^*_{n-1}	0,1278		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠CM	KO
	7d	EHE	
Media	23,17	17,89	
n	3		
s	2,71		
t^*_{n-1}	3,3694		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠EHE	OK

	14d	CM	
Media	25,62	23,65	
n	3		
s	1,43		
t^*_{n-1}	2,3862		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠CM	KO
	14d	EHE	
Media	25,62	21,85	
n	3		
s	1,43		
t^*_{n-1}	4,5646		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠EHE	OK
	90d	CM	
Media	25,00	24,69	
n	2		
s	2,74		
t^*_{n-1}	0,1574		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 90d≠CM	KO
	90d	EHE	
Media	25,00	25,87	
n	2		
s	2,74		
t^*_{n-1}	-0,4516		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 90d≠EHE	KO
	365d	CM	
Media	20,47	25,04	
n	2		
s	4,43		
t^*_{n-1}	-1,4599		
NC	95%		
n-1	1	H0; 365d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 365d≠CM	KO

	365d	EHE	
Media	20,47	26,49	
n	2		
s	4,43		
t^*_{n-1}	-1,9229		
NC	95%		
n-1	1	H0; 365d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 365d≠EHE	KO

Tab.5.5.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE.

Amasada A

	7d	CM	
Media	21,47	22,97	
n	2		
s	1,53		
t^*_{n-1}	-1,3893		
NC	95%		
n-1	1	H0; 7d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 7d≠CM	KO

	7d	EHE	
Media	21,47	17,89	
n	2		
s	1,53		
t^*_{n-1}	3,3048		
NC	95%		
n-1	1	H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 7d≠EHE	KO

	14d	CM	
Media	25,62	23,65	
n	3		
s	1,43		
t^*_{n-1}	2,3862		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠CM	KO

	14d	EHE		
Media	25,62	21,85		
n	3			
s	1,43			
t^*_{n-1}	4,5646			
NC	95%			
n-1	2		H0; 14d=EHE	KO
Inv.t _{n-1,cen}	2,9200		H1; 14d≠EHE	OK

Tab.5.6.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE.

Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la Tabla 5.7 y en la Figura 5.5, se comparan los valores de resistencia obtenidos mediante el ensayo a compresión en la prensa, y el valor estimado a partir de la determinación del índice de rebote.

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f_{cm}	23,2	25,6	24,2	25,0	20,5
$f_{est, esc}$					
$f_{cm, esc}$	13,7	14,3	16,2	19,3	15,5
$\Delta(\%)$	40,72%	44,22%	33,13%	22,74%	24,50%

Tab.5.7.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada A

Fig.5.5.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada A

La diferencia entre los valores obtenidos experimentalmente de la resistencia a compresión, y los determinados mediante el índice de rebote, presentan una gran disparidad, estando en el mejor de los casos a más del 20% del valor.

En la Tabla 5.8, se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos a partir del índice de rebote. Analizando los datos estadísticamente, tampoco se puede aceptar que el valor obtenido mediante el esclerómetro sea aceptado como válido para las primeras edades. En cambio no existen evidencias estadísticas para descartar este valor para edades posteriores. En este caso de edades avanzadas, el tamaño de la muestra es tan sumamente reducido, que el valor de la t-Student para esos grados de libertad es muy superior a los del resto. Además, conviene recordar que los valores para las edades superiores a los 28 días presentan valores inferiores a los esperables.

La diferencia en este caso es tan grande entre los valores de los ensayos de compresión y las estimaciones mediante esclerómetro, que no tiene sentido la comparación con los valores más representativos, eliminados los anómalos. Máxime cuando los valores medios de los ensayos se incrementan, haciendo aún más evidente la diferencia.

	7d	7Esc	
Media	23,17	13,74	
n	3	10	
s_i^2	7,37	3,17	
s^2	3,9307		
$t_{n1+n2-2}^*$	7,2295		
NC	95%		
n1+n2-2	11	H0; 7d=7Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7959	H1; 7d≠7Esc	OK
	14d	14Esc	
Media	25,62	14,29	
n	3	11	
s_i^2	2,05	2,93	
s^2	2,7862		
$t_{n1+n2-2}^*$	10,4219		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; 14d=14Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; 14d≠14Esc	OK

	28d	28Esc	
Media	24,14	16,15	
n	3	11	
s_i^2	5,50	4,06	
s^2	4,3006		
$t_{n1+n2-2}^*$	5,9121		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; 28d=28Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; 28d≠28Esc	OK
	90d	90Esc	
Media	25,00	19,32	
n	2	10	
s_i^2	7,51	4,08	
s^2	4,4253		
$t_{n1+n2-2}^*$	3,4858		
NC	95%		
n1+n2-2	10	H0; 90d=90Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,8125	H1; 90d≠90Esc	OK
	365d	365Esc	
Media	20,47	15,46	
n	2	10	
s_i^2	19,61	3,36	
s^2	4,9832		
$t_{n1+n2-2}^*$	2,8994		
NC	95%		
n1+n2-2	10	H0; 365d=365E	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,8125	H1; 365d≠365E	OK

Tab.5.8.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con la determinada mediante esclerómetro. Amasada A

5.1.1.2.- Módulo de deformación longitudinal E

A partir de los valores de la resistencia a compresión y/o de la densidad del hormigón, puede estimarse el módulo de elasticidad longitudinal. En este trabajo se han considerado los valores indicados por las siguientes normativas o reglamentos: China Profesional Estándar (JGJ 51, 2002) (20), American Concrete Institute (ACI 318, 2003) (21), Institute of Structural Engineers (ISE, 1987) (22) y el Código Modelo (CEB-FIB, 2010) (23). En este caso no se tiene en cuenta la EHE, debido a que su formulación para hormigón ligero coincide con la establecida en el Código Modelo.

En la Tabla 5.9 y las Figuras 5.6 y 5.7 se comparan los resultados reales obtenidos, con los valores deducidos de la normativa tomada en consideración. En el primer caso, fijando la densidad de la muestra, mientras que en el segundo se fija la resistencia media a compresión. En ambos casos se han tomado los valores a 28 días.

ρ	1506,56			
f_c	24,2			
E Real	11,25			
	JGJ51-2002	ACI 318-95	ISE	FIB-CMI0
E	14,96	12,36	11,15	14,88
$\Delta(\%)$	33,0%	9,9%	-0,9%	32,3%

Tab.5.9.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la resistencia media según diversa normativa. Amasada A.

Fig.5.6.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E , para una densidad de 1.511,33 kg/m³, en función de la resistencia media, f_{cm} , según diferente normativa. Amasada A

Fig.5.7.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E , para una resistencia media f_{cm} , de 25,61 MPa, en función de la densidad, ρ , según diferente normativa. Amasada A

A la vista de los valores obtenidos, la deducción del valor del módulo de elasticidad según el ISE es el que más se aproxima al valor experimental obtenido en los ensayos,

con una diferencia de apenas un 0,89 %. El resto de los valores difieren en gran medida del valor experimental, siempre estando por encima del 10%, pasando el 30% en el caso de la JGJ51-2002 y el FIB-CM2010. En todos los casos, los valores estimados son superiores al valor experimental.

En la Tabla 5.10, se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos a partir de la formulación establecida en la normativa. Analizando los datos estadísticamente, puede afirmarse que existen evidencias para descartar la igualdad entre los datos obtenidos experimentalmente y los establecidos por el JGJ51-2002 y el FIB-CM-2010. Por el contrario, estadísticamente no se puede negar la igualdad entre los resultados reales y los valores predichos tanto por el ACI como el ISE.

E JGJ51			
Media	11,25	14,96	
n	3		
s	0,84		
t^*_{n-1}	-7,6110		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=JGJ51	KO
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; E≠JGJ51	OK
E ACI			
Media	11,25	12,36	
n	3		
s	0,84		
t^*_{n-1}	-2,2772		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=ACI	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; E≠ACI	KO
E ISE			
Media	11,25	11,15	
n	3		
s	0,84		
t^*_{n-1}	0,2051		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=ISE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; E≠ISE	KO

	E	CM	
Media	11,25	14,88	
n	3		
s	0,84		
t^*_{n-1}	-7,4469		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; E≠CM	OK

Tab.5.10.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a los 28 días y su correlación con el propuesto por diferente normativa. Amasada A

En la Tabla 5.11 y la Figura 5.8 se comparan los resultados reales obtenidos, con los valores deducidos a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos (33).

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo E	11,1	11,4	11,3	19,2	9,7
$E_{est,ult}$					
$E_{est,ult}$	7,5	7,5	7,5	7,6	7,5
$\Delta(\%)$	32,2%	34,4%	33,6%	60,3%	22,1%

Tab.5.11.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada A

Fig.5.8.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada A

A la vista de los resultados mostrados en la tabla y la figura puede establecerse que no hay correlación entre los valores obtenidos experimentalmente a través de los ensayos de compresión, y la estimación por la velocidad de propagación de ultrasonidos. En el mejor de los casos, la diferencia es de más de un 20% en el caso de las muestras a 365 días. A este respecto, cabe recordar los valores anormalmente bajos de los ensayos de

compresión, lo que puede ayudar a acercar los valores. El resto de los valores se sitúan por encima del 30%, llegando al 60 en el caso de las muestras a 90 días.

En la Tabla 5.12 se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos a partir de la estimada a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos.

	E7	E,Ult	
Media	11056,33	7501,18	
n	3	11	
s_i^2	140992,89	146,78	
s^2	23621,13		
$t_{n1+n2-2}^*$	35,5141		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; E7=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; E7≠E,Ult	OK
	E14	E,Ult	
Media	11448,67	7508,36	
n	3	11	
s_i^2	140992,89	172,99	
s^2	23642,97		
$t_{n1+n2-2}^*$	39,3434		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; E14=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; E14≠E,Ult	OK
	E28	E,Ult	
Media	11250,00	7468,91	
n	3	11	
s_i^2	140992,89	222,03	
s^2	23683,84		
$t_{n1+n2-2}^*$	37,7211		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; E28=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; E28≠E,Ult	OK

	E90	E_{Ult}	
Media	19170,50	7614,70	
n	2	10	
s_i^2	140992,89	253,39	
s^2	14327,34		
$t_{n1+n2-2}^*$	124,6355		
NC	95%		
n1+n2-2	10	H0; E90=E _{Ult}	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,8125	H1; E90≠E _{Ult}	OK
	E365	E_{Ult}	
Media	9668,00	7536,10	
n	2	10	
s_i^2	140992,89	141,45	
s^2	14226,59		
$t_{n1+n2-2}^*$	23,0749		
NC	95%		
n1+n2-2	10	H0; E365=E _{Ult}	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,8125	H1; E365≠E _{Ult}	OK

Tab.5.12.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a diferentes edades y su correlación con el deducido a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos. Amasada A

Analizando los datos estadísticamente, no puede aceptarse la igualdad entre los valores obtenidos experimentalmente en los ensayos de compresión, y los deducidos a partir de las mediciones de ultrasonidos. La diferencia entre el estimador y el valor de comparación es en todos los casos varios órdenes de magnitud superiores.

5.1.1.3.- Resistencia a tracción

La resistencia a tracción se ha medido experimental a partir de la resistencia a tracción indirecta (f_{sp}) y de la resistencia a flexotracción (f_{fl}). En la Tabla 5.13 y la Figura 5.9 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de tracción indirecta y flexotracción a las edades de 7, 14, 28, 90 y 365 días. En la misma tabla, se indica la desviación típica (σ) de ambas series. Como medida normalizada de la homogeneidad de la media, se indica el cociente entre la media de la resistencia y la desviación típica. Además, se incluye el valor característico de la resistencia (aquel que tiene una probabilidad del 95% de no ser sobrepasado por cualquier valor de la población de la muestra). El último valor de la tabla corresponde al recorrido muestral. Como está ampliamente estudiado, los valores obtenidos mediante el ensayo de flexotracción son superiores a los obtenidos mediante tracción indirecta

Edad	7	14	28	90	365
$f_{ctm,sp}$	2,1	2,6	2,6	2,5	2,3
$DesvestT_{sp}$	0,17	0,20	0,07	0,60	0,17
$f_{ctm}/Descest$	7,8%	7,8%	2,6%	23,9%	7,4%
$f_{ck,sp}$	1,9	2,2	2,5	1,5	2,1
Recorrido	18,7%	19,2%	5,3%	56,6%	16,4%
$f_{ctm,fl}$	2,6	3,8	4,3	-	4,5
$DesvestT_{fl}$	-	0,18	0,08	-	-
$f_{ctm}/Descest$	-	4,6%	1,9%	-	-
$f_{ck,fl}$	-	3,5	4,1	-	-
Recorrido	-	9,2%	3,8%	-	-

Tab.5.13.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (*sp*) y flexotracción (*fl*). Amasada A

Fig.5.9.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (*sp*) frente a los de flexotracción (*fl*). Amasada A

Los resultados de los ensayos de tracción, bien por tracción indirecta, como por flexotracción presentan unos valores dispares. Como ocurría con los ensayos a compresión, la evolución del valor resistente no se incrementa siempre con la edad. En el caso de los ensayos de tracción indirecta, el incremento de resistencia se produce hasta la edad de 28 días. A partir de ese punto, la resistencia cae ligeramente. A este respecto, los valores de flexotracción, si presentan el incremento gradual esperado. Por otro lado, la resistencia a flexotracción es más alta que la resistencia a tracción indirecta, como era esperado. Ahora bien, la demasía es mayor que la esperada ($f_{ctm,sp} = 0,9f_{ctm,fl}$).

En la Tabla 5.14 y la Figura 5.10 se muestran los valores de tracción eliminados los resultados anómalos. Como se observa, se han reducido el recorrido de la muestra y se ha incrementado los valores de la resistencia, anormalmente bajos, en las edades posteriores

a los 28 días. Con esto, la evolución de las resistencias con la edad, se ajusta más a lo esperado. Como consecuencia de la reducción de la dispersión, se reduce la desviación típica, y con ello aumenta el valor de la resistencia característica.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{ctm,sp}$	2,1	2,4	2,6	2,8	2,5
Desvest T_{sp}	0,17	0,11	0,07	0,52	0,02
$f_{ctm}/Descest$	7,8%	4,4%	2,6%	18,5%	0,8%
$f_{ck,sp}$	1,9	2,3	2,5	2,0	2,4
Recorrido	18,7%	8,7%	5,3%	37,0%	1,5%
$f_{ctm,fl}$	2,6	3,8	4,3	-	4,5
Desvest T_{fl}	-	0,18	0,08	-	-
$f_{ctm}/Descest$	-	4,6%	1,9%	-	-
$f_{ck,fl}$	-	3,5	4,1	-	-
Recorrido	-	9,2%	3,8%	-	-

Tab.5.14.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (*sp*) y flexotracción (*fl*). Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.10.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (*sp*) frente a los de flexotracción (*fl*). Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

La Tabla 5.15 y la Figura 5.11 muestra una comparación, a distintas edades, entre el valor de resistencia a tracción obtenido experimentalmente y el valor obtenido a partir de las determinaciones del Código Modelo (28) y la Instrucción Española (31). Para todas las edades, los valores estimado por el Código Modelo a partir de la resistencia a compresión es muy inferior a la experimental mediante el ensayo a tracción indirecta. En el más favorable de los casos, la diferencia ronda el 20% para la estimación a los 7 días. En el caso de las estimaciones de la Instrucción Española, la diferencia es más reducida en general, llegando a ser un valor idéntico a la edad de 7 días. En cualquier caso, la

diferencia llega al 28,21% en los ensayos llevados a cabo al año, por lo que la estimación no puede darse por buena en todos los casos.

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo $f_{ctm,sp}$	2,1	2,6	2,6	2,5	2,3
CEB-FIB-10					
$f_{ctm,sp}$	1,7	2,0	1,8	1,8	1,4
$\Delta(\%)$	18,9%	22,0%	30,1%	27,8%	42,3%
EHE-08					
$f_{ctm,sp}$	2,1	2,5	2,2	2,3	1,7
$\Delta(\%)$	0,0%	3,9%	13,9%	10,7%	28,2%

Tab.5.15.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A

Fig.5.11.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A

Si se eliminan los valores anómalos, los valores se ajustan más a lo esperado. La Tabla 5.16 y la Figura 5.12 muestran una comparación eliminando estos valores anómalos. Como puede verse en el gráfico las diferencias entre los valores reales de los ensayos, y los previstos por la norma, se ajustan más. Las diferencias entre los valores previstos en el CM y los ensayos, siguen siendo significativas, pero menos que con la totalidad de los ensayos. En el caso de la EHE, las diferencias se han reducido y en todos los casos se encuentran por debajo del 5%.

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo $f_{ctm,sp}$	2,1	2,4	2,6	2,8	2,5
CEB-FIB-10					
$f_{ctm,sp}$	1,7	2,0	2,0	2,2	2,1
$\Delta(\%)$	18,5%	17,9%	23,2%	20,9%	16,3%
EHE-08					
$f_{ctm,sp}$	2,1	2,5	2,5	2,8	2,6
$\Delta(\%)$	-0,4%	-1,1%	5,0%	2,4%	-4,1%

Tab.5.16.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.12.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la Tabla 5.17 se muestran los estimadores estadísticos que comparan la igualdad de los valores experimentales del ensayo de tracción indirecta, con los valores estimados a partir de la resistencia media a compresión por el Código Modelo (CM), y la Instrucción Española (EHE) a diferentes edades. La coincidencia entre los valores experimentales y la predicción del CM debe descartarse. Los estimadores descartan la igualdad para las edades de 7, 14, 28 y 365 días. Por el contrario, no se puede descartar la igualdad entre el valor experimental y el valor sugerido por el CM para la edad de 90 días. Esta igualdad se establece para una muestra con una alta dispersión, que favorece una respuesta positiva del contraste de hipótesis. El recorrido de la muestra es de 56,57%, por lo que la muestra quedaría anulada por su escasa homogeneidad.

	7d	CM	
Media	2,12	1,72	
n	3		
s	0,17		
t^*_{n-1}	4,1683		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠CM	OK
	7d	EHE	
Media	2,12	2,12	
n	3		
s	0,17		
t^*_{n-1}	0,0344		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠EHE	KO
	14d	CM	
Media	2,55	1,99	
n	3		
s	0,20		
t^*_{n-1}	4,8611		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠CM	OK
	14d	EHE	
Media	2,55	2,45	
n	3		
s	0,20		
t^*_{n-1}	0,8917		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠EHE	KO
	28d	CM	
Media	2,59	1,81	
n	2		
s	0,07		
t^*_{n-1}	15,7584		
NC	95%		
n-1	1	H0; 28d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 28d≠CM	OK

	28d	EHE	
Media	2,59	2,23	
n	2		
s	0,07		
t^*_{n-1}	7,2731		
NC	95%		
n-1	1	H0; 28d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 28d≠EHE	OK
	90d	CM	
Media	2,52	1,82	
n	3		
s	0,60		
t^*_{n-1}	2,0200		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d≠CM	KO
	90d	EHE	
Media	2,52	2,25	
n	3		
s	0,60		
t^*_{n-1}	0,7791		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d≠EHE	KO
	365d	CM	
Media	2,34	1,35	
n	3		
s	0,17		
t^*_{n-1}	10,0577		
NC	95%		
n-1	2	H0; 365d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 365d≠CM	OK
	365d	EHE	
Media	2,34	1,68	
n	3		
s	0,17		
t^*_{n-1}	6,7051		
NC	95%		
n-1	2	H0; 365d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 365d≠EHE	OK

Tab.5.17.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada A

En cuanto a la igualdad estadística entre las muestras experimentales y los valores establecidos por la EHE tienen un comportamiento desigual. Para edades tempranas, de 7 y 14 días, no existen evidencias estadísticas que permitan afirmar que no hay igualdad entre los valores. Por el contrario, para edades de 28 y 365 días, los estimadores estadísticos entre los valores experimentales y los establecidos por la instrucción Española, descartan la igualdad para ambos valores. Al igual que ocurre en el caso del valor establecido por el CM, no puede descartarse la igualdad entre el valor experimental y el estimado por la normativa. En cambio, el valor del estimador en este caso, es mucho más cercano, y la afirmación de que ambos valores son iguales tiene mucha mayor potencia (2.02 para el CM frente a 0,7791 del EHE para un inverso de la t-Student con 2 grados de libertad para un intervalo de confianza del 95% de 2,92).

	7d	CM		
Media	2,12	1,72		
n	3			
s	0,17			
t^*_{n-1}	4,1683			
NC	95%			
n-1	2		H0; 7d=CM	KO
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200		H1; 7d≠CM	OK
	7d	EHE		
Media	2,12	2,13		
n	3			
s	0,17			
t^*_{n-1}	-0,0689			
NC	95%			
n-1	2		H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200		H1; 7d≠EHE	KO
	14d	CM		
Media	2,42	1,99		
n	2			
s	0,11			
t^*_{n-1}	5,7903			
NC	95%			
n-1	1		H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138		H1; 14d≠CM	KO

	14d	EHE	
Media	2,42	2,45	
n	2		
s	0,11		
t^*_{n-1}	-0,3469		
NC	95%		
n-l	1	H0; 14d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 14d≠EHE	KO

	28d	CM	
Media	2,59	1,99	
n	2		
s	0,07		
t^*_{n-1}	12,1218		
NC	95%		
n-l	1	H0; 28d=CM	KO
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 28d≠CM	OK

	28d	EHE	
Media	2,59	2,46	
n	2		
s	0,07		
t^*_{n-1}	2,6264		
NC	95%		
n-l	1	H0; 28d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 28d≠EHE	KO

	90d	CM	
Media	2,82	2,23	
n	2		
s	0,52		
t^*_{n-1}	1,6046		
NC	95%		
n-l	1	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 90d≠CM	KO

	90d	EHE	
Media	2,82	2,75	
n	2		
s	0,52		
t^*_{n-1}	0,1904		
NC	95%		
n-l	1	H0; 90d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 90d≠EHE	KO

	365d	CM		
Media	2,46	2,06		
n	2			
s	0,02			
t^*_{n-1}	28,2843			
NC	95%			
n-1	1		H0; 365d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 365d $\neq$ CM	OK

	365d	EHE		
Media	2,46	2,56		
n	2			
s	0,02			
t^*_{n-1}	-7,0711			
NC	95%			
n-1	1		H0; 365d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 365d $\neq$ EHE	OK

Tab.5.18.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Eliminando los valores atípicos, estadísticamente se produce una mayor aproximación entre los valores experimentales y los deducidos por la norma. Como se puede apreciar en la Tabla 5.18, la práctica totalidad de los valores estudiados conforme a la EHE, no pueden descartarse, y sólo el resultado a 365 días, es estadísticamente descartable. Paradójicamente esto ocurre con una diferencia de apenas un 4%. En cambio para la comprobación estadística de los valores del CM, se deben aceptar con diferencias que en algún caso supera el 20%. Esto es debido a que al eliminar los valores discordantes, la dispersión se ha reducido notabilísimamente, por lo que el rango de aceptación en la misma proporción.

5.1.1.4.- Relación densidad/parámetros resistentes

La principal característica del HLE es su bajo peso para alcanzar resistencias equiparables a las de un HC. Por ello es de suma importancia estudiar el ratio entre la resistencia y la densidad del hormigón. En las Tablas 5.19 a 5.22, se muestran los ratio entre las resistencias de cada una de las probetas y su densidad.

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LACB-7-1	13,2	1512,8	8,0	15,3	1510,5	8,0
LACB-7-2	17,5	1519,1	8,1			
LACB-7-3	15,3	1499,6	8,0			
LACB-14-1	15,6	1508,1	8,0	17,0	1511,0	8,0
LACB-14-2	17,7	1509,8	8,0			
LACB-14-3	17,5	1514,9	8,0			
LACB-28-1	14,0	1513,0	8,0	15,9	1515,5	8,0
LACB-28-2	15,9	1526,8	8,1			
LACB-28-3	17,9	1506,6	8,0			
LACB-90-2	18,4	1505,9	8,0	16,6	1504,0	8,0
LACB-90-3	14,8	1502,1	8,0			
LACB-365-1	16,5	1509,6	8,0	13,6	1502,9	8,0
LACB-365-3	10,7	1496,2	7,9			

Tab.5.19.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LACS-7-1	16,5	1517,0	5,1	16,3	1517,0	5,1
LACS-7-2	16,2	1517,0	5,1			
LACS-7-3	16,2	1517,0	5,1			
LACS-14-1	16,2	1511,1	5,1	16,2	1511,1	5,1
LACS-14-2	15,9	1511,1	5,1			
LACS-14-3	16,5	1511,1	5,1			
LACS-28-1	23,4	1496,3	5,1	23,9	1493,8	5,0
LACS-28-2	24,8	1496,3	5,1			
LACS-28-3	23,5	1488,9	5,0			
LACS-90-2	26,0	1492,4	5,0	28,0	1486,1	5,0
LACS-90-3	29,9	1479,7	5,0			
LACS-365-1	26,8	1469,9	5,0	28,1	1475,7	5,0
LACS-365-3	29,4	1481,5	5,0			

Tab.5.20.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LAT-7-1	1,5	1514,9	8,0	1,5	1518,2	8,0
LAT-7-2	1,5	1513,0	8,0			
LAT-7-3	1,4	1526,8	8,1			
LAT-14-1	1,7	1506,6	8,0	1,7	1512,8	8,0
LAT-14-2	1,5	1512,8	8,0			
LAT-14-3	1,8	1519,1	8,1			
LAT-28-2	1,8	1508,1	8,0	1,7	1509,0	8,0
LAT-28-3	1,7	1509,8	8,0			
LAT-90-1	2,7	1500,8	8,0	1,9	1512,9	8,0
LAT-90-2	1,5	1518,1	8,0			
LAT-90-3	1,5	1519,8	8,1			
LAT-365-1	4,6	1484,7	7,9	4,3	1498,7	7,9
LAT-365-2	3,7	1497,8	7,9			
LAT-365-3	4,5	1513,6	8,0			

Tab.5.21.- Ratio entre la resistencia a tracción indirecta y la densidad de cada una de las probetas. Amasada A

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LAF-7-2	1,7	1517,6	20,5			
LAF-14-1	2,6	1511,1	20,4			
LAF-14-2	2,4	1510,7	20,4	2,5	1510,9	20,4
LAF-28-1	2,8	1514,8	20,5			
LAF-28-2	2,9	1511,9	20,4	2,8	1513,3	20,4
LAF-365-1	3,0	1504,4	20,3			

Tab.5.22.- Ratio entre la resistencia a flexotracción y la densidad de cada una de las probetas.

Amasada A

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}/Den$	15,3	17,0	15,9	16,6	13,6
$DesvestC_{cil}/Den$	1,76	0,93	1,58	1,80	2,89
$f_{cm}/Den/Descest$	11,5%	5,5%	9,9%	10,8%	21,2%
$f_{ck,cil}/Den$	12,5	15,4	13,3	13,7	8,9
Recorrido	28,2%	12,1%	24,3%	21,7%	42,4%
$f_{cm,cub}/Den$	16,3	16,2	23,9	28,0	28,1
$DesvestC_{cub}/Den$	0,15	0,23	0,60	1,96	1,27
$f_{cm}/Den/Descest$	0,9%	1,4%	2,5%	7,0%	4,5%
$f_{ck,cub}/Den$	16,0	15,9	22,9	24,8	26,0
Recorrido	2,0%	3,4%	5,5%	14,0%	9,0%
$f_{ctm,sp}/Den$	1,5	1,7	1,7	1,9	1,6
$DesvestC_{sp}/Den$	0,08	0,13	0,05	0,56	0,12
$f_{ctm}/Den/Descest$	5,7%	7,6%	2,7%	29,7%	7,5%
$f_{ctk,sp}/Den$	1,3	1,5	1,6	1,0	1,4
Recorrido	13,0%	18,7%	5,4%	64,5%	17,4%
$f_{ctm,flc}/Den$	1,7	2,5	2,8	-	3,0
$DesvestC_{flc}/Den$	0,00	0,12	0,06	-	0,00
$f_{ctm}/Den/Descest$	0,0%	4,6%	2,0%	-	0,0%
$f_{ctk,flc}/Den$	1,7	2,3	2,7	-	3,0
Recorrido	0,0%	9,2%	4,0%	-	0,0%

Tab.5.23.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada A

En la Tabla 5.23, se muestran las relaciones entre la densidad y los diferentes parámetros resistentes estudiados en este trabajo. La relación entre la densidad y los parámetros resistentes en general aumenta ligeramente con la edad, según se muestra en la Figura 5.13. Tanto la resistencia a compresión como a tracción indirecta, aumenta muy marcadamente a las primeras edades, y posteriormente se estabiliza. En cambio, la flexotracción se mantiene estable en las edades más tempranas para luego crecer.

Fig.5.13.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A

La evolución de la relación resistencia-densidad con la edad debería tender a aumentar con la edad en todos los ensayos estudiados. A este efecto contribuyen dos factores. Por un lado, el aumento de resistencias con la edad. Por el otro, la disminución de la densidad por la pérdida de humedad interna. Ambas circunstancias deberían contribuir a que la ratio entre ambos factores aumente con la edad. La presencia de datos atípicos altera la evolución esperable de los resultados. En la Tabla 5.24 y en l Figura 5.14 se presentan los valores del ratio resistencia-densidad de cada edad.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}/Den$	14,3	17,0	16,9	18,4	16,5
$DesvestC_{cil}/Den$	1,08	0,93	0,99	0,00	0,00
$f_{cm}/Den/Descest$	7,6%	5,5%	5,9%	0,0%	0,0%
$f_{ck,cil}/Den$	12,5	15,4	15,3	18,4	16,5
Recorrido	15,1%	12,1%	11,7%	0,0%	0,0%
$f_{cm,cub}/Den$	16,3	16,2	23,9	28,0	28,1
$DesvestC_{cub}/Den$	0,15	0,23	0,60	1,96	1,27
$f_{cm}/Den/Descest$	0,9%	1,4%	2,5%	7,0%	4,5%
$f_{ck,cub}/Den$	16,0	15,9	22,9	24,8	26,0
Recorrido	2,0%	3,4%	5,5%	14,0%	9,0%
$f_{ctm,sp}/Den$	1,5	1,6	1,7	2,1	1,6
$DesvestC_{sp}/Den$	0,08	0,07	0,05	0,57	0,03
$f_{ctm}/Den/Descest$	5,7%	4,6%	2,7%	27,5%	1,7%
$f_{ctk,sp}/Den$	1,3	1,5	1,6	1,1	1,6
Recorrido	13,0%	9,2%	5,4%	55,0%	3,5%
$f_{ctm,fle}/Den$	1,7	2,5	2,8	-	3,0
$DesvestC_{fle}/Den$	-	0,12	0,06	-	-
$f_{ctm}/Den/Descest$	-	4,6%	2,0%	-	-
$f_{ctk,fle}/Den$	-	2,3	2,7	-	-
Recorrido	-	9,2%	4,0%	-	-

Tab.5.24.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.14.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada A (eliminadas las probetas de resultados anormales)

La eliminación de los valores atípicos, favorece que la evolución de la ratio entre la resistencia y la densidad, se acerque a la esperada. En este caso, todos los valores son sucesivamente superiores al valor anterior de la misma serie, salvo los datos anormalmente bajos a los 365 días.

5.1.2.- Relativas al Hormigón de la amasada B

5.1.2.1.- Resistencia a compresión

En la tabla 5.25 y en la Figura 5.15, se muestra la evolución de las medias de la resistencia a compresión, tanto de las probetas cilíndricas, como de las cúbicas. En la misma tabla, se indica la desviación típica (Desvest) de ambas series. Como medida normalizada de la homogeneidad de la media, se indica el cociente entre la media de la resistencia y la desviación típica. Por último, se incluye el valor característico de la resistencia (aquel que tiene una probabilidad del 95% de no ser sobrepasado por cualquier valor de la población de la muestra). Por último, se incluye el valor del recorrido, que conforme a la Norma Española, establece los valores límite de la dispersión, para poder ser aceptada una amasada.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}$	42,8	44,9	48,2	52,3	-
$DesvestC_{cil}$	14,21	7,33	5,88	6,65	-
$f_{cm}/Descest$	33,2%	16,3%	12,2%	12,7%	-
$f_{ck,cil}$	19,5	32,9	38,5	41,4	-
Recorrido	78,1%	38,9%	29,8%	28,8%	-
$f_{cm,cub}$	52,8	55,6	58,2	62,0	-
$DesvestC_{cub}$	2,14	4,89	2,54	0,86	-
$f_{cm}/Descest$	4,1%	8,8%	4,4%	1,4%	-
$f_{ck,cub}$	49,3	47,6	54,0	60,6	-
Recorrido	9,1%	20,5%	10,3%	3,2%	-

Tab.5.25.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada B

Fig.5.15.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B

La resistencia a compresión en probeta cúbica, es superior a la obtenida en los ensayos sobre probeta cilíndrica, como era de esperar. La diferencia entre los valores medios y característicos es mayor en las probetas cilíndricas, dado que la dispersión de los valores es mayor. La dispersión de las series de probeta cilíndrica es muy alta. Atendiendo a los criterios de la EHE en cuanto a la aceptación de una serie de probetas, ninguna de las correspondientes a las probetas cilíndricas, sería aceptable. En cambio, todas las probetas cúbicas, salvo la correspondiente a las realizadas a los 14 días.

Eliminando los valores anormalmente dispares del resto de los de su edad, se reduce notablemente la dispersión, y se ajusta más al valor de crecimiento previsto. En la Tabla 5.26 y en la Figura 5.16 se muestran los mismos valores que en la Tabla 5.25 y en la Figura 5.15, eliminando los valores discrepantes.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}$	48,4	49,9	51,5	57,0	-
$DesvestC_{cil}$	0,00	2,59	4,18	1,08	-
$f_{cm}/Descest$	0,0%	5,2%	8,1%	1,9%	-
$f_{ck,cil}$	48,4	45,6	44,7	55,2	-
Recorrido	0,0%	10,4%	16,2%	3,8%	-
$f_{cm,cub}$	52,8	53,3	58,2	62,0	-
$DesvestC_{cub}$	2,14	4,44	2,54	0,86	-
$f_{cm}/Descest$	4,1%	8,3%	4,4%	1,4%	-
$f_{ck,cub}$	49,3	46,0	54,0	60,6	-
Recorrido	9,1%	16,7%	10,3%	3,2%	-

Tab.5.26.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente en probeta cilíndrica y cúbica. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Los valores ensayados en probeta cilíndrica presentaban a priori una mayor dispersión que las ensayadas en probetas cúbicas. Una vez eliminadas las probetas con valores atípicos, las diferencias se acortan notabilísimamente. Pese a todo, los datos de las probetas cilíndricas a los 7 días son muy dispersos en cualquier caso. Una vez eliminados los datos, las series de probetas si son aceptables en cuanto al recorrido se refieren. Reducida la dispersión, la distancia entre la resistencia media y la resistencia característica se acorta.

Fig.5.16.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la tabla 5.27 y en la figura 5.17 se comparan los resultados experimentales obtenidos para la resistencia media a compresión a distintas edades con los resultados deducidos a partir de las expresiones del Código Modelo (11) y la EHE (13).

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f_{cm}	42,8	44,9	48,2	52,3	-
CEB-FIB-10					
$f_{cm(t)}$	45,8	47,2	48,2	49,2	-
$\Delta(\%)$	-7,0%	-5,0%	0,0%	5,9%	-
EHE-08					
$f_{cm(t)}$	35,7	43,6	48,2	51,6	-
$\Delta(\%)$	16,7%	3,0%	0,0%	1,4%	-

Tab.5.27.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B

Los resultados a las diferentes edades presentan una evolución creciente, como era de esperar conforme a todos los estudios y normativas hacen referencia. En general, se aprecia una buena aproximación de los valores deducidos a partir de las expresiones indicadas en la normativa. Los valores establecidos a partir del CM se encuentran entre más menos 5 y el 7 % en todas sus previsiones. En las edades inferiores a la referencia de 28 días, la previsión es superior al valor real arrojada por los ensayos. Para edades posteriores, es inferior. Esto es debido a que la formulación de la norma prevé un ritmo de crecimiento más alto hasta llegar a la edad de referencia, siendo posteriormente más contenido.

En cuanto a la previsión de resistencias de la EHE la diferencia es en todos los casos inferior a la realmente obtenida, salvo claro está, el valor de referencia a los 28 días. Los valores son en general más cercanos a los realmente obtenidos en los ensayos, inferiores al 3%, salvo la estimación a la semana de edad, en que la diferencia se dispara por encima del 15%.

En la Tabla 5.28 y en la Tabla 5.18 se muestran los resultados comparativos con de los valores experimentales con los valores previsibles de acuerdo al Código Modelo y a la Instrucción Española. Los valores previstos por el Código Modelo son en general más próximos una vez eliminados los valores atípicos. A edades tempranas la diferencia no excede del 2%. Por el contrario, una vez pasados los 28 días, paradójicamente la previsión se aleja respecto del valor original con todos los valores. Esta situación se repite para el caso de la comparación con la EHE. En este caso, para todas las edades, la disparidad entre los valores reales y las previsiones de la EHE es mayor para la totalidad de los datos, que una vez eliminados los valores atípicos.

Fig.5.17.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f_{cm}	48,4	49,9	51,5	57,0	-
CEB-FIB-10					
$f_{cm(t)}$	49,0	50,5	51,5	52,7	-
$\Delta(\%)$	-1,3%	-1,2%	0,0%	7,5%	-
EHE-08					
$f_{cm(t)}$	38,2	46,6	51,5	55,2	-
$\Delta(\%)$	21,1%	6,5%	0,0%	3,1%	-

Tab.5.28.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.18.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Desde el punto de vista estadístico, es necesario establecer los estimadores estadísticos que relacionen los valores obtenidos experimentalmente con los deducidos a partir de la formulación establecida en el Código Modelo y la Instrucción Española. En la Tabla 5.29 se muestran los valores calculados de los estadísticos

	7d	CM	
Media	42,80	45,80	
n	3		
s	14,21		
t^*_{n-1}	-0,3658		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=CM	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; 7d $\neq$ CM	KO
	7d	EHE	
Media	42,80	35,67	
n	3		
s	14,21		
t^*_{n-1}	0,8691		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; 7d $\neq$ EHE	KO
	14d	CM	
Media	44,91	47,16	
n	3		
s	7,33		
t^*_{n-1}	-0,5327		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; 14d $\neq$ CM	KO
	14d	EHE	
Media	44,91	43,57	
n	3		
s	7,33		
t^*_{n-1}	0,3158		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	2,9200	H1; 14d $\neq$ EHE	KO

	90d	CM	
Media	52,29	49,23	
n	3		
s	6,65		
t^*_{n-1}	0,7972		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d $\neq$ CM	KO
	90d	EHE	
Media	52,29	51,58	
n	3		
s	6,65		
t^*_{n-1}	0,1852		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d $\neq$ EHE	KO

Tab.5.29.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE.

Amasada B

A la vista de los estimadores, no existen razones para descartar la igualdad entre los valores experimentales y las previsiones de las normativas estudiadas. Todos los estimadores entran dentro del rango de aceptación de la hipótesis nula. A este respecto cabría destacar la inclusión como válido del valor calculado mediante la EHE para la edad de 7 días. La diferencia entre ambos valores supera el 15%, pero la amplitud de la desviación típica y el reducido tamaño de la muestra, imposibilitan descartar la igualdad entre los dos valores.

Repitiendo el proceso, eliminando los valores atípicos, ninguna de las estimaciones presenta evidencias para descartar la igualdad entre los valores experimentales y los valores previsibles conforme a las estimaciones de las dos normativas estudiadas.

	14d	CM	
Media	49,87	47,16	
n	2		
s	2,59		
t^*_{n-1}	1,4770		
NC	95%		
n-1	1	H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 14d $\neq$ CM	KO

14d		EHE	
Media	49,87	43,57	
n	2		
s	2,59		
t^*_{n-1}	3,4357		
NC	95%		
n-1	1	H0; 14d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 14d≠EHE	KO

90d		CM	
Media	49,42	49,23	
n	2		
s	6,45		
t^*_{n-1}	0,0417		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 90d≠CM	KO

90d		EHE	
Media	49,42	51,58	
n	2		
s	6,45		
t^*_{n-1}	-0,4735		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 90d≠EHE	KO

Tab.5.30.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con el valor estimado por el Código Modelo y la EHE.

Amasada B

No se ha incluido la comparativa a los 7 días pues al eliminar los datos atípicos, el único dato resultante no permite la comparación estadística.

En la Tabla 5.31 y en la Figura 5.19, se comparan los valores de resistencia obtenidos mediante el ensayo a compresión en la prensa, y el valor estimado a partir de la determinación del índice de rebote.

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo f_{cm}	42,8	44,9	48,2	52,3	-
$f_{est, esc}$					
$f_{ctm, fl}$	29,1	25,9	26,4	29,8	-
$\Delta(\%)$	32,1%	42,4%	45,2%	43,0%	-

Tab.5.31.- Resistencia media a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada B

Fig.5.19.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y estimación del valor mediante esclerómetro. Amasada B

La diferencia entre los valores obtenidos experimentalmente de la resistencia a compresión, y los determinados mediante el índice de rebote, presentan una gran disparidad, estando en el mejor de los casos a más del 30% del valor, llegando a sobrepasar el 45 %.

En la Tabla 5.32, se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos a partir del índice de rebote. Analizando los datos estadísticamente, como era esperable por la enorme disparidad entre los datos, tampoco se puede aceptar que el valor obtenido mediante el esclerómetro sea aceptado como válido para ninguna de las edades.

La diferencia entre ambos valores, experimentales y estimados a partir del índice de rebote del esclerómetro, es tal que no procede la comparación sin los valores atípicos. El valor medio de los datos retirando los atípicos es mayor que el de la totalidad de los datos, por lo que la diferencia sería aún mayor.

	7d	7Esc	
Media	42,80	32,36	
n	3	11	
s_i^2	201,87	4,68	
s^2	37,5466		
$t_{n1+n2-2}^*$	2,6158		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; 7d=7Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; 7d≠7Esc	OK

	14d	14Esc	
Media	44,91	27,73	
n	3	11	
s_i^2	53,70	4,90	
s^2	13,0317		
$t_{n1+n2-2}^*$	7,3041		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; 14d=14Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; 14d≠14Esc	OK
	28d	28Esc	
Media	48,15	29,61	
n	3	11	
s_i^2	34,61	5,23	
s^2	10,1282		
$t_{n1+n2-2}^*$	8,9425		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; 28d=28Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; 28d≠28Esc	OK
	90d	90Esc	
Media	52,29	32,11	
n	3	10	
s_i^2	44,23	5,65	
s^2	12,6634		
$t_{n1+n2-2}^*$	8,6150		
NC	95%		
n1+n2-2	11	H0; 90d=90Esc	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7959	H1; 90d≠90Esc	OK

Tab.5.32.- Estimadores estadísticos de la resistencia a compresión a diferentes edades obtenida experimentalmente y su correlación con la determinada mediante esclerómetro. Amasada B

5.1.2.2.- Módulo de deformación longitudinal E

En la Tabla 5.33 y las Figuras 5.20 y 5.21 se comparan los resultados reales obtenidos, con los valores deducidos de la normativa tomada en consideración. En el primer caso, fijando la densidad de la muestra, mientras que en el segundo se fija la resistencia media a compresión. En ambos casos se han tomado los valores a 28 días.

ρ	2072,2			
f_c	48,2			
E Real	23,6			
	JGJ51-2002	ACI 318-95	ISE	FIB-CM10
E	29,0	28,1	29,8	33,9
$\Delta(\%)$	22,9%	19,1%	26,0%	43,4%

Tab.5.33.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la resistencia media según diversa normativa. Amasada B.

Fig.5.20.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E , para una densidad de 2.072,15 kg/m³, en función de la resistencia media, f_{cm} , según diferente normativa. Amasada B

Fig.5.21.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E , para una resistencia media f_{cm} de 48,15 MPa, en función de la densidad, ρ , según diferente normativa. Amasada B

A la vista de los valores obtenidos, la deducción del valor del módulo de elasticidad según el ACI es el que más se aproxima al valor experimental obtenido en los ensayos, con una diferencia de un 19,05 %. En este caso, la diferencia entre el valor real y los previstos por la normativa es mucho más acusada. El resto de los valores difieren en gran medida del valor experimental, siempre estando por encima del 20%, pasando del 40% en

el caso de la FIB-CM2010. En todos los casos, los valores estimados son superiores al valor experimental.

En la Tabla 5.34, se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos a partir del valor estimado por la normativa estudiada. Analizando los datos estadísticamente, puede afirmarse que existen evidencias para descartar la igualdad entre los datos obtenidos experimentalmente y los establecidos por el ISE y el FIB-CM-2010. Por el contrario, estadísticamente no se puede negar la igualdad entre los resultados reales y los valores predichos tanto por el JGJ51-2002 como el ACI318-95.

E JGJ51			
Media	23,64	29,04	
n	3		
s	3,44		
t^*_{n-1}	-2,7220		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=JGJ51	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; E≠JGJ51	KO
E ACI			
Media	23,64	28,14	
n	3		
s	3,44		
t^*_{n-1}	-2,2685		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=ACI	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; E≠ACI	KO
E ISE			
Media	23,64	29,79	
n	3		
s	3,44		
t^*_{n-1}	-3,0998		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=ISE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; E≠ISE	OK
E CM			
Media	23,64	33,90	
n	3		
s	3,44		
t^*_{n-1}	-5,1703		
NC	95%		
n-1	2	H0; E=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; E≠CM	OK

Tab.5.34.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a los 28 días y su correlación con el propuesto por diferente normativa. Amasada B

En la Tabla 5.35 y la Figura 5.22 se comparan los resultados reales obtenidos, con los valores deducidos a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos (33).

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo E	16,1	31,5	23,6	26,2	-
E_{est,ult}					
E _{est,ult}	16,7	17,0	17,5	17,5	-
$\Delta(\%)$	-3,6%	46,1%	26,1%	33,1%	-

Tab.5.35.- Módulo de elasticidad E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada B

Fig.5.22.- Previsión de la evolución del módulo de elasticidad, E a diferentes edades, y estimación del valor a diferentes edades a partir de la velocidad de propagación de ultrasonidos. Amasada B

A la vista de los resultados mostrados en la tabla y la figura puede establecerse que no hay correlación constante entre los valores obtenidos experimentalmente a través de los ensayos de compresión, y la estimación por la velocidad de propagación de ultrasonidos. Excepcionalmente la diferencia en el caso de las muestras a 7 días es de únicamente un 3,58%. El resto de los valores se sitúan por encima del 25%, llegando al 46 en el caso de las muestras a 14 días. A este respecto, cabe destacar el valor anormalmente alto del ensayo a esa edad, que rompe lo que era una tendencia de crecimiento constante con la edad, lo que puede ayudar a acentuar la diferencia entre los valores de esa edad.

En la Tabla 5.36, se ofrecen los parámetros estadísticos calculados para establecer la correspondencia entre los valores obtenidos en los ensayos a compresión, y los deducidos

a partir de la estimada a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos. Analizando los datos estadísticamente, no puede aceptarse la igualdad entre los valores obtenidos experimentalmente en los ensayos de compresión, y los deducidos a partir de las mediciones de ultrasonidos. La diferencia entre el estimador y el valor de comparación es en todos los casos varios órdenes de magnitud superiores. Es de destacar en este caso el estimador a los 7 días. La diferencia entre ambos valores es de apenas un 3,58%. En cambio, no se puede afirmar que ambos valores puedan ser considerados iguales, cuando en casos anteriores, con diferencias significativamente mayores si se aceptaba la igualdad entre dos series de valores. Esto es debido a que el tamaño de la muestra de las estimaciones con el ultrasonido es significativamente mayor que las que se ha venido utilizando, al realizarse la medición a la totalidad de las probetas, y no solamente a las que se van a ensayar específicamente con un ensayo destructivo. Con esto, el valor del límite de aceptación se reduce notablemente, por lo que de esta forma no se puede aceptar lo que para muestras más pequeñas si se puede.

	E7	E,Ult	
Media	16082,50	16658,18	
n	2	11	
s_i^2	669942,25	721,37	
s^2	61559,63		
$t_{n1+n2-2}^*$	-3,0184		
NC	95%		
n1+n2-2	11	H0; E7=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2, cen}$	1,7959	H1; E7≠E,Ult	OK
	E14	E,Ult	
Media	31509,33	16994,91	
n	3	11	
s_i^2	669942,25	482,58	
s^2	112059,20		
$t_{n1+n2-2}^*$	66,5685		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; E14=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2, cen}$	1,7823	H1; E14≠E,Ult	OK

	E28	E,Ult	
Media	23637,00	17462,09	
n	3	11	
s_i^2	669942,25	418,27	
s^2	112005,60		
$t_{n1+n2-2}^*$	28,3272		
NC	95%		
n1+n2-2	12	H0; E28=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7823	H1; E28≠E,Ult	OK
	E90	E,Ult	
Media	26176,67	17504,30	
n	3	10	
s_i^2	669942,25	729,42	
s^2	122404,48		
$t_{n1+n2-2}^*$	37,6555		
NC	95%		
n1+n2-2	11	H0; E90=E,Ult	KO
Inv. $t_{n1+n2-2,cen}$	1,7959	H1; E90≠E,Ult	OK

Tab.5.36.- Estimadores estadísticos del módulo de elasticidad a diferentes edades y su correlación con el deducido a partir de la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos. Amasada B

5.1.2.3.- Resistencia a tracción

La resistencia a tracción se ha medido experimental a partir de la resistencia a tracción indirecta (s_p) y de la resistencia a flexotracción (s_{fl}). En la Tabla 5.37 y la Figura 5.23 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de tracción indirecta y flexotracción a las edades de 7, 14, 28 y 90 días. En la misma tabla, se indica la desviación típica (s) de ambas series. Como medida normalizada de la homogeneidad de la media, se indica el cociente entre la media de la resistencia y la desviación típica. Además, se incluye el valor característico de la resistencia (aquel que tiene una probabilidad del 95% de no ser sobrepasado por cualquier valor de la población de la muestra). El último valor de la tabla corresponde al recorrido muestral. Como está ampliamente estudiado, los valores obtenidos mediante el ensayo de flexotracción son superiores a los obtenidos mediante tracción indirecta

Edad	7	14	28	90	365
$f_{ctm,sp}$	3,3	3,0	2,9	3,3	-
Desvest T_{sp}	0,4	0,2	0,9	0,4	-
$f_{ctm}/Descest$	11,4%	7,0%	29,5%	11,2%	-
$f_{ck,sp}$	2,7	2,7	1,5	2,7	-
Recorrido	26,5%	15,2%	67,1%	26,7%	-
$f_{ctm,fl}$	4,1	5,2	5,2	5,3	-
Desvest T_{fl}	-	0,3	0,4	-	-
$f_{ctm}/Descest$	-	5,6%	7,2%	-	-
$f_{ck,fl}$	-	4,7	4,5	-	-
Recorrido	-	11,2%	14,4%	-	-

Tab.5.37.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl). Amasada B

Fig.5.23.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (sp) frente a los de flexotracción (fl). Amasada B

Los resultados de los ensayos de tracción, bien por tracción indirecta, como por flexotracción presentan unos valores que no se ajustan completamente a los valores esperables. Como ocurría con la anterior amasada, la evolución del valor resistente no se incrementa siempre con la edad. En el caso de los ensayos de tracción indirecta, el incremento existe entre la edad más temprana y tardía del ensayo, pero los valores intermedios decrecen sucesivamente en contra de lo esperado. Como ocurre igual en la amasada A, existen valores anormales en el resultado de algunos ensayos que desvirtúan las medias. Los recorridos de las muestras son muy elevados, lo que denota la presencia de estos valores anormales. Eliminados estos valores, la evolución de la resistencia si se ajusta más a lo esperado. A este respecto, los valores de flexotracción, si presentan un incremento gradual más ajustado a lo esperado. Por otro lado, la resistencia a flexotracción siendo más alta que la resistencia a tracción indirecta, como era esperado. es mayor que la esperada ($f_{ctm,sp} = 0,9f_{ctm,fl}$).

En la Tabla 5.38 y la Figura 5.24 se muestran los valores de tracción eliminados los resultados anómalos. Como se observa, se han reducido el recorrido de la muestra. En cuanto a las resistencias, no existe un patrón claro en cuanto un incremento o decremento de los valores. Lo que si se aprecia es una mayor linealidad en la evolución de las resistencias, desapareciendo los escalones a la baja apreciados con la totalidad de los datos, Con esto, la evolución de las resistencias con la edad, se ajusta más a lo esperado.

Edad	7	14	28	90	365
$f_{ctm,sp}$	3,1	3,1	3,5	3,6	-
$DesvestT_{sp}$	0,3	0,2	0,2	0,1	-
$f_{ctm}/Descest$	11,0%	7,0%	4,3%	3,4%	-
$f_{ck,sp}$	2,6	2,8	3,3	3,4	-
Recorrido	21,9%	13,9%	8,7%	6,8%	-
$f_{ctm,fl}$	4,1	4,9	5,2	5,3	-
$DesvestT_{fl}$	-	0,0	0,4	-	-
$f_{ctm}/Descest$	-	0,0%	7,2%	-	-
$f_{ck,fl}$	-	4,9	4,5	-	-
Recorrido	-	0,0%	14,4%	-	-

Tab.5.38.- Resistencia media a tracción a diferentes edades obtenida experimentalmente mediante ensayo de tracción indirecta (*sp*) y flexotracción (*fl*). Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.24.- Comparación de los valores experimentales de tracción indirecta (*sp*) frente a los de flexotracción (*fl*). Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

La Tabla 5.38 y la Figura 5.24 muestra una comparación, a distintas edades, entre el valor de resistencia a tracción obtenido experimentalmente y el valor obtenido a partir de las determinaciones del Código Modelo (28) y la Instrucción Española (31).

Edad	7	14	28	90	365
Ensayo $f_{ctm,sp}$	3,3	3,0	2,9	3,3	-
CEB-FIB-10					
$f_{ctm,sp}$	3,5	3,7	3,8	4,0	-
$\Delta(\%)$	-7,2%	-20,4%	-31,1%	-21,0%	-
EHE-08					
$f_{ctm,sp}$	3,7	3,8	4,0	4,2	-
$\Delta(\%)$	-11,4%	-24,7%	-35,9%	-25,6%	-

Tab.5.39.- Resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades obtenida experimentalmente y estimación del valor con el Código Modelo y la EHE. Amasada B

Fig.5.25.- Comparación de la resistencia media a tracción indirecta a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B

Para todas las edades, los valores estimado por el Código Modelo a partir de la resistencia a compresión es superior a la experimental mediante el ensayo a tracción indirecta. En el más favorable de los casos, la diferencia ronda el 7% para la estimación a los 7 días. En el caso de las estimaciones de la Instrucción Española, la diferencia es más acusada en general, siendo el valor más próximo también el estimado a la edad de 7 días. Salvo estos casos, la estimación en todos los casos supera el 20%.

En la Tabla 5.40 se muestran los estimadores estadísticos que comparan la igualdad de los valores experimentales del ensayo de tracción indirecta, con los valores estimados a partir de la resistencia media a compresión por el Código Modelo (CM), y la Instrucción Española (EHE) a diferentes edades. La coincidencia entre los valores experimentales y la predicción del CM debe descartarse a priori. Los estimadores descartan la igualdad para las edades de 14 y 90 días. Por el contrario, no se puede descartar la igualdad entre el valor experimental y el valor sugerido por el CM para las edades de 7 y 28 días. Esta igualdad se establece para una muestra con una alta dispersión, que favorece una

respuesta positiva del contraste de hipótesis. El recorrido de la muestra es de 67,08% para el caso de los 28, por lo que la muestra quedaría anulada por su escasa homogeneidad.

	7d	CM	
Media	3,29	3,52	
n	3		
s	0,37		
t^*_{n-1}	-1,0871		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠CM	KO
	7d	EHE	
Media	3,29	3,66	
n	3		
s	0,37		
t^*_{n-1}	-1,7348		
NC	95%		
n-1	2	H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 7d≠EHE	KO
	14d	CM	
Media	3,03	3,65	
n	3		
s	0,21		
t^*_{n-1}	-5,0816		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠CM	OK
	14d	EHE	
Media	3,03	3,78	
n	3		
s	0,21		
t^*_{n-1}	-6,1488		
NC	95%		
n-1	2	H0; 14d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 14d≠EHE	OK
	28d	CM	
Media	2,91	3,82	
n	3		
s	0,86		
t^*_{n-1}	-1,8303		
NC	95%		
n-1	2	H0; 28d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 28d≠CM	KO

	28d	EHE	
Media	2,91	3,96	
n	3		
s	0,86		
t^*_{n-1}	-2,1128		
NC	95%		
n-1	2	H0; 28d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 28d≠EHE	KO
	90d	CM	
Media	3,34	4,04	
n	3		
s	0,38		
t^*_{n-1}	-3,2518		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=CM	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d≠CM	OK
	90d	EHE	
Media	3,34	4,19	
n	3		
s	0,38		
t^*_{n-1}	-3,9443		
NC	95%		
n-1	2	H0; 90d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1,cen}$	2,9200	H1; 90d≠EHE	OK

Tab.5.40.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada B

En cuanto a la igualdad estadística entre las muestras experimentales y los valores establecidos por la EHE, el comportamiento es parecido al del CM. La igualdad entre ambos parámetros no se puede descartar a las edades de 7 y 28 días, descartándose en el resto de los casos. Los estimadores tienen una mejor aproximación para el caso del CM que para la EHE.

	7d	CM	
Media	3,11	3,52	
n	2		
s	0,34		
t^*_{n-1}	-1,7087		
NC	95%		
n-1	1	H0; 7d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138	H1; 7d≠CM	KO

	7d	EHE		
Media	3,11	3,66		
n	2			
s	0,34			
t^*_{n-1}	-2,2893			
NC	95%			
n-1	1		H0; 7d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 7d≠EHE	KO

	14d	CM		
Media	3,11	3,65		
n	2			
s	0,22			
t^*_{n-1}	-3,5062			
NC	95%			
n-1	1		H0; 14d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 14d≠CM	KO

	14d	EHE		
Media	3,11	3,78		
n	2			
s	0,22			
t^*_{n-1}	-4,3534			
NC	95%			
n-1	1		H0; 14d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 14d≠EHE	KO

	28d	CM		
Media	3,51	3,82		
n	2			
s	0,15			
t^*_{n-1}	-2,8423			
NC	95%			
n-1	1		H0; 28d=CM	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 28d≠CM	KO

	28d	EHE		
Media	3,51	3,96		
n	2			
s	0,15			
t^*_{n-1}	-4,1406			
NC	95%			
n-1	1		H0; 28d=EHE	OK
Inv. $t_{n-1,cen}$	6,3138		H1; 28d≠EHE	KO

	90d	CM	
Media	3,59	4,04	
n	2		
s	0,12		
t_{n-1}^*	-5,2204		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=CM	OK
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 90d≠CM	KO

	90d	EHE	
Media	3,59	4,19	
n	2		
s	0,12		
t_{n-1}^*	-6,9663		
NC	95%		
n-1	1	H0; 90d=EHE	KO
Inv. $t_{n-1, cen}$	6,3138	H1; 90d≠EHE	OK

Tab.5.41.- Estimadores estadísticos de la resistencia a tracción indirecta a diferentes edades y su correlación con la propuesta por diferente normativa. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Eliminando los valores atípicos, estadísticamente se produce una mayor aproximación entre los valores experimentales y los deducidos por la norma. Como se puede apreciar en la Tabla 5.41, la totalidad de los valores estudiados conforme al CM, no pueden descartarse. Para la comprobación estadística de los valores de la EHE, únicamente es descartable la igualdad para los valores obtenidos a 90 días. Hay que tener en cuenta, que la imposibilidad de descartar la igualdad entre los parámetros experimentales y la estimación de la normativa se debe tanto, a la mayor aproximación de los valores, como al menor tamaño de la muestra que aumenta el margen de aceptación.

5.1.2.4.- Relación densidad/parámetros resistentes

La principal característica del HLE es su bajo peso para alcanzar resistencias equiparables a las de un HC. Por ello es de suma importancia estudiar el ratio entre la resistencia y la densidad del hormigón. En las Tablas 5.42 a 5.45, se muestran los ratio entre las resistencias de cada una de las probetas y su densidad.

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LBCB-7-1	11,4	2051,4	10,9	21,0	2042,1	10,8
LBCB-7-2	27,9	2030,3	10,8			
LBCB-7-3	23,7	2044,6	10,8			
LBCB-14-1	17,0	2052,3	10,9	21,8	2059,5	10,9
LBCB-14-2	22,9	2060,1	10,9			
LBCB-14-3	25,4	2066,1	11,0			
LBCB-28-1	27,1	2053,7	10,9	23,4	2053,2	10,9
LBCB-28-2	20,2	2048,7	10,9			
LBCB-28-3	23,0	2057,2	10,9			
LBCB-90-1	20,9	2052,0	10,9	25,6	2042,5	10,8
LBCB-90-2	28,4	2044,2	10,8			
LBCB-90-3	27,5	2031,2	10,8			

Tab.5.42.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LBCS-7-1	26,8	2084,4	7,0	25,3	2085,7	7,0
LBCS-7-2	24,8	2081,5	7,0			
LBCS-7-3	24,4	2091,3	7,1			
LBCS-14-1	27,7	2085,0	7,0	26,5	2101,1	7,1
LBCS-14-2	28,6	2104,3	7,1			
LBCS-14-3	23,1	2114,1	7,1			
LBCS-28-1	27,4	2090,1	7,1	27,8	2093,3	7,1
LBCS-28-2	29,5	2085,6	7,0			
LBCS-28-3	26,4	2104,3	7,1			
LBCS-90-1	29,8	2105,5	7,1	29,3	2117,6	7,1
LBCS-90-2	29,1	2143,4	7,2			
LBCS-90-3	28,9	2104,0	7,1			

Tab.5.43.- Ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B

Probeta	σ/δ (KPam ³ /kg)	δ (Kg/m ³)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso _{media}
LBT-7-1	1,8	2054,6	10,9	1,6	2053,8	10,9
LBT-7-2	1,7	2055,9	10,9			
LBT-7-3	1,3	2050,8	10,9			
LBT-14-1	1,4	2077,6	11,0	1,5	2054,8	10,9
LBT-14-2	1,6	2062,5	10,9			
LBT-14-3	1,4	2024,2	10,7			
LBT-28-1	1,8	2063,1	10,9	1,4	2063,7	10,9
LBT-28-2	1,6	2068,0	11,0			
LBT-28-3	0,8	2060,1	10,9			
LBT-90-1	1,4	2048,4	10,9	1,6	2056,4	10,9
LBT-90-2	1,8	2071,6	11,0			
LBT-90-3	1,7	2049,1	10,9			

Tab.5.44.- Ratio entre la resistencia a tracción indirecta y la densidad de cada una de las probetas. Amasada B

Probeta	σ/δ (KPa m^3 /kg)	δ (Kg/ m^3)	Peso (kg)	σ/δ_{media}	δ_{media}	Peso $_{media}$
LBF-7-1	1,9	2051,9	27,7	2,0	2022,2	27,3
LBF-7-2	2,1	1992,6	26,9			
LBF-14-1	2,6	2081,5	28,1	2,5	2063,0	27,9
LBF-14-2	2,4	2044,4	27,6			
LBF-28-1	2,3	2081,5	28,1	2,5	2081,5	28,1
LBF-28-2	2,7	2081,5	28,1			
LBF-90-1	2,6	2077,8	28,1			

Tab.5.45.- Ratio entre la resistencia a flexotracción y la densidad de cada una de las probetas.

Amasada B

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}/Den$	21,0	21,8	23,4	25,6	-
$DesvestC_{cil}/Den$	7,0	3,5	2,8	3,3	-
$f_{cm}/Den/Descest$	33,5%	16,1%	12,1%	13,0%	-
$f_{ck,cil}/Den$	9,5	16,1	18,8	20,2	-
Recorrido	79,0%	38,3%	29,6%	29,1%	-
$f_{cm,cub}/Den$	25,3	26,5	27,8	29,3	-
$DesvestC_{cub}/Den$	1,0	2,4	1,3	0,4	-
$f_{cm}/Den/Descest$	4,1%	9,1%	4,7%	1,3%	-
$f_{ck,cub}/Den$	23,6	22,5	25,7	28,6	-
Recorrido	9,4%	20,8%	11,2%	3,1%	-
$f_{ctm,sp}/Den$	1,6	1,5	1,4	1,6	-
$DesvestC_{sp}/Den$	0,2	0,1	0,4	0,2	-
$f_{ctm}/Den/Descest$	11,3%	6,7%	29,4%	10,9%	-
$f_{ctk,sp}/Den$	1,3	1,3	0,7	1,3	-
Recorrido	26,4%	15,0%	67,0%	25,5%	-
$f_{ctm,fle}/Den$	2,0	2,5	2,5	2,6	-
$DesvestC_{fle}/Den$	0,1	0,1	0,2	0,0	-
$f_{ctm}/Den/Descest$	3,9%	4,7%	7,2%	0,0%	-
$f_{ctk,fle}/Den$	1,9	2,3	2,2	2,6	-
Recorrido	7,9%	9,4%	14,4%	0,0%	-

Tab.5.46.- Estimadores estadísticos de la relación entre la resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada B

En la Tabla 5.46, se muestran las relaciones entre la densidad y los diferentes parámetros resistentes estudiados en este trabajo. La relación entre la densidad y los parámetros resistentes en general aumenta ligeramente con la edad, según se muestra en la Figura 5.26. La evolución en todos los casos es muy progresivas, no presentando escalones diferenciados entre cada una de la edades estudiadas. La evolución del ratio resistencia-densidad se ajusta a la esperada, sin diferencias marcadas entre cada edad.

La presencia de datos atípicos ha alterado los valores esperables de las resistencias En la Tabla 5.47 y en l Figura 5.27 se presentan los valores del ratio resistencia-densidad de cada edad, eliminando los valores atípicos.

La eliminación de los valores atípicos, paradójicamente desvía la evolución de la ratio entre la resistencia y la densidad de la esperada. En este caso, se producen discontinuidades en la evolución de la ratio. Siendo en todos los casos los valores superiores a los de la edad anterior, existe una fuerte disparidad entre el salto entre cada edad.

Fig.5.26.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cil}/Den$	17,5	24,2	25,1	27,9	-
$DesvestC_{cil}/Den$	6,2	1,2	2,1	0,4	-
$f_{cm}/Den/Descest$	35,1%	5,1%	8,2%	1,6%	-
$f_{ck,cil}/Den$	7,4	22,2	21,7	27,2	-
Recorrido	70,3%	10,1%	16,4%	3,2%	-
$f_{cm,cub}/Den$	25,3	25,4	27,8	29,3	-
$DesvestC_{cub}/Den$	1,0	2,3	1,3	0,4	-
$f_{cm}/Den/Descest$	4,1%	9,0%	4,7%	1,3%	-
$f_{ck,cub}/Den$	23,6	21,6	25,7	28,6	-
Recorrido	9,4%	18,0%	11,2%	3,1%	-
$f_{ctm,sp}/Den$	1,5	1,5	1,7	1,7	-
$DesvestC_{sp}/Den$	0,2	0,1	0,1	0,0	-
$f_{ctm}/Den/Descest$	10,8%	7,3%	4,5%	2,8%	-
$f_{ctk,sp}/Den$	1,2	1,3	1,6	1,7	-
Recorrido	21,7%	14,7%	8,9%	5,7%	-
$f_{ctm,flc}/Den$	2,0	2,4	2,5	2,6	-
$DesvestC_{flc}/Den$	0,1	0,0	0,2	0,0	-
$f_{ctm}/Den/Descest$	3,9%	0,0%	7,2%	0,0%	-
$f_{ctk,flc}/Den$	1,9	2,4	2,2	2,6	-
Recorrido	7,9%	0,0%	14,4%	0,0%	-

Tab.5.47.- Estimadores estadísticos de la relación entre las resistencias de cada uno de los ensayos y la densidad a diferentes edades. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.27.- Comparación de la resistencia media a compresión a diferentes edades y la prevista en el Código Modelo y la EHE. Amasada B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

5.1.3.- Comparación entre las tipologías de hormigones

5.1.3.1.- Valores característicos

Como era de esperar, los resultados de ambas amasadas son muy distintos al tratarse de dos tipologías distintas de hormigón. No es racional realizar una comparativa de valores que a priori ya se saben que son distintos. El análisis se centra pues en los ratio, para las diferentes edades, entre las resistencias a compresión y el resto de los parámetros. En la Tabla 5.48 y en las Figuras 5.28 y 5.29 se muestran los ratios entre las diferentes resistencias calculadas durante los ensayos de caracterización y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica en cada una de las edades. Para esta tabla, se han tomado los valores medios de cada una de las resistencias

Edad	7	14	28	90	365
$f_{cm,cilA}$	23,17	25,62	24,14	25,00	20,47
$f_{cm,cubA}$	24,72	24,51	35,71	41,58	41,46
$f_{cm,cubA}/f_{cm,cilA}$	1,067	0,957	1,480	1,663	2,026
A $f_{ctm,spA}$	2,12	2,55	2,59	2,52	2,34
$f_{ctm,spA}/f_{cm,cilA}$	0,092	0,100	0,107	0,101	0,114
$f_{ctm,flA}$	2,63	3,795	4,25	-	4,49
$f_{ctm,flA}/f_{cm,cilA}$	0,114	0,148	0,176	-	0,219
$f_{cm,cilB}$	42,80	44,91	48,15	52,29	-
$f_{cm,cubB}$	52,79	55,60	58,16	61,97	-
$f_{cm,cubB}/f_{cm,cilB}$	1,233	1,238	1,208	1,185	-
B $f_{ctm,spB}$	3,29	3,03	2,91	3,34	-
$f_{ctm,spB}/f_{cm,cilB}$	0,077	0,067	0,060	0,064	-
$f_{ctm,flB}$	4,05	5,2	5,15	5,3	-
$f_{ctm,flB}/f_{cm,cilB}$	0,095	0,116	0,107	0,101	-

Tab.5.48.- Evolución de la ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B

Fig.5.28.- Evolución de la ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica (cub) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B

Fig.5.29.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B

El análisis general de los datos lleva a pensar que, para el hormigón de la amasada A, la ratio entre las diversas resistencias, tiende a aumentar con la edad. Esto es, las diferentes resistencias crecen más rápido que la resistencia a compresión en probeta cilíndrica. Por el contrario, la evolución de la ratio de la amasada B, tiende a ser más estable, con una ligera tendencia decreciente. En este caso, la resistencia a compresión en probeta cilíndrica tiende a crecer ligeramente más rápido que el resto de las resistencias estudiadas. La no existencia de probetas ensayadas a los 90 días de la amasada B, es la responsable de la caída en ese punto.

En la Tabla 5.49 se muestran para todas las posibles regresiones de cada uno de los ratios estudiados el valor R^2 de la regresión. Para cada una de ellas se indica además el número de datos considerados en el cálculo. En la Figura 5.30 se muestran varios ejemplos de regresiones, una de cada tipo, de todas las ratios estudiadas.

A la vista de la tabla, se aprecia que el valor R^2 más alto es de 0,9828 correspondiente a la regresión polinómica de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada A. Para que pueda considerarse que existe algún tipo de dependencia el coeficiente R^2 ha de ser próximo a la unidad. La Tabla 5.49 muestra valores próximos a la unidad que podrían hacer pensar de algún tipo de dependencia entre los valores que conforman el ratio. En cambio, esos valores no se encuentran sistemáticamente para el mismo tipo de regresión y ratio entre resistencias. Como se ha indicado, el valor R^2 más alto corresponde a la regresión polinómica de la ratio de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada A. Mientras este valor es de 0,9828 para la amasada A, es de tan

sólo 0,2912 para la amasada B. No existe un patrón claro que permita afirmar con rotundidad que existe una correlación clara las diversas variables.

	CS/CB_A	T/CB_A	F/CB_A	CS/CB_B	T/CB_B	F/CB_B
nº Datos	5	5	4	4	4	4
Lineal	0,7299	0,6226	0,7191	0,8659	0,2309	0,0332
Exponencial	0,6367	0,5956	0,6283	0,8696	0,2210	0,0262
Logarítmica	0,9116	0,7145	0,9268	0,8796	0,5365	0,0021
Polinómica	0,8909	0,6284	0,9828	0,9261	0,9552	0,2912
Potencial	0,8609	0,7080	0,8672	0,8813	0,5245	0,0050

Tab.5.49.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios con los valores medios

regresión exponencial

regresión potencial

regresión logarítmica

Fig.5.30.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios.

En la Figura 5.31 se muestra la gráfica de la ratio de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada A, mostrando la de la regresión polinómica. Si bien matemática la aproximación es altísima, los valores intermedios entre la edad de 28 y los 365 días, que no se han podido obtener experimentalmente, no parece que se ajusten a la previsión.

Fig.5.31.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios.

Si se eliminan los datos atípicos, el análisis cambia ligeramente. En la Tabla 5.50 y en la Figuras 5.32 y 5.33 se repiten los datos de las tablas y figuras anteriores eliminando aquellos considerados atípicos. En esta nueva situación, se aprecia una mayor estabilidad en todos los casos. Las ratios de la resistencia a compresión en probeta cúbica y de la

resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica, si bien mantiene una tendencia creciente, esta es mucho menos acusada que en los casos anteriores. El resto de los casos presentan unos valores prácticamente uniformes a lo largo de toda la serie. Esto induce a pensar que las diferentes resistencias evolucionan de igual manera a lo largo de las edades del estudio.

Edad		7	14	28	90	365
A	$f_{cm,cilA}$	21,5	25,6	25,6	27,7	24,9
	$f_{cm,cubA}$	24,7	24,5	35,7	41,6	41,5
	$f_{cm,cubA}/f_{cm,cilA}$	1,151	0,957	1,395	1,499	1,665
	$f_{ctm,spA}$	2,1	2,4	2,6	2,8	2,5
	$f_{ctm,spA}/f_{cm,cilA}$	0,099	0,095	0,101	0,102	0,099
	$f_{ctm,flA}$	2,6	3,8	4,3	-	4,5
	$f_{ctm,flA}/f_{cm,cilA}$	0,123	0,148	0,166	-	0,180
B	$f_{cm,cilB}$	48,4	49,9	51,5	57,0	-
	$f_{cm,cubB}$	52,8	53,3	58,2	62,0	-
	$f_{cm,cubB}/f_{cm,cilB}$	1,091	1,068	1,128	1,088	-
	$f_{ctm,spB}$	3,1	3,1	3,5	3,6	-
	$f_{ctm,spB}/f_{cm,cilB}$	0,064	0,062	0,068	0,063	-
	$f_{ctm,flB}$	4,1	4,9	5,2	5,3	-
	$f_{ctm,flB}/f_{cm,cilB}$	0,084	0,098	0,100	0,093	-

Tab.5.50.- Evolución de la ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.32.- Evolución de la ratio entre la resistencia a compresión en probeta cúbica (cub) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.33.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la Tabla 5.51 se muestran para todas las posibles regresiones de cada uno de los ratios estudiados el valor R^2 de la regresión. Para cada una de ellas se indica además el número de datos considerados en el cálculo. En la Figura 5.34 se muestran varios ejemplos de regresiones, una de cada tipo, de todas las ratios estudiadas.

Comparando los valores de la Tabla 5.51, con los datos atípicos eliminados, con la Tabla 5.49, con la totalidad de los datos, se aprecia que la práctica totalidad de los valores de R^2 son inferiores. Únicamente los valores correspondientes a las regresiones logarítmica, polinómica y potencial de la ratio de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada B, presentan valores superiores. El valor más alto de R^2 corresponde igualmente a la regresión polinómica de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada A. En este caso el valor es de 0,9636.

Al ser los valores más bajos, los pares de valores equivalentes, tienen aún menos potencia que en el caso anterior. Por ello, no se puede afirmar que exista una fuerte dependencia de los ratios con los valores ensayados.

	CS/CB A*	T/CB A*	F/CB A*	CS/CB B*	T/CB B*	F/CB B*
nº Datos	5	5	4	4	4	4
Lineal	0,5940	0,0098	0,5345	0,0005	0,0186	0,0149
Exponencial	0,5241	0,0108	0,4876	0,0006	0,0183	0,0199
Logarítmica	0,7833	0,1221	0,7973	0,0335	0,0027	0,1730
Polinómica	0,7885	0,4550	0,9636	0,4957	0,5823	0,7523
Potencial	0,7183	0,1228	0,7570	0,0338	0,0025	0,1668

Tab.5.51.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios con los valores medios
(eliminadas las probetas de resultados anormales)

Fig.5.34.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas con los valores medios (eliminadas las probetas de resultados anormales).

Este análisis se ha realizado teniendo en cuenta los valores medios de cada resistencia para cada edad analizada. Si por el contrario se realiza el estudio obteniendo el ratio para cada uno de los posibles pares de valores, el resultado es diferente. En las Tablas 5.52 y 5.53 se muestran todos los posibles pares de valores para cada edad. En las Figura 5.35 se muestra la evolución de cada ratio y tipo de hormigón.

		LACS-7-1	LACS-7-2	LACS-7-3
		25,0	24,6	24,6
LACB-7-1	19,9	1,256	1,231	1,232
LACB-7-2	26,6	0,942	0,924	0,924
LACB-7-3	23,0	1,089	1,068	1,068
		LACS-14-1	LACS-14-2	LACS-14-3
		24,548	24,08	24,913
LACB-14-1	23,6	1,040	1,020	1,056
LACB-14-2	26,7	0,918	0,901	0,932
LACB-14-3	26,5	0,925	0,908	0,939
		LACS-28-1	LACS-28-2	LACS-28-3
		35,067	37,04	35,027
LACB-28-1	21,2	1,654	1,748	1,653
LACB-28-2	24,3	1,445	1,526	1,443
LACB-28-3	26,9	1,302	1,375	1,300
		LACS-90-2		LACS-90-3
		38,844		44,311
LACB-90-2	27,7	-	1,401	1,598
LACB-90-3	22,3	-	1,745	1,991
		LACS-365-1	LACS-365-3	
		39,431	43,498	
LACB-365-1	24,9	1,584	-	1,747
LACB-365-3	16,0	2,458	-	2,712

		LAT-7-1	LAT-7-2	LAT-7-3	LAF-7-2	
		2,4	2,0	2,1	2,6	
LACB-7-1	19,9	0,118	0,098	0,104	-	0,132
LACB-7-2	26,6	0,088	0,073	0,078	-	0,099
LACB-7-3	23,0	0,102	0,085	0,090	-	0,114
		LAT-14-1	LAT-14-2	LAT-14-3	LAF-14-1	LAF-14-2
		2,53	2,32	2,81	3,97	3,62
LACB-14-1	23,6	0,107	0,098	0,119	0,168	0,153
LACB-14-2	26,7	0,095	0,087	0,105	0,149	0,135
LACB-14-3	26,5	0,095	0,087	0,106	0,150	0,136
		LAT-28-2	LAT-28-3	LAF-28-1	LAF-28-2	
			2,66	2,52	4,17	4,33
LACB-28-1	21,2	-	0,126	0,119	0,197	0,204
LACB-28-2	24,3	-	0,110	0,104	0,172	0,178
LACB-28-3	26,9	-	0,099	0,094	0,155	0,161
		LAT-90-1	LAT-90-2	LAT-90-3		
		3,34	2,3	1,92		
LACB-90-2	27,7	0,120	0,083	0,069		
LACB-90-3	22,3	0,150	0,103	0,086		
		LAT-365-1	LAT-365-2	LAT-365-3	LAF-365-1	
		2,48	2,1	2,44	4,49	
LACB-365-1	24,9	0,100	0,084	0,098	0,180	
LACB-365-3	16,0	0,155	0,131	0,152	0,280	

Tab.5.52.- Pares de ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A

		LBCS-7-1	LBCS-7-2	LBCS-7-3
		55,8	51,6	51,0
LBCB-7-1	23,3	2,396	2,213	2,190
LBCB-7-2	56,7	0,984	0,909	0,899
LBCB-7-3	48,4	1,153	1,066	1,055
		LBCS-14-1	LBCS-14-2	LBCS-14-3
		57,72	60,227	48,84
LBCB-14-1	35,0	1,650	1,722	1,396
LBCB-14-2	47,3	1,221	1,274	1,033
LBCB-14-3	52,5	1,100	1,148	0,931
		LBCS-28-1	LBCS-28-2	LBCS-28-3
		57,244	61,618	55,613
LBCB-28-1	55,7	1,027	1,106	0,998
LBCB-28-2	41,4	1,384	1,489	1,344
LBCB-28-3	47,4	1,209	1,301	1,174
		LBCS-90-1	LBCS-90-2	LBCS-90-3
		62,756	62,391	60,773
LBCB-90-1	43,0	1,460	1,452	1,414
LBCB-90-2	58,0	1,081	1,075	1,047
LBCB-90-3	55,9	1,123	1,117	1,088

		LBT-7-1	LBT-7-2	LBT-7-3	LBF-7-1	LBF-7-2
		3,6	3,4	2,8	4,0	4,2
LBCB-7-1	23,3	0,156	0,148	0,119	0,170	0,178
LBCB-7-2	56,7	0,064	0,061	0,049	0,070	0,073
LBCB-7-3	48,4	0,075	0,071	0,057	0,082	0,086
		LBT-14-1	LBT-14-2	LBT-14-3	LBF-14-1	LBF-14-2
		2,895	3,329	2,869	5,49	4,91
LBCB-14-1	35,0	0,083	0,095	0,082	0,157	0,140
LBCB-14-2	47,3	0,061	0,070	0,061	0,116	0,104
LBCB-14-3	52,5	0,055	0,063	0,055	0,105	0,094
		LBT-28-1	LBT-28-2	LBT-28-3	LBF-28-1	LBF-28-2
		3,666	3,361	1,712	4,78	5,52
LBCB-28-1	55,7	0,066	0,060	0,031	0,086	0,099
LBCB-28-2	41,4	0,089	0,081	0,041	0,116	0,133
LBCB-28-3	47,4	0,077	0,071	0,036	0,101	0,117
		LBT-90-1	LBT-90-2	LBT-90-3	LBF-90-1	
		2,824	3,713	3,470	5,300	
LBCB-90-1	43,0	0,066	0,086	0,081	0,123	-
LBCB-90-2	58,0	0,049	0,064	0,060	0,091	-
LBCB-90-3	55,9	0,051	0,066	0,062	0,095	-

Tab.5.53.- Pares de ratio entre las diferentes resistencias estudiadas: compresión en probeta cúbica (cub), tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas B

Al realizar la totalidad de los pares posibles, se da la circunstancia que dada la dispersión de los valores, los resultados presentan una aun mayor dispersión de los resultados. Cuanto mayor es la dispersión de los resultados de los ensayos, mayor es la dispersión del ratio. Se ha analizado la regresión de las ratios analizadas. Se ha estudiado la posible regresión como lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil. Ninguna de las regresiones estudiadas presentan un valor de R^2 lo suficientemente alto como para considerar que la regresión puede tomarse como buena.

Fig.5.35.- Evolución de la ratio entre las resistencias a tracción indirecta (sp) y flexotracción (fl) y la resistencia a compresión en probeta cilíndrica (cil). Amasadas A y B. (eliminadas las probetas de resultados anormales)

En la Tabla 5.54 se muestran para todas las posibles regresiones de cada uno de los ratios estudiados el valor R^2 de la regresión. Para cada una de ellas se indica además el número de datos considerados en el cálculo. En la Figura 5.36 se muestran varios ejemplos de regresiones, una de cada tipo, de todas las ratios estudiadas.

	CS/CB_A	T/CB_A	F/CB_A	CS/CB_B	T/CB_B	F/CB_B
nº Datos	35	36	17	36	36	21
Lineal	0,5462	0,1437	0,4337	0,0276	0,047	0,0149
Exponencial	0,4791	0,1156	0,3592	0,0146	0,0298	0,0046
Logarítmica	0,676	0,1533	0,6414	0,0453	0,0995	0,0097
Polinómica	0,6592	0,1445	0,6773	0,0532	0,1528	0,0149
Potencial	0,6629	0,1242	0,6171	0,0212	0,0742	0,0001

Tab.5.54.- Valores R^2 de todas las posibles regresiones de todos los ratios

A la vista de la tabla, se aprecia que el valor R^2 más alto es de 0,6773 correspondiente a la regresión polinómica de la resistencia a flexotracción entre la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de la amasada A. En el caso que nos ocupa, no es que no prevalezcan valores próximos a la unidad, sino que tan sólo 7 de las 30 posibles regresiones estudiadas, presentan valores que superan el 0,5. Por este motivo, no tiene sentido la realización de ninguna conclusión a partir de este análisis.

regresión exponencial

regresión potencial

regresión logarítmica

Fig.5.36.- Ejemplos de posibles regresiones: lineal, exponencial, logarítmica, polinómica, potencial y media móvil para todas las ratios estudiadas.

5.1.3.2.- Vigas ensayadas

El comportamiento de las vigas con la misma cuantía de armado es muy similar, independientemente del tipo de hormigón utilizado (Figuras 4.33 y 4.36). En las vigas con una cuantía inferior, la curva presenta el paso del estado fisurado al estado plástico para valores relativos al desplazamiento del orden del 30% del desplazamiento último, finalizando con un amplio escalón de cedencia en el que apenas existe aumento de carga, pese a que crece notablemente la deformación. Por el contrario, en las vigas con mayor cuantía, la transición entre ambos estados se alcanza para valores relativos del desplazamiento del orden de 70%. En ambos casos, se produce un ligero incremento de la carga, seguido de un pequeño descenso de carga una vez plastificado el material, para luego volver a incrementarse, esta vez en menor cuantía. En el caso concreto de la viga de HC, la carga máxima de la viga se produce en el nuevo incremento de la carga.

La energía absorbida por las vigas (Tablas 4.22 y 4.24) presenta un comportamiento muy similar para las vigas de igual cuantía, pese a las diferencias en el hormigón empleado. Se puede afirmar que para la misma cuantía de armado, la energía última absorbida por las vigas de HLE es superior a la absorbida por las vigas de HC, mientras que para el mismo tipo de hormigón la energía última absorbida por las vigas de baja cuantía es superior a la absorbida por vigas de alta cuantía. Lo mismo ocurre para las rigideces, con valores muy similares entre sí para cada tramo estudiado de vigas de la misma cuantía (Tablas 4.22 y 4.24).

A continuación se realiza un análisis comparativo de los valores obtenidos experimentalmente con los estimados por normas para el momento flector y el desplazamiento en diferentes instantes del comportamiento de las vigas ensayadas. Las normas internacionales ofrecen expresiones para poder realizar el análisis de estructuras a partir del valor de la resistencia a compresión. En el capítulo 1 se indicaron las expresiones (28, 29 y 30) del CM-2010 y de ACI-14 para obtener la resistencia media a tracción ($f_{ct,m}$) y el módulo de elasticidad longitudinal (E) a partir de las resistencias a compresión característica (f_{ck}) y media (f_{cm}) y de la densidad (ρ) del HL. En la Tabla 5.55 se indican las expresiones equivalentes para un HC.

	f_{ctm} (Mpa)	E (Mpa)
CM-2010	$f_{ctm} = \eta_1 \cdot 0,30 f_{ck}^{2/3}, f_{ck} < 50MPa$	$E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^{1,5} \cdot 8500 \sqrt{f_{cm}}$
	$f_{ctm} = \eta_1 \cdot 2,12 \ln(1 + 0,1(f_{ck} + \Delta f)), f_{ck} > 50MPa$	
	$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}$	
ACI	$f_{ctm} = \lambda \cdot 0,56 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ $\lambda = 0,75 \text{ a } 1,00 \text{ (Tabla 19.2.4.2)}$	$E = \rho^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f_{cu}}$

Tab.5.55.- Resumen de expresiones para la determinación de la f_{ctm} y E conforme a CM-2010 y ACI

El momento de fisuración (M_{fis}) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$43) M_{fis} = f_{ct,m} \cdot W$$

La flecha (δ_{max}) de una viga simplemente apoyada de longitud L con dos cargas iguales (F) colocadas en los tercios de la luz se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$44) \delta_{max} = -\frac{23 F L^3}{648 E I}$$

En la primera expresión el módulo resistente (W) es el correspondiente a la sección homogenizada. En la segunda de las expresiones, una vez alcanzado el momento de fisuración, ha de considerarse la inercia equivalente (I).

Los valores característicos del hormigón utilizados para el cálculo conforme a la normativa son los indicados en la Tabla 5.56. Para la realización de los cálculos se han considerado las dimensiones reales de las vigas. En la Tabla 5.57, se muestran las dimensiones de las vigas, la capacidad mecánica del hormigón, del acero y la cuantía mecánica

	LB	NC
$f_{cm,ens}$	44,8	33,8
$f_{ctm,ens}$	5,2	5,5
E_{ens}	28304	26852
$f_{ctm,CM}$	4,0	3,5
E_{CM}	28178	29965
$f_{ctm,EHE}$	4,0	3,5
E_{EHE}	31194	37897

Tab.5.56.- Valores característicos, ensayados y deducidos, de los hormigones

	LBB-28-1	LBB-28-2	NCB-28-1	NCB-28-2
b (mm)	104,5	104,4	104,0	102,2
h (mm)	120,0	119,4	118,3	119,6
f_{cm} (MPa)	44,8	44,8	33,8	33,8
F_c (kN)	561,8	558,4	416,1	413,4
A_s (mm²)	100,5	226,2	100,5	226,2
f_y (MPa)	540	540	540	540
F_y (kN)	54,3	122,1	54,3	122,1
Cuantía	0,10	0,22	0,13	0,30

Tab.5.57.- Dimensiones reales de las vigas ensayadas

En la Tabla 5.58 se indican los valores de carga (N), momento (M), deformación (d), energía absorbida (E) y rigidez del tramo (K). Todos estos valores se indican para el momento de fisuración (Fis), para una carga de 20 kN (P20), momento plástico (Pla) y momento último (U). A continuación de estos datos, se muestra el ratio entre los valores para el momento último y el resto de los valores facilitados En la Tabla 5.59 se indican los resultados obtenidos calculados a partir de los valores que se obtendrían aplicando los valores indicados por diferentes normativas. Primeramente se indican los valores reales obtenidos en los ensayos. Posteriormente se indican los valores calculados a partir de los valores obtenidos experimentalmente en los ensayos de caracterización (prob). De forma sucesiva se indican a continuación los valores deducidos a partir del Código modelo (CM) y de la norma Americana (ACI).

	LBB-28-1				LBB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
N (KN)	7,42	20,00	27,64	32,38	4,92	20,00	51,18	55,35
M (KNm)	1,24	3,33	4,61	5,40	0,82	3,33	8,53	9,22
d (mm)	1,20	6,41	9,81	35,58	1,14	5,17	13,42	20,37
E (J)	8,17	72,07	162,07	999,15	4,65	50,12	352,27	743,78
K (EI)	6,71	2,30	2,30	0,19	4,18	3,85	3,85	0,41
N _i /N _U	22,92%	61,77%	85,36%	100%	8,89%	36,14%	92,46%	100%
d _i /d _U	3,37%	18,03%	27,57%	100%	5,60%	25,36%	65,88%	100%
E _i /E _U	0,82%	7,21%	16,22%	100%	0,62%	6,74%	47,36%	100%
E _U /E _{Pla}	6,16				2,11			

	NCB-28-1				NCB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
N (KN)	7,37	20,00	26,83	29,80	9,37	20,00	54,97	57,07
M (KNm)	1,23	3,33	4,47	4,97	1,56	3,33	9,16	9,51
d (mm)	1,13	6,95	10,52	31,78	1,66	4,31	13,80	15,04
E (J)	5,84	83,77	172,87	853,82	8,79	48,41	410,02	676,39
K (EI)	6,76	2,11	2,11	0,13	5,60	3,83	3,83	0,20
N _i /N _U	24,72%	67,11%	90,04%	100%	16,42%	35,04%	96,32%	100%
d _i /d _U	3,55%	21,86%	33,09%	100%	11,03%	28,64%	91,77%	100%
E _i /E _U	0,68%	9,81%	20,25%	100%	1,30%	7,16%	60,62%	100%
E _U /E _{Pla}	4,94				1,65			

Tab.5.58.- Valores reales de los ensayos

	LBB-28-1				LBB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
M (KNm)	1,24	3,33	4,61	5,40	0,82	3,33	8,53	9,22
d (mm)	1,20	6,41	9,81	35,58	1,14	5,17	13,42	20,37
M _{prob}	1,43	3,33	4,18	4,89	1,59	3,33	9,15	9,81
d _{prob}	1,97	13,70	18,78	-	2,06	8,32	25,56	-
M _{CM}	1,05	3,33	4,18	4,89	1,15	3,33	9,13	9,81
d _{CM}	1,31	14,89	19,46	-	1,37	8,63	24,82	-
M _{ACI}	0,89	3,33	4,18	4,89	0,98	3,33	9,15	9,81
d _{ACI}	1,22	15,80	20,29	-	1,28	9,11	25,72	-

	NCB-28-1				NCB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
M (KNm)	1,23	3,33	4,47	4,97	1,56	3,33	9,16	9,51
d (mm)	1,13	6,95	10,52	31,78	1,66	4,31	13,80	15,04
M _{prob}	1,50	3,33	4,11	4,70	1,70	3,33	7,15	9,27
d _{prob}	2,26	14,25	19,21	-	2,34	8,36	20,19	-
M _{CM}	0,83	3,33	4,10	4,70	0,91	3,33	7,27	9,27
d _{CM}	0,90	15,36	19,34	-	0,92	8,31	18,64	-
M _{ACI}	0,74	3,33	4,10	4,70	0,83	3,33	7,19	9,27
d _{ACI}	1,01	16,51	20,59	-	1,04	9,04	19,84	-

Tab.5.59.- Valores calculados de M y δ, a partir de los valores de diferente normativa

En las vigas con menor armado, el momento de fisuración se produce para cargas entre el 20 y el 30% de la carga máxima. El momento plástico, en el entorno del 85 - 90%. Por el contrario, las vigas con mayor armado cuentan con un momento de fisuración claramente por debajo del 20%, mientras que el momento máximo se produce por encima del 90%, rondando el 100%.

HC

Armado 2Ø8

HLE

Fig.5.37.- Gráfico valores relativos carga-desplazamiento

La diferencia es más acentuada en el comportamiento frente al desplazamiento. Los valores de flecha para el momento de fisuración en las vigas de menor armado no pasan de 3,5%, y los del momento de plastificación están en el orden de magnitud del 30%. Esto deja un amplio margen de deformación antes de la rotura. En cambio, para las vigas de mayor armado, la flecha en el momento de fisuración ronda el 10%, y las del momento de rotura pasa del 65%. La diferencia entre las gráficas de los dos tipos de hormigones radica fundamentalmente en que en el HC la carga máxima se produce en el pico inmediatamente a continuación del momento plástico, mientras en el HLE la carga máxima se produce durante el incremento de carga después de la caída tras la plastificación de la sección. Inmediatamente después de la plastificación se produce la fisuración de la sección del hormigón comprimido. Esto hace que la resistencia de la viga decrezca ligeramente. Según se va plastificando la sección de hormigón, se produce de nuevo un incremento en la resistencia de la viga, hasta el colapso total de la misma. El hecho de que el momento máximo se produzca antes o después de la caída de resistencia, hace que el valor relativo de los desplazamientos sea significativamente diferente en ambos casos.

La Figura 5.38 muestra de forma comparada los valores de carga (N), deformada (δ), energía absorbida (E) y rigidez (K) de todas las vigas estudiadas. Como puede verse en las gráficas, los valores de igual armadura, presentan unos valores muy similares entre sí, sea cual sea el parámetro estudiado.

Fig.5.38.- Valores comparados de carga (N), deformada (δ), energía absorbida (E) y rigidez (K)

Finalmente, se muestra en la Tabla 5.60 las diferencias existentes entre los valores reales obtenidos en los ensayos, y los obtenidos mediante cálculo, tanto de los valores obtenidos experimentalmente en los ensayos de caracterización, como de los calculados a partir de las expresiones de la diversa normativa contemplada.

	LBB-28-1				LBB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
ΔM_{prob}	15,63%	0,00%	-9,26%	-	93,78%	0,00%	7,28%	-
Δd_{prob}	64,44%	113,63%	91,46%	-	80,54%	61,02%	90,45%	-
ΔM_{CM}	-15,09%	0,00%	-9,26%	-	40,16%	0,00%	7,04%	-
Δd_{CM}	9,35%	132,18%	98,39%	-	20,07%	67,02%	84,93%	-
ΔM_{ACI}	-28,03%	0,00%	-9,26%	-	19,44%	0,00%	7,28%	-
Δd_{ACI}	1,84%	146,37%	106,85%	-	12,18%	76,31%	91,64%	-

	NCB-28-1				NCB-28-2			
	Fis	P20	Pla	U	Fis	P20	Pla	U
ΔM_{prob}	22,18%	0,00%	-8,10%	-	8,82%	0,00%	-21,96%	-
Δd_{prob}	100,35%	105,12%	82,67%	-	41,13%	94,15%	46,33%	-
ΔM_{CM}	-32,39%	0,00%	-8,32%	-	-41,75%	0,00%	-20,65%	-
Δd_{CM}	-20,21%	121,10%	83,91%	-	-44,51%	92,99%	35,09%	-
ΔM_{ACI}	-39,72%	0,00%	-8,32%	-	-46,87%	0,00%	-21,52%	-
Δd_{ACI}	-10,46%	137,65%	95,80%	-	-37,27%	109,94%	43,79%	-

Tab.5.60.- Valores comparados entre los valores reales de ensayo y los valores calculados

A la vista de los resultados puede afirmarse que existe, en general, discrepancia entre los valores obtenidos de los ensayos, y los valores calculados, por cualquiera de los métodos propuestos. Los valores de los momentos alcanzados difieren en general menos que los correspondientes a los desplazamientos. Para el HLE, no existe un patrón claro que permita afirmar que sistemáticamente los valores obtenidos por cálculo a partir de los parámetros resistentes del hormigón, presentan en general una mayor o menor disparidad con los valores reales de las vigas, que los obtenidos a través de los cálculos a partir de los valores sugeridos por las diferentes normativas. Por el contrario para HC, los valores obtenidos a partir de los valores resistentes obtenidos a partir de las probetas, presentan valores más ajustados al valor obtenido en los ensayos.

Los valores de flecha para los distintos puntos estudiados son, en general, menores en el ensayo real, que en los cálculos analíticos. Los valores de los momentos para los cuales se obtienen los puntos de inflexión de la curva carga-desplazamiento, no presentan un patrón homogéneo, siendo en ocasiones mayores y en ocasiones menores que los valores calculados. Para los valores de momento, existe cierta correspondencia entre los valores calculados conforme al CM y al ACI, pero en general alejados de los obtenidos en los ensayos.

En las vigas con menor cuantía, la armadura llega a su límite elástico y rompe a causa del agotamiento del acero. Por contra, en las vigas con mayor cuantía de acero, la armadura no llega a su límite elástico, y la rotura se produce por aplastamiento del hormigón. En la Figura 5.39 se muestran las formas de rotura de cada tipología de viga.

LBB-28-1

LBB-28-2

NCB-28-1

NCB-28-2

Fig.5.39.- Forma de rotura de las vigas

En las vigas de menor cuantía, el acero presenta una gran deformación antes de la rotura. El hormigón en sus proximidades presenta una fisuración muy marcada, en contraposición con la zona de compresión, donde el hormigón apenas presenta daños. Por el contrario, en las vigas de alta cuantía, la zona próxima a la armadura tiene una fisuración mucho menos marcada que contrasta con la zona de compresión con el hormigón agotado.

Desde el punto de vista estadístico, el análisis de los datos lleva a conclusiones iguales a las que se ha llegado por la simple observación de los datos. En las Tabla 5.61 a 5.64 se exponen los estimadores estadísticos para la carga, la deformación, la energía absorbida y la rigidez de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c).

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
B-C	-1,05557	11,0584	-0,095 _a

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
8-12	*-16,8726	11,0584	-1,526 _b
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Pla	*-32,8847	13,5437	-2,428
Fis - U	*-36,4241	13,5437	-2,689
Pla - U	-3,5394	13,5437	-0,261 _c

Tab.5.61.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
B-C	-1,05557	11,0584	-0,095 _a
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
8-12	*-16,8726	11,0584	-1,526 _b
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Pla	*-32,8847	13,5437	-2,428
Fis - U	*-36,4241	13,5437	-2,689
Pla - U	-3,5394	13,5437	-0,261 _c

Tab.5.62.- Estimadores estadísticos de la deformada de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
B-C	-1,05557	11,0584	-0,095 _a
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
8-12	*-16,8726	11,0584	-1,526 _b
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Pla	*-32,8847	13,5437	-2,428
Fis - U	*-36,4241	13,5437	-2,689
Pla - U	-3,5394	13,5437	-0,261 _c

Tab.5.63.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
B-C	-1,05557	11,0584	-0,095 _a
Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
8-12	*-16,8726	11,0584	-1,526 _b

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Pla	*-32,8847	13,5437	-2,428
Fis - U	*-36,4241	13,5437	-2,689
Pla - U	-3,5394	13,5437	-0,261

Tab.5.64.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los criterios de tipología de hormigón (a), armado (b) e instante (c)

En relación a la tipología de hormigón, no existen evidencias estadísticas para negar la igualdad de comportamiento de las dos dosificaciones estudiadas para ninguno de los parámetros estudiados. En lo referente a la cantidad de acero, si se puede afirmar que estadísticamente existen evidencias para descartar que las vigas se comporten igual para las dos cantidades de acero cuando se estudia la carga. Sin embargo, no puede descartarse la igualdad de comportamiento en lo relativo al acero cuando se estudia la deformación, la energía absorbida o la rigidez de las vigas.

En lo tocante al instante en que se obtiene el dato, los datos del momento de fisuración frente al momento de plastificación o el momento último, existen evidencias estadísticas para descartar que son iguales para cualquiera de los parámetros estudiados. La cosa no es igual cuando se compara lo acontecido en el momento plástico con el momento último. En este caso, no puede descartarse la igualdad en el caso de la carga, mientras hay que descartarla en el resto de los casos.

Los estimadores estadísticos relativos a los resultados de cálculo usando tanto los valores obtenidos de los ensayos de caracterización mecánica del hormigón, como los obtenidos a partir de las expresiones de la normativa usada se indican en las Tablas 5.65 y 5.66. En la primera de ellas, se muestran los valores correspondientes a la carga. En la segunda, los correspondientes a la deformación. Para cualquiera de ellos, no existen evidencias estadísticas como para afirmar que hay diferencias significativas usando unos u otros valores, y todos ellos pueden entenderse como estadísticamente iguales.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
ACI - CM	-0,035	2,1003	-0,017
ACI - Pro	-0,171875	2,1003	-0,082
ACI - Test	-0,249375	2,1003	-0,119
CM - Pro	-0,136875	2,1003	-0,065
CM - Test	-0,214375	2,1003	-0,102
Pro - Test	-0,0775	2,1003	-0,037

Tab.5.65.- Estimadores estadísticos de la carga de las vigas, atendiendo a los valores de normativa

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
ACI - CM	0,625	7,64095	0,082
ACI - Pro	0,370833	7,64095	0,049
ACI - Test	0,646062	7,14746	0,090
CM - Pro	-0,254167	7,64095	-0,033
CM - Test	0,0210625	7,14746	0,003
Pro - Test	0,275229	7,14746	0,039

Tab.5.66.- Estimadores estadísticos de la deformada de las vigas, atendiendo a los valores de normativa

5.2.- Relativas a los ensayos realizados en la VGTU

Se ha realizado un análisis ANOVA de los resultados obtenidos durante los ensayos. A lo largo del presente capítulo se mostrarán los cuadros resúmenes de contraste y se analizarán los resultados a la vista de los mismos. En el Anexo D15 se muestra el análisis estadístico completo de todas las variables.

Teóricamente, la viga de tipología BA es la que ha de ofrecer valores más altos de resistencia y menores deformaciones, al contar con el módulo resistente más alto. Teniendo todas las vigas la misma sección bruta, la presencia de la capa intermedia de un hormigón con un módulo de elasticidad significativamente inferior, la inercia homogeneizada de las vigas mixtas (tipologías BB y BC) con relación a la monolítica de HC (tipología BA) es inferior. En la Tabla 5.67 se muestra un cuadro resumen con las inercias y las rigideces ($E \cdot I$) teóricos de cada tipología de viga. Para los cálculos se ha tomado el valor del módulo de elasticidad teórico conforme a la expresión propuesta por el CM.

Espesor	BA0	BB0	BC0	BD0
h_{cA} cm	0,00	10,00	5,00	0,00
h_{cB} cm	0,00	10,00	20,00	0,00
h_{cC} cm	30,00	10,00	5,00	30,00
Total (h) cm	30,00	30,00	30,00	30,00
Ancho (b) cm	15,00	15,00	15,00	15,00
Módulo elástico				
E_{cA} Mpa	0	38.090	38.090	0
E_{cB} Mpa	0	11.520	11.520	0
E_{cC} Mpa	38.090	38.090	38.090	11.520
I_{hom} cm ⁴	36707	35795	29732	43215
K N/m	31,76	30,97	25,73	11,31
ΔI_{hom}		97,52%	81,00%	117,73%
ΔK_A		97,52%	81,00%	35,61%

Tab.5.67.- Inercias y rigideces teóricas de cada tipología de viga

Como puede observarse en la tabla previa, las vigas mixtas (BB y BC) tienen menor inercia homogeneizada que la viga monolítica de HC (BA). La mayor contribución a la inercia corresponde al material de los extremos. El HLE se encuentra en la zona central. Por ello, la disminución de la inercia es más lenta que el aumento de proporción entre el HLE y el HC. La viga monolítica de HLE tiene una mayor inercia homogeneizada que cualquiera anterior. Esto es debido a que en los cálculos, la contribución del acero tiene mayor peso cuanto mayor es la diferencia entre el módulo elástico del hormigón y el del acero.

En lo referente a la rigidez, las diferencias entre la viga de referencia BA, y las vigas mixtas BB y BC, son idénticas a las de las de la inercia homogeneizada. Esto se debe a que el valor de referencia (módulo de elasticidad) para calcular la rigidez es el mismo. En cambio, la rigidez de la viga BD es notabilísimamente inferior a la viga de referencia, pues en el módulo elástico con el que se calcula, es igualmente más reducido.

Como se ha indicado anteriormente (3.1.2 Ensayos de vigas multicapa en Lituania) existieron ciertos problemas durante la confección de las vigas. Por un lado, la viga BA60 se hormigonó en dos fases, lo que la diferencia en su forma de ejecutar del resto de las vigas de la familia BA. Por otro lado el hormigón ligero presentaba una fuerte segregación, y los resultados venían predeterminados por la intensidad de la misma.

Las vigas monolíticas de HLE realizadas durante la primera fase, presentan unos valores muy dispares, en función del grado de segregación mencionado anteriormente.

Por esta razón, y aunque sus valores han sido tenidos en cuenta a la hora de realizar los cálculos estadísticos, no se han valorado sus resultados. La alta variabilidad de los resultados no puede tomarse como representativa y podría inducir a conclusiones erróneas.

Por esta razón, se ha realizado un doble análisis estadístico de los datos. En una primera fase, se ha analizado la totalidad de las vigas ensayadas, sin atender a los valores anormales de las probetas que presentaban deficiencias. En una segunda fase, se ha reducido el análisis, eliminando del mismo a las probetas problemáticas. Durante el primer análisis se ha tenido en cuenta los cuatro instantes en que se tomados los valores de las tablas resúmenes de resultados. A saber: momento de fisuración (t_1), momento de plastificación (t_2), el momento en que se alcanza el momento máximo del ensayo (t_3) y el momento alcanzado en el momento de la rotura (t_4). En el segundo análisis, se ha eliminado del mismo el instante en que se produce el momento de fisuración (t_1).

Las vigas de las tipologías BC y BE son equivalentes en cuanto a forma, pero no en cuanto a modo de ejecución. Las vigas de la tipología BD y BF son completamente equivalentes, por tratarse en ambos casos de vigas monolíticas de HLE hormigonadas de una sola vez. Eso sí, las vigas de la tipología BF no presentaban signos evidentes de segregación y su aspecto era mucho más uniforme.

Sucesivamente, y para cada uno de los valores de carga, deformación, energía absorbida, y rigidez de las vigas, se muestran tabulados los valores medios y sus desviaciones típicas, así como el coeficiente de variación. De esta manera se tiene un parámetro de comparación homogéneo de la dispersión. Para cada una de las tipologías se ofrecen los resultados correspondientes al momento de fisuración (t_1), momento de plastificación (t_2), el momento en que se alcanza el momento máximo del ensayo (t_3) y el momento alcanzado en el momento de la rotura (t_4). En la parte inferior de cada tabla, se indican los valores comparados con relación a la viga de referencia con tipología BA (monolítica de HC). Se muestran en primer lugar los resultados del análisis de la totalidad de las vigas, y posteriormente de la selección de vigas, excluyendo los resultados anómalos.

Posteriormente, y para los mismos parámetros, se realiza una comparación entre las tipologías BC y BE. De este modo se determina la influencia del modo de ejecución, hormigonado sucesivo o dejando fraguar cada una de las capas, en el comportamiento de

las vigas. En este caso, por no existir resultados anómalos, el análisis se realiza únicamente para la totalidad de las vigas.

Finalmente, para los mismos parámetros anteriores, se ofrece la tabla resumen del análisis estadístico obtenida durante el procesamiento de datos con la aplicación informática Statgraphics. Los resultados se ofrecen divididos atendiendo a la tipología de viga; edad; instante de la toma de resultados (fisuración (t_1), momento de plastificación (t_2), momento máximo del ensayo (t_3) y el momento de la rotura (t_4)); y finalmente al modo en que han sido hormigonadas las vigas (hormigonado monolítico (mono), hormigonado por capas de forma continua (Mix C) y hormigonado por capas con periodo de espera entre tongadas (Mix W)).

5.2.1.- Resultados de carga

En la Tabla 5.68 se muestran los valores medios de carga, sus desviaciones típicas y el coeficiente de variación de todas las tipologías de vigas.

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	25,4	1,46	5,8%	23,1	3,29	14,2%	26,1	5,26	20,2%
t₂	106,9	1,75	1,6%	104,7	1,22	1,2%	108,7	3,15	2,9%
t₃	114,5	1,85	1,6%	112,9	1,56	1,4%	116,3	2,18	1,9%
t₄	112,9	0,46	0,4%	111,8	2,54	2,3%	115,0	2,78	2,4%
Δt₁	0,0%	-	0,0%	-9,3%	-	147,5%	2,5%	-	250,8%
Δt₂	0,0%	-	0,0%	-2,0%	-	-29,1%	1,7%	-	76,8%
Δt₃	0,0%	-	0,0%	-1,4%	-	-14,4%	1,6%	-	15,8%
Δt₄	0,0%	-	0,0%	-1,0%	-	458,8%	1,8%	-	495,5%

t	BD			BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	8,7	6,92	79,8%	18,4	0,78	4,2%	5,7	1,70	29,8%
t₂	78,0	10,86	13,9%	100,5	2,76	2,7%	94,2	0,64	0,7%
t₃	86,4	10,87	12,6%	103,4	0,92	0,9%	100,8	2,90	2,9%
t₄	86,0	11,22	13,0%	100,2	0,14	0,1%	94,2	10,25	10,9%
Δt₁	-65,9%	-	1286%	-27,9%	-	-26,4%	-77,6%	-	417,2%
Δt₂	-27,0%	-	750,1%	-6,0%	-	67,6%	-11,9%	-	-58,7%
Δt₃	-24,5%	-	678,3%	-9,7%	-	-45,0%	-12,0%	-	78,0%
Δt₄	-23,8%	-	3115%	-11,2%	-	-65,2%	-16,6%	-	2583%

Tab.5.68.- Comparación de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas

A la vista de los resultados completos de carga, puede decirse que los valores de las vigas ensayadas en la primera fase, (vigas hormigonadas de forma sucesiva) son muy próximos entre sí. Para todos los momentos de carga, la diferencia es inferior al 5% (excepto la carga en el momento de fisuración de la viga BB). En contra de lo que hubiese sido lógico, la carga máxima, no corresponde a la viga monolítica de HC (tipología BA) sino a la viga mixta de la capa intermedia de HLE de mayor espesor (tipología BC).

Un hecho destacado de los ensayos realizados, es la gran homogeneidad de los valores experimentales, especial en el momento último (t_4) y para la práctica totalidad de las tipologías de vigas. En la práctica totalidad de los casos, tanto tipología de viga como para los momentos significativos, la medida de la dispersión homogeneizada es inferior al 5%. Únicamente las medidas para el momento de fisuración (t_1) y la tipología BD (viga monolítica de HLE realizada durante la primera fase de ensayos) debido a su enorme segregación, presenta sistemáticamente medidas superiores al 10%.

Los valores de la viga monolítica de HC (BA) son los más homogéneos de todos los correspondientes a la primera serie de datos. Por el contrario, la viga monolítica de HLE (BD) es la que presenta mayor dispersión, fruto de la segregación. La mayor diferencia de los valores se encuentra sistemáticamente para el momento de fisuración. Esto es debido a dos factores. El valor de la fisuración es el más bajo de todos, del orden del 20% de la carga máxima. La misma desviación absoluta en la determinación del valor, produce diferencias del orden de 5 veces mayores. Por otro lado, el momento de fisuración depende fundamentalmente de la resistencia a tracción del hormigón. En el resto de los momentos, la influencia de otros factores (cuantía de acero, brazo de palanca, inercia de la sección,...) disminuye la importancia de la resistencia del hormigón. La dispersión en los valores de la resistencia a tracción del hormigón tiene un reflejo más directo en el resultado de los ensayos en el momento de fisuración que en el resto de los casos.

La dispersión de la viga BA, en especial en el momento de rotura (t_4), es sumamente reducida. Por este motivo, el ratio entre los coeficientes de variación, da valores muy elevados, a pesar de que tienen valores inferiores al 5%.

En la Tabla 5.69 se muestran los valores medios de carga y sus desviaciones típicas de las vigas que no presentan valores anormales y sin tener en cuenta los valores para el momento de fisuración (t_1).

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₂	106,9	1,75	1,6%	104,7	1,22	1,2%	108,7	3,15	2,9%
t ₃	114,5	1,85	1,6%	112,9	1,56	1,4%	116,3	2,18	1,9%
t ₄	113,2	0,21	0,2%	111,8	2,54	2,3%	115,0	2,78	2,4%
Δt ₂	0,0%	-	0,0%	-2,0%	-	-29,1%	1,7%	-	76,8%
Δt ₃	0,0%	-	0,0%	-1,4%	-	-14,4%	1,6%	-	15,8%
Δt ₄	0,0%	-	0,0%	-1,2%	-	1110%	1,6%	-	1189%

t	BD			BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₂	78,0	10,86	13,9%	100,5	2,76	2,7%	94,2	0,64	0,7%
t ₃	86,4	10,87	12,6%	103,4	0,92	0,9%	100,8	2,90	2,9%
t ₄	86,0	11,22	13,0%	100,2	0,14	0,1%	94,2	10,25	10,9%
Δt ₂	-27,0%	-	750,1%	-6,0%	-	67,6%	-11,9%	-	-58,7%
Δt ₃	-24,5%	-	678,3%	-9,7%	-	-45,0%	-12,0%	-	78,0%
Δt ₄	-24,0%	-	6860%	-11,4%	-	-24,7%	-16,8%	-	5709%

Tab.5.69.- Comparación de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas de las vigas seleccionadas

Una vez eliminados los resultados anormales, la comparación entre los diferentes valores son muy similares. No se aprecian diferencias significativas entre la comparación del 100% de los datos y la selección de los mismos. Al eliminar los datos anómalos de la viga BA, se ha reducido aún más la variabilidad para t₄, por lo que la diferencia relativa con el resto de los valores ha aumentado. En cualquier caso, la diferencia en valores absolutos es muy pequeña.

En la Tabla 5.70 se muestran los valores medios de carga y sus desviaciones típicas de las vigas de las tipologías BC y BE. En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados tomando como viga de referencia la tipología BC (viga multicapa de espesores nominales 5-20-5 cm hormigonada de forma sucesiva).

t	BC			BE		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	26,1	5,26	20,2%	18,4	0,78	4,2%
t ₂	108,7	3,15	2,9%	100,5	2,76	2,7%
t ₃	116,3	2,18	1,9%	103,4	0,92	0,9%
t ₄	114,97	2,78	2,4%	100,20	0,14	0,1%
Δt ₁	0,0%	-	0,0%	-29,6%	-	-79,0%
Δt ₂	0,0%	-	0,0%	-7,6%	-	-5,2%
Δt ₃	0,0%	-	0,0%	-11,2%	-	-52,5%
Δt ₄	0,0%	-	0,0%	-12,8%	-	-94,2%

Tab.5.70.- Comparación de los valores medios de carga de las vigas BC y BE

Los valores de la carga de la viga BE, equivalente en tipología a la BC, pero hormigonada dejando una semana entre las diferentes capas, son significativamente inferiores, con diferencias superiores al 10%.

En la Tabla 5.71 se muestra el contraste de los resultados de carga de todas las vigas en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	1,8	3,97771	0,453
BA - BC	-1,59167	3,97771	-0,400
BA - BD	*25,15	3,97771	6,323
BA - BE	*12,0771	4,87168	2,479
BA - BF	*18,9771	4,87168	3,895
BB - BC	-3,39167	3,97771	-0,853
BB - BD	*23,35	3,97771	5,870
BB - BE	*10,2771	4,87168	2,110
BB - BF	*17,1771	4,87168	3,526
BC - BD	*26,7417	3,97771	6,723
BC - BE	*13,6687	4,87168	2,806
BC - BF	*20,5687	4,87168	4,222
BD - BE	*-13,0729	4,87168	-2,683
BD - BF	*-6,17292	4,87168	-1,267
BE - BF	*6,9	4,87168	1,416

Tab.5.71.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga

A la vista de los resultados, no existen diferencias significativas para afirmar que los valores de carga de las vigas BA, BB y BC son diferentes. Por el contrario, los comparativos del resto de los pares del resto de las tipologías de las vigas, presentan

valores del estadístico que permiten afirmar que las diferencias existentes son debidas a las diferentes tipologías.

En la Tabla 5.72 se muestra el contraste de los resultados de carga de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	1,48574	2,96922	0,500
BA - BC	-2,03648	2,96922	-0,686
BA - BE	*9,52753	3,64391	2,615
BA - BF	*14,5109	3,64391	3,982
BB - BC	*-3,52222	2,86676	-1,229
BB - BE	*8,04179	3,61645	2,224
BB - BF	*13,0251	3,61645	3,602
BC - BE	*11,564	3,61645	3,198
BC - BF	*16,5473	3,61645	4,576
BE - BF	*4,98333	3,51104	1,419

Tab.5.72.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

A la vista de los resultados de la selección de las vigas, descartando las vigas con valores anómalos, los resultados del contraste de la carga en función de la tipología de viga, son muy similares al del realizado sobre el total de las vigas. Las vigas de la primera serie de ensayos siguen presentando unos valores del estadístico de contraste inferior al límite, por lo que no presentan diferencias significativas que permitan afirmar que hay diferencias entre ellos. El resto de los pares de contraste siguen presentando valores superiores al del límite, salvo el de las vigas BE-BF. Eliminando los valores anómalos, no se puede afirmar que existan diferencias significativas de la carga de las vigas asociadas a una diferencia de tipología entre las vigas BE y BF.

En la Tabla 5.73 se el contraste de los resultados de carga de la selección de las vigas en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	2,70625	3,4448	0,786
28 - 60	*5,5375	3,4448	1,607
45 - 60	2,83125	3,4448	0,822

Tab.5.73.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga

Los resultados muestran que existe una leve evolución de la carga de las vigas en función de la edad. No existen diferencias significativas entre los 28 y los 45 días. Tampoco existen diferencias significativas entre los 45 y los 60 días. En cambio, sí que existen diferencias que estadísticamente son achacables a la edad entre las probetas ensayadas a 28 y las ensayadas a 60 días.

En la Tabla 5.74 se el contraste de los resultados de carga de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-1,47778	2,86676	-0,515
28 - 60	0,203151	2,96922	0,068
45 - 60	1,68093	2,96922	0,566

Tab.5.74.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Una vez eliminados los datos de las probetas anómalas, los resultados del contraste son equiparables a los obtenidos de la totalidad de las vigas. Se denota una leve evolución en los valores de carga con la edad en el ensayo de las vigas.

En la Tabla 5.75 se el contraste de los resultados de carga de todas las vigas en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Max	*-87,5375	3,4448	-25,411
Fis - Pla	*-80,3875	3,4448	-23,336
Fis - U	*-85,4937	3,4448	-24,818
Max - Pla	*7,15	3,4448	2,076
Max - U	2,04375	3,4448	0,593
Pla - U	*-5,10625	3,4448	-1,482

Tab.5.75.- Contraste de los valores medios de carga del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante

El cuadro de contrate muestra que existen diferencias significativas entre todos los pares de comparación de la carga en función del momento de carga de la viga. Únicamente los valores correspondientes a los momentos máximo (t_3) y momento último (t_4) presenta valores sin diferencias que permitan que afirmar que estadísticamente son diferentes

En la Tabla 5.76 se el contraste de los resultados de carga de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Max - Pla	*6,87692	2,38528	2,883
Max - U	*2,51757	2,44462	1,030
Pla - U	*-4,35936	2,44462	-1,783

Tab.5.76.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Contando únicamente con los valores significativos, la conclusión de la carga en base al momento, son iguales que con la totalidad de los valores.

Si atendemos a la forma en que se ha hormigonado la viga los parámetros estadísticos se muestran en la Tabla 5.77. Los números indican que hay una diferencia significativa en los valores de carga cuando la viga se hormigona en capas de forma sucesiva respecto cualquier otro tipo de hormigonado. Por el contrario, el hormigonado en capas dejando endurecer el hormigón de cada tongada antes de continuar con la siguiente capa, y el hormigonado monolítico de la sección no puede descartarse su igualdad.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	*9,14107	7,21831	1,266
Mix C-Mono	*15,1286	4,8122	3,144
Mix W-Mono	5,9875	7,21831	0,829

Tab.5.77.- Contraste de los valores medios de carga de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Si se eliminan los datos anómalos del análisis, los resultados son muy similares. En la Tabla 5.78 se muestran los estadísticos relativos a este respecto. Las vigas hormigonadas por capas de forma sucesiva presentan unos valores estadísticamente diferentes de cualquiera de las otras formas de hormigonado.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	*10,1245	5,29039	1,914
Mix C-Mono	*7,45786	4,15093	1,797
Mix W-Mono	-2,66667	5,68101	-0,469

Tab.5.78.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Contando el total de los datos, se puede afirmar que la carga no depende de la tipología de la viga en los casos de las vigas realizadas en primer lugar; que existe un leve aumento en el valor de la carga con el aumento de la edad; que a efectos de carga, no existen diferencias entre el valor de la carga en el momento máximo y el momento último; y que

la forma de hormigonar las vigas tiene influencia en el valor de la carga, siendo las hormigonadas en capas de forma sucesiva, los que presentan unos valores más altos.

5.2.2.- Resultados de deformación

En la Tabla 5.79 se muestran los valores medios de deformación y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de todas las vigas ensayadas. También se ha establecido el cociente entre la desviación típica y la media, y de esta manera tener un parámetro de comparación homogéneo de la dispersión. Para cada una de las tipologías se ofrecen los resultados correspondientes al momento de fisuración (t_1), momento de plastificación (t_2), el momento en que se alcanza el momento máximo del ensayo (t_3) y el momento alcanzado en el momento de la rotura (t_4). En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados con relación a la viga de referencia con tipología BA (monolítica de HC).

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	0,69	0,18	26,6%	0,69	0,09	13,1%	0,96	0,27	28,7%
t₂	9,14	0,62	6,8%	10,37	0,66	6,4%	9,86	0,51	5,2%
t₃	36,04	7,36	20,4%	32,96	18,63	56,5%	32,95	11,05	33,5%
t₄	46,12	10,88	23,6%	33,60	17,96	53,5%	44,52	12,29	27,6%
Δt₁	0,0%	-	0,0%	-0,5%	-	-50,9%	38,6%	-	7,8%
Δt₂	0,0%	-	0,0%	13,4%	-	-6,4%	7,9%	-	-23,5%
Δt₃	0,0%	-	0,0%	-8,5%	-	176,8%	-8,6%	-	64,2%
Δt₄	0,0%	-	0,0%	-27,1%	-	126,7%	-3,5%	-	17,1%

t	BD			BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	1,24	0,88	70,6%	0,96	0,03	2,9%	0,56	0,15	26,8%
t₂	8,76	0,75	8,5%	11,92	1,05	8,8%	14,46	0,50	3,5%
t₃	13,65	5,33	39,0%	17,77	1,57	8,8%	20,26	4,27	21,1%
t₄	18,04	12,94	71,7%	26,65	1,47	5,5%	27,70	5,08	18,3%
Δt₁	80,2%	-	165,3%	39,1%	-	-88,9%	-19,6%	-	0,6%
Δt₂	-4,2%	-	24,8%	30,4%	-	29,5%	58,2%	-	-49,1%
Δt₃	-62,1%	-	91,1%	-50,7%	-	-56,7%	-43,8%	-	3,2%
Δt₄	-60,9%	-	204,0%	-42,2%	-	-76,6%	-39,9%	-	-22,3%

Tab.5.79.- Comparación de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas

A la vista de los resultados completos de deformación, puede decirse que hay diferencias significativas (mayores del 10%) entre casi todos los valores de las vigas

ensayadas. Por otro lado, la dispersión que da lugar a las medias es muy alta (superior al 20%) para los momentos máximo y último. Únicamente existe cierta homogeneidad de los datos (menores al 10%) en la viga BE.

En la Tabla 5.80 se muestran los valores medios de deformación y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de la selección de las vigas ensayadas. El comportamiento es bastante parecido al del 100% de los datos. Las diferencias entre ambas tablas se fundamentan en la deformación última de la viga monolítica de HC (BA). La deformación crece ligeramente por lo que las diferencias con el resto de las vigas en este instante se acentúan.

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₂	9,14	0,62	6,8%	10,37	0,66	6,4%	9,86	0,51	5,2%
t ₃	36,04	7,36	20,4%	32,96	18,63	56,5%	32,95	11,05	33,5%
t ₄	48,79	13,92	28,5%	33,60	17,96	53,5%	44,52	12,29	27,6%
Δt ₂	0,0%	-	0,0%	13,4%	-	-6,4%	7,9%	-	-23,5%
Δt ₃	0,0%	-	0,0%	-8,5%	-	176,8%	-8,6%	-	64,2%
Δt ₄	0,0%	-	0,0%	-31,1%	-	87,3%	-8,7%	-	-3,3%

t	BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₂	11,92	1,05	8,8%	14,46	0,50	3,5%
t ₃	17,77	1,57	8,8%	20,26	4,27	21,1%
t ₄	26,65	1,47	5,5%	27,70	5,08	18,3%
Δt ₂	30,4%	-	29,5%	58,2%	-	-49,1%
Δt ₃	-50,7%	-	-56,7%	-43,8%	-	3,2%
Δt ₄	-45,4%	-	-80,7%	-43,2%	-	-35,8%

Tab.5.80.- Comparación de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas

En la Tabla 5.81 se muestran los valores medios de desplazamiento y sus desviaciones típicas de las vigas de las tipologías BC y BE. En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados tomando como viga de referencia la tipología BC (viga multicapa de espesores nominales 5-20-5 cm hormigonada de forma sucesiva).

t	BC			BE		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	0,96	0,27	28,7%	0,96	0,03	2,9%
t ₂	9,86	0,51	5,2%	11,92	1,05	8,8%
t ₃	32,95	11,05	33,5%	17,77	1,57	8,8%
t ₄	44,52	12,29	27,6%	26,65	1,47	5,5%
Δt_1	0,0%	-	0,0%	0,3%	-	-89,7%
Δt_2	0,0%	-	0,0%	20,8%	-	69,4%
Δt_3	0,0%	-	0,0%	-46,1%	-	-73,7%
Δt_4	0,0%	-	0,0%	-40,1%	-	-80,0%

Tab.5.81.- Comparación de los valores medios de deformación de las vigas BC y BE

Los valores de la deformación de la viga BE, equivalente en tipología a la BC, pero hormigonada dejando una semana entre las diferentes capas, son muy inferiores, con diferencias superiores al 20% para el momento de deformación plástica y superior al 40% en el caso de momentos posteriores.

En la Tabla 5.82 se muestra el contraste de los resultados de deformación de todas las vigas en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	3,59333	7,16211	0,502
BA - BC	0,924167	7,16211	0,129
BA - BD	*12,5725	7,16211	1,755
BA - BE	5,98375	8,77176	0,682
BA - BF	4,3412	8,77176	0,495
BB - BC	-2,66917	7,16211	-0,373
BB - BD	*8,97917	7,16211	1,254
BB - BE	2,39042	8,77176	0,273
BB - BF	0,747917	8,77176	0,085
BC - BD	*11,6483	7,16211	1,626
BC - BE	5,05958	8,77176	0,577
BC - BF	3,41708	8,77176	0,390
BD - BE	-6,58875	8,77176	-0,751
BD - BF	-8,23125	8,77176	-0,938
BE - BF	-1,6425	8,77176	-0,187

Tab.5.82.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga

A la vista de los resultados, no existen diferencias significativas para afirmar que los valores de deformación de las vigas BA, BB y BC son diferentes. Es más, exceptuando los contrastes de la tipología BD, no existen diferencias significativas en los contrastes del

resto de pares de vigas para afirmar que hay diferencias debidas a las diferentes tipologías.

En la Tabla 5.83 se muestra el contraste de los resultados de deformación de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	5,41121	9,83258	0,550
BA - BC	1,94232	9,83258	0,198
BA - BE	8,42673	12,0668	0,698
BA - BF	6,10173	12,0668	0,506
BB - BC	-3,46889	9,49327	-0,365
BB - BE	3,01552	11,9759	0,252
BB - BF	0,690522	11,9759	0,058
BC - BE	6,48441	11,9759	0,541
BC - BF	4,15941	11,9759	0,347
BE - BF	-2,325	11,6268	-0,200

Tab.5.83.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

A la vista de los resultados de la selección de las vigas, descartando las vigas con valores anómalos, los resultados del contraste de la deformación en función de la tipología de viga, son muy similares al del realizado sobre el total de las vigas. Las vigas de la primera serie de ensayos siguen presentando unos valores del estadístico de contraste inferior al límite, por lo que no presentan diferencias significativas que permitan afirmar que hay diferencias entre ellos. La principal diferencia significativa en el contraste, es que el par BD-BF que con el análisis completo no se podía afirma que fuesen diferentes, en este caso si hay evidencias estadísticas para descartar la igualdad de resultados. Por otro lado el ratio entre el límite y el estadístico es ligeramente superior en la selección de los daos, que en la serie completa.

En la Tabla 5.84 se el contraste de los resultados de descarga de la selección de las vigas en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-2,67188	6,20257	-0,431
28 - 60	-6,06438	6,20257	-0,978
45 - 60	-3,3925	6,20257	-0,547

Tab.5.84.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga

Los resultados muestran que podría existir una leve evolución de la deformación de las vigas en función de la edad. No existen diferencias significativas entre los 28 y los 45 días. Tampoco existen diferencias significativas entre los 45 y los 60 días. Tampoco existen diferencias entre las los 28 y 60 días, pero el valor si es muy próximo poder afirmar que existen diferencias.

En la Tabla 5.85 se el contraste de los resultados de deformación de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-4,45111	9,49327	-0,469
28 - 60	-7,98566	9,83258	-0,812
45 - 60	-3,53454	9,83258	-0,359

Tab.5.85.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Una vez eliminados los datos de las probetas anómalas, los resultados del contraste son muy similares a los obtenidos de la totalidad de las vigas. Se confirma una leve evolución en los valores de deformación con la edad en el ensayo de las vigas, al apreciarse, en este caso sí, una diferencia que estadísticamente permite afirmar que hay diferencias entre los ensayos a 28 y 60 días.

En la Tabla 5.86 se el contraste de los resultados de deformación de todas las vigas en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Max	*-25,5675	6,20257	-4,122
Fis - Pla	*-9,585	6,20257	-1,545
Fis - U	*-32,4987	6,20257	-5,240
Max - Pla	*15,9825	6,20257	2,577
Max - U	*-6,93125	6,20257	-1,117
Pla - U	*-22,9137	6,20257	-3,694

Tab.5.86.- Contraste de los valores medios de deformación del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante

El cuadro de contrate muestra que existen diferencias significativas entre todos los pares de comparación de la energía absorbida en función del momento de carga de la viga. Es más, los ratio entre el límite de validación y el estadístico son significativamente superiores a la unidad, lo que puede entenderse como una afirmación de mucha potencia.

En la Tabla 5.87 se el contraste de los resultados de deformación de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Max - Pla	*18,5415	7,89888	2,347
Max - U	-7,94699	8,09538	-0,982
Pla - U	*-26,4885	8,09538	-3,272

Tab.5.87.- Contraste de los valores medios de deformación de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Contando únicamente con los valores significativos, la conclusión de la carga en base al momento, son iguales que con la totalidad de los valores. Es preciso afirmar, que en este caso, las afirmaciones de no existencia de relación entre los diferentes valores, tienen menos potencia que en el caso anterior, y casi podría llegar a afirmarse que la deformación en el momento máximo (t_3) estadísticamente es igual que la alcanzada en el momento último (t_4).

Si atendemos a la forma en que se ha hormigonado la viga los parámetros estadísticos se muestran en la Tabla 5.88. Los números indican que no hay una diferencia significativa en los valores de carga indeendientemente del modo de hormigonado. No obstante, la potencia con la que se realiza esta afirmaión tiene menor peso (próxima a la unidad) cuando la viga se hormigona en capas de forma sucesiva respecto cualquier otro tipo de hormigonado. Por el contrario, el hormigonado en capas dejando endurecer el hormigón de cada tongada antes de continuar con la siguiente capa, y el hormigonado monolítico de la sección tienen una potencia mucho menor (valor inferior a 0,25).

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	6,48857	7,67326	0,846
Mix C-Mono	4,58214	5,11551	0,896
Mix W-Mono	-1,90643	7,67326	-0,248

Tab.5.88.- Contraste de los valores medios de carga de de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Si se eliminan los datos anómalos del análisis, los resultados son muy similares. En la Tabla 5.89 se muestran los estadísticos relativos a este respecto. Las vigas tienen un comportamiento que no puede descartarse como igual independientemente del tipo de hormigonado, aunque en este caso, la potencia de las afirmaciones cambia ligeramente. La igualdad entre las vigas hormigonadas en capas de forma sucesiva y las vigas

monolíticas es la que tiene mayor potencia (menor que 0,05), siendo el resto las que presentan menor potencia.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	8,58728	9,71095	0,884
Mix C-Mono	0,36728	7,61938	0,048
Mix W-Mono	-8,22000	10,428	-0,788

Tab.5.89.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Contando el total de los datos, se puede afirmar que la deformación no depende en general de la tipología de la viga; que existe un leve descenso en el valor de la deformación con el aumento de la edad; y que a efectos de flecha, las diferencias son notables, para cada uno de los momentos singulares del ensayo. La forma de hormigonar las vigas no presenta diferencias estadísticamente significativas para el total de las vigas. En la comparación de las vigas BC y BE, sí que se aprecian diferencias recalables.

5.2.3.- Resultados de energía absorbida

En la Tabla 5.90 se muestran los valores medios de la energía y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de todas las vigas ensayadas. También se ha establecido el cociente entre la desviación típica y la media, y de esta manera tener un parámetro de comparación homogéneo de la dispersión. Para cada una de las tipologías se ofrecen los resultados correspondientes al momento de fisuración (t_1), momento de plastificación (t_2), el momento en que se alcanza el momento máximo del ensayo (t_3) y el momento alcanzado en el momento de la rotura (t_4). En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados con relación a la viga de referencia con tipología BA (monolítica de HC).

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t_1	9	1,5	17,5%	9	3,6	41,9%	14	6,5	45,4%
t_2	568	63,0	11,1%	660	31,9	4,8%	620	61,4	9,9%
t_3	3555	856,6	24,1%	3144	1993,6	63,4%	3221	1283,9	39,9%
t_4	4698	1306,1	27,8%	3215	1919,7	59,7%	4512	1370,0	30,4%
Δt_1	0,0%	-	0,0%	-0,4%	-	139,7%	65,5%	-	159,9%
Δt_2	0,0%	-	0,0%	16,1%	-	-56,3%	9,1%	-	-10,6%
Δt_3	0,0%	-	0,0%	-11,6%	-	163,2%	-9,4%	-	65,4%
Δt_4	0,0%	-	0,0%	-31,6%	-	114,8%	-4,0%	-	9,2%

t	BD			BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	9,2	9,3	101,6%	7,5	0,8	10,2%	1,9	1,3	67,2%
t₂	289,3	51,2	17,7%	686,1	132,5	19,3%	695,8	77,2	11,1%
t₃	668,9	407,2	60,9%	1280,0	190,8	14,9%	1266,3	457,4	36,1%
t₄	1012,5	1001,6	98,9%	2185,2	192,0	8,8%	1950,2	390,4	20,0%
Δt₁	6,0%	-	480,9%	-12,6%	-	-41,5%	-77,5%	-	284,3%
Δt₂	-49,1%	-	59,7%	20,7%	-	74,4%	22,4%	-	0,2%
Δt₃	-81,2%	-	152,7%	-64,0%	-	-38,1%	-64,4%	-	49,9%
Δt₄	-78,5%	-	255,9%	-53,5%	-	-68,4%	-58,5%	-	-28,0%

Tab.5.90.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas

A la vista de los resultados completos de la energía absorbida, puede decirse que hay diferencias significativas (mayores del 10%) entre casi todos los valores de las vigas ensayadas. La diferencia más pequeña entre tipologías, y por tanto las que tienen un comportamiento más parecido son las tipologías BA y BC. En este caso, las diferencias, salvo para el momento de fisuración, superior al 60%, son muy pequeñas. La desviación es inferior al 10% en el momento de plastificación y del 4% en el momento último previo a la rotura de la viga. El valor absoluto de la energía absorbida en el instante de fisuración es muy pequeño, por lo que pequeñas diferencias, incluso por errores en la toma de datos, originan grandes diferencias.

Por otro lado, la dispersión que da lugar a las medias es muy alta (superior al 20% en la mayoría de los casos) para los momentos máximo y último. Únicamente existe cierta homogeneidad de los datos (en el entorno del 10%) en la viga BE.

En la Tabla 5.91 se muestran los valores medios de la energía absorbida y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de la selección de las vigas ensayadas.

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₂	568	63,0	11,1%	660	31,9	4,8%	620	61,4	9,9%
t₃	3555	856,6	24,1%	3144	1993,6	63,4%	3221	1283,9	39,9%
t₄	5017	1674,3	33,4%	3215	1919,7	59,7%	4512	1370,0	30,4%
Δt₂	0,0%	-	0,0%	16,1%	-	-56,3%	9,1%	-	-10,6%
Δt₃	0,0%	-	0,0%	-11,6%	-	163,2%	-9,4%	-	65,4%
Δt₄	0,0%	-	0,0%	-35,9%	-	78,9%	-10,1%	-	-9,0%

t	BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₂	686	132,5	19,3%	696	77,2	11,1%
t ₃	1280	190,8	14,9%	1266	457,4	36,1%
t ₄	2185	192,0	8,8%	1950	390,4	20,0%
Δt ₂	20,7%	-	74,4%	22,4%	-	0,2%
Δt ₃	-64,0%	-	-38,1%	-64,4%	-	49,9%
Δt ₄	-56,4%	-	-73,7%	-61,1%	-	-40,0%

Tab.5.91.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas

Los resultados no varían mucho eliminando los resultados anómalos. La media de la energía absorbida por la tipología BA en el momento último ha subido, por lo que las diferencias con el resto de los valores han crecido. En el caso de la diferencia con la tipología CV, pasa del 4 al 10%. El resto de los valores, al ser la diferencia de partida mucho mayor, crecen proporcionalmente en menor proporción.

En la Tabla 5.92 se muestran los valores medios de la energía absorbida y sus desviaciones típicas de las vigas de las tipologías BC y BE. En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados tomando como viga de referencia la tipología BC (viga multicapa de espesores nominales 5-20-5 cm hormigonada de forma sucesiva).

t	BC			BE		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	14,3	6,5	45,4%	7,5	0,8	10,2%
t ₂	619,9	61,4	9,9%	686,1	132,5	19,3%
t ₃	3221,0	1283,9	39,9%	1280,0	190,8	14,9%
t ₄	4512,1	1370,0	30,4%	2185,2	192,0	8,8%
Δt ₁	0,0%	-	0,0%	-47,2%	-	-77,5%
Δt ₂	0,0%	-	0,0%	10,7%	-	95,0%
Δt ₃	0,0%	-	0,0%	-60,3%	-	-62,6%
Δt ₄	0,0%	-	0,0%	-51,6%	-	-71,1%

Tab.5.92.- Comparación de los valores medios de la energía absorbida de las vigas BC y BE

Los valores de la deformación de la viga BE, equivalente en tipología a la BC, pero hormigonada dejando una semana entre las diferentes capas, son muy inferiores, con diferencias superiores al 50% para el momento último. Paradójicamente, la energía absorbida en el momento de plastificación es mayor en la viga hormigonada dejando

endurecer cada capa antes de hormigonar la siguiente (tipología BE), que en la hormigonada de forma sucesiva. En este instante es 10% mayor, cuando en el resto de los puntos de control es del orden de un 50% inferior.

En la Tabla 5.93 se muestra el contraste de los resultados de energía absorbida de todas las vigas en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	450,639	820,938	0,549
BA - BC	115,775	820,938	0,141
BA - BD	*1712,67	820,938	2,086
BA - BE	868,573	1005,44	0,864
BA - BF	929,743	1005,44	0,925
BB - BC	-334,864	820,938	-0,408
BB - BD	*1262,03	820,938	1,537
BB - BE	417,934	1005,44	0,416
BB - BF	479,104	1005,44	0,477
BC - BD	*1596,9	820,938	1,945
BC - BE	752,798	1005,44	0,749
BC - BF	813,968	1005,44	0,810
BD - BE	-844,098	1005,44	-0,840
BD - BF	-782,928	1005,44	-0,779
BE - BF	61,17	1005,44	0,061

Tab.5.93.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga

A la vista de los resultados, no existen diferencias significativas para afirmar que los valores de deformación de las vigas BA, BB y BC son diferentes. Es más, exceptuando los contrastes de la tipología BD, no existen diferencias significativas en los contrastes del resto de pares de vigas para afirmar que hay diferencias debidas a las diferentes tipologías.

En la Tabla 5.94 se muestra el contraste de los resultados de energía absorbida de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	665,006	1104,46	0,602
BA - BC	220,415	1104,46	0,200
BA - BE	1157,19	1355,42	0,854
BA - BF	1236,88	1355,42	0,913
BB - BC	-444,591	1066,35	-0,417
BB - BE	492,183	1345,21	0,366
BB - BF	571,874	1345,21	0,425
BC - BE	936,774	1345,21	0,696
BC - BF	1016,47	1345,21	0,756
BE - BF	79,6917	1306,00	0,061

Tab.5.94.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

A la vista de los resultados de la selección de las vigas, descartando las vigas con valores anómalos, los resultados del contraste de la energía absorbida en función de la tipología de viga, son muy similares al del realizado sobre el total de las vigas. No existe, en ningún par de tipologías de vigas, estimadores estadísticos que no permitan afirmar la igualdad de comportamiento entre ellos. Con relación a la totalidad de los datos, la potencia de la afirmación de los pares de tipología en que aparece la viga monolítica de hormigón normal tiene ligeramente menos peso, pues los valores son más próximos a la unidad, aunque nunca superándolos. Por el contrario, en el resto de los casos la potencia es menos, al haber disminuido el valor del estadístico y está más alejado de la unidad. Para el caso concreto de las tipologías BE y BF, el valor es tan pequeño que casi podría afirmarse que son iguales.

En la Tabla 5.95 se el contraste de los resultados de energía absorbida de la selección de las vigas en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-309,636	710,953	-0,436
28 - 60	-588,287	710,953	-0,827
45 - 60	-278,652	710,953	-0,392

Tab.5.95.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga

Los resultados muestran que podría existir una leve evolución de la energía absorbida de las vigas en función de la edad. No existen diferencias significativas entre los 28 y los 45 días. Tampoco existen diferencias significativas entre los 45 y los 60 días. Tampoco

existen diferencias entre las los 28 y 60 días, pero el valor es muy próximo a la unidad como para poder afirmar que existen diferencias.

En la Tabla 5.96 se el contraste de los resultados de energía absorbida de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-552,156	1066,35	-0,518
28 - 60	-839,209	1104,46	-0,760
45 - 60	-287,053	1104,46	-0,260

Tab.5.96.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Una vez eliminados los datos de las probetas anómalas, los resultados del contraste son muy similares a los obtenidos de la totalidad de las vigas. Las diferencias se han reducido en los estimadores, por lo que tiene menos peso la posibilidad de afirmar la diferencia de comportamiento con la edad.

En la Tabla 5.97 se el contraste de los resultados de energía absorbida de todas las vigas en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Max	*-2294,95	710,953	-3,228
Fis - Pla	-564,714	710,953	-0,794
Fis - U	*-3027,72	710,953	-4,259
Max - Pla	*1730,24	710,953	2,434
Max - U	*-732,769	710,953	-1,031
Pla - U	*-2463,0	710,953	-3,464

Tab.5.97.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante

El cuadro de contrate muestra que existen diferencias significativas entre todos los pares de comparación de la energía absorbida en función del momento de carga de la viga. Es más, los ratio entre el límite de validación y el estadístico son significativamente superiores a la unidad, lo que puede entenderse como una afirmación de mucha potencia. Únicamente está por debajo del valor límite el par formado por el momento de fisuración y el momento de plastificación, aunque está cerca del mismo. El resto de los valores difieren tanto, que estos valores por estar significativamente más próximos entre si el resto, pueden parecer iguales en comparación con el resto.

En la Tabla 5.98 se muestra el contraste de los resultados de energía absorbida de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Max - Pla	887,255	887,255	1,000
Max - U	-867,004	909,327	-0,953
Pla - U	*-2908,92	909,327	-3,199

Tab.5.98.- Contraste de los valores medios de la energía absorbida de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Contando únicamente con los valores significativos, la conclusión de la energía absorbida en base al momento, difieren notablemente que con la totalidad de los valores. Sólo puede afirmarse que hay diferencias significativas en el par formado por el momento plástico y el momento último. En el resto de los casos no puede hacerse esa afirmación, aunque los parámetros estadísticos están notabilísimamente cerca del límite que permite afirmar lo contrario.

Si atendemos a la forma en que se ha hormigonado la viga los parámetros estadísticos se muestran en la Tabla 5.99. Los números indican que hay una diferencia significativa en los valores de energía absorbida cuando la viga se hormigona en capas de forma sucesiva respecto cualquier otro tipo de hormigonado. Por el contrario, el hormigonado en capas dejando endurecer el hormigón de cada tongada antes de continuar con la siguiente capa, y el hormigonado monolítico de la sección no puede descartarse su igualdad. Pese a ello, la diferencia con respecto al límite es muy pequeña y la afirmación tiene poca potencia.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	*9,14107	7,21831	1,266
Mix C-Mono	*15,1286	4,8122	3,144
Mix W-Mono	5,9875	7,21831	0,829

Tab.5.99.- Contraste de los valores medios de carga de de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Si se eliminan los datos anómalos del análisis, los resultados son muy similares. En la Tabla 5.100 se muestran los estadísticos relativos a este respecto. Las vigas hormigonadas por capas de forma sucesiva presentan unos valores estadísticamente diferentes de cualquiera de las otras formas de hormigonado. La diferencia de comportamiento con las vigas hormigonadas esperando el endurecimiento de cada capa antes de hormigonar la siguiente se incrementa. Por el contrario, se acerca en el comportamiento al de una viga

monolítica, aunque sigue estando lejos. El comportamiento parece más entre las vigas mixtas con esperas entre tongadas y las vigas monolíticas.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	*10,1245	5,29039	1,914
Mix C-Mono	*7,45786	4,15093	1,797
Mix W-Mono	-2,66667	5,68101	-0,469

Tab.5.100.- Contraste de los valores medios de carga de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Contando el total de los datos, se puede afirmar que la energía no depende de la tipología de la viga en ningún caso; que no se aprecian diferencias significativas en la energía absorbida de las vigas con el aumento de la edad; que a efectos de energía absorbida, no existen diferencias estadísticas significativas entre el valor de la carga en el momento máximo y el momento último; y que la forma de hormigonar las vigas tiene influencia en el valor de la energía absorbida, siendo las hormigonadas en capas de forma sucesiva, las que presentan unos valores más altos. Esto en parte es debido a la enorme diferencia en el comportamiento de las dos tipologías de vigas monolíticas, que siendo la de HC la que más energía absorbe, la media hace que la otra tipología de hormigonado, presente un valor medio estadísticamente más alto.

5.2.4.- Resultados de la rigidez de las vigas

Para la estimación de la rigidez se ha tomado en primer lugar la pendiente entre los puntos de estudio. Se ha definido como t_1 , aquella comprendida entre el inicio del ensayo y el momento de fisuración; se ha definido como t_2 , aquella comprendida entre el momento de fisuración y el momento de plastificación. En segundo lugar se ha procedido a hacer un análisis de regresión entre los puntos singulares anteriormente indicados. De cada uno de ellos, se ha obtenido la recta de regresión, así como el coeficiente R^2 de las principales transformaciones.

En la Tabla 5.101 se muestran los valores medios de rigidez y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de todas las vigas ensayadas. También se ha establecido el cociente entre la desviación típica y la media, y de esta manera tener un parámetro de comparación homogéneo de la dispersión. Para cada una de las tipologías se ofrecen los resultados correspondientes al momento de fisuración (t_1) y el momento de plastificación (t_2). En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados con relación a la viga de referencia con tipología BA (monolítica de HC).

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	34,0	5,54	16,3%	34,4	0,65	1,9%	29,3	3,67	12,5%
t ₂	10,1	0,48	4,7%	8,9	0,55	6,1%	9,7	0,19	2,0%
Δt ₁	0,0%	-	0,0%	1,3%	-	-88,4%	-13,8%	-	-23,2%
Δt ₄	0,0%	-	0,0%	-11,1%	-	28,8%	-3,9%	-	-57,6%

t	BD			BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	6,2	4,85	78,0%	20,6	1,80	8,8%	9,4	1,46	15,5%
t ₂	8,5	0,29	3,5%	7,8	0,40	5,1%	6,5	0,20	3,1%
Δt ₁	-81,7%	-	378,3%	-39,4%	-	-46,3%	-72,3%	-	-5,1%
Δt ₄	-15,4%	-	-27,0%	-22,3%	-	7,2%	-35,8%	-	-34,0%

Tab.5.101.- Comparación de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas

A la vista de los resultados completos de rigidez, puede decirse que no hay un comportamiento homogéneo. En algunos casos, la diferencia es insignificante, inferior al 5%. En otros, incluso en la comparación de la misma tipología de viga, la diferencia sobrepasa el 10%. La máxima similitud se produce entre las vigas de las tipologías BA, BB y BC. La diferencia más significativa se produce con la tipología BD. Esta también es la que presenta la mayor dispersión.

En la Tabla 5.102 se muestran los valores medios de rigidez y sus desviaciones típicas de todas las tipologías y de la selección de las vigas ensayadas.

t	BA			BB			BC		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	34,0	5,54	16,3%	34,4	0,65	1,9%	29,3	3,67	12,5%
t ₂	10,3	0,02	0,2%	8,9	0,55	6,1%	9,7	0,19	2,0%
Δt ₁	0,00%	-	0,0%	1,34%	-	-88,4%	-13,79%	-	-23,2%
Δt ₄	0,00%	-	0,0%	-13,47%	-	3952%	-6,41%	-	1234%

t	BE			BF		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t ₁	20,6	1,80	8,8%	9,4	1,46	15,5%
t ₂	7,8	0,40	5,1%	6,5	0,20	3,1%
Δt ₁	-39,40%	-	-46,3%	-72,31%	-	-5,1%
Δt ₄	-24,38%	-	3274%	-37,55%	-	1976%

Tab.5.102.- Comparación de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas

Eliminados los valores anormales, no hay diferencias significativas con relación al 100% de los datos. La diferencia radica en el tramo t_2 de la tipología BA. El ligero incremento en la rigidez implica una mayor diferencia con el resto de los casos.

En la Tabla 5.103 se muestran los valores medios de rigidez y sus desviaciones típicas de las vigas de las tipologías BC y BE. En la parte inferior de la tabla, se indican los valores comparados tomando como viga de referencia la tipología BC (viga multicapa de espesores nominales 5-20-5 cm hormigonada de forma sucesiva).

t	BC			BE		
	Media	Des.tip	CV	Media	Des.tip	CV
t₁	29,3	3,67	12,5%	20,6	1,80	8,8%
t₂	9,7	0,19	2,0%	7,8	0,40	5,1%
Δt₁	0,0%	-	0,0%	-29,7%	-	-30,1%
Δt₄	0,0%	-	0,0%	-19,2%	-	-153,0%

Tab.5.103.- Comparación de los valores medios de rigidez de las vigas BC y BE

Los valores de la rigidez de la viga BE, equivalente en tipología a la BC, pero hormigonada dejando una semana entre las diferentes capas, son muy inferiores, con diferencias que rondan el 30% para el momento de fisuración y al 20% en el caso del momentos de plastificación.

En la Tabla 5.104 se muestra el contraste de los resultados de rigidez de todas las vigas en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	1,535	5,14489	0,298
BA - BC	2,75417	5,14489	0,535
BA - BD	*7,2	5,14489	1,399
BA - BE	5,52604	6,30118	0,877
BA - BF	*7,85104	6,30118	1,246
BB - BC	1,21917	5,14489	0,237
BB - BD	*5,665	5,14489	1,101
BB - BE	3,99104	6,30118	0,633
BB - BF	*6,31604	6,30118	1,002
BC - BD	4,44583	5,14489	0,864
BC - BE	2,77188	6,30118	0,440
BC - BF	5,09688	6,30118	0,809
BD - BE	-1,67396	6,30118	-0,266
BD - BF	0,651042	6,30118	0,103
BE - BF	2,325	6,30118	0,369

Tab.5.104.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga

A la vista de los resultados, no existen diferencias significativas para afirmar que los valores de rigidez de las vigas BA, BB y BC son diferentes. Realmente, las únicas diferencias significativas se encuentran entre las vigas monolíticas de HLE (BD y BF) y algunas tipologías de vigas. En algún caso, si bien el estimador no es superior al límite para afirmar que existen diferencias estadísticamente significativas para descartar la igualdad entre los pares comparados, si está muy cerca del límite (BA-BE y BC-BD)

En la Tabla 5.105 se muestra el contraste de los resultados de rigidez de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la tipología de viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	0,3767	0,767072	0,491
BA - BC	0,125589	0,767072	0,164
BA - BE	0,725763	0,941372	0,771
BA - BF	0,855763	0,941372	0,909
BB - BC	-0,251111	0,740602	-0,339
BB - BE	0,349063	0,93428	0,374
BB - BF	0,479063	0,93428	0,513
BC - BE	0,600174	0,93428	0,642
BC - BF	0,730174	0,93428	0,782
BE - BF	0,13	0,91	0,143

Tab.5.105.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos a la tipología de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

A la vista de los resultados de la selección de las vigas, descartando las vigas con valores anómalos, los resultados del contraste de la rigidez en función de la tipología de viga, son muy similares al del realizado sobre el total de las vigas. Las vigas de la primera serie de ensayos siguen presentando unos valores del estadístico de contraste inferior al límite, por lo que no presentan diferencias significativas que permitan afirmar que hay diferencias entre ellos. La principal diferencia significativa en el contraste, es que todos los pares de comparación cumplen, estando el estadístico por debajo del valor límite, por lo que no se puede descartar estadísticamente en ningún caso la igualdad entre los pares. Eliminados los valores anómalos de la tipología BD, incluso la tipología BF, que con el total de los datos estadísticamente se debía descartar la igualdad, ya no hay evidencias para destacar si igualdad con cualquiera de los otros tipos.

En la Tabla 5.106 se el contraste de los resultados de rigidez de la selección de las vigas en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	0,639375	4,45561	0,143
28 - 60	0,16625	4,45561	0,037
45 - 60	-0,805625	4,45561	-0,181

Tab.5.106.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga

Los resultados muestran no existe evolución en los valores de rigidez de la viga con la edad. Todos los valores estadísticos calculados están muy por debajo del valor límite, con lo cual la afirmación de que no existen diferencias significativas para descartar la igualdad entre todos los pares de edad. Esta afirmación tiene mucha potencia, por el bajo cociente entre el límite y el estadístico.

En la Tabla 5.107 se el contraste de los resultados de rigidez de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación a la edad de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-0,0377778	0,740602	-0,051
28 - 60	0,2033	0,767072	0,265
45 - 60	0,241078	0,767072	0,314

Tab.5.107.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos a la edad de viga (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Una vez eliminados los datos de las probetas anómalas, los resultados del contraste son muy similares a los obtenidos de la totalidad de las vigas. Varían ligeramente los cocientes del estadístico entre el límite, sin un patrón fijo, pero en cualquier caso, con unos valores muy bajos lo que implica una gran potencia e la afirmación.

En la Tabla 5.108 se el contraste de los resultados de rigidez de todas las vigas en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Fis - Max	*22,7181	4,45561	5,099
Fis - Pla	*15,1788	4,45561	3,407
Fis - U	*23,7975	4,45561	5,341
Max - Pla	*-7,53938	4,45561	-1,692
Max - U	1,07938	4,45561	0,242
Pla - U	*8,61875	4,45561	1,934

Tab.5.108.- Contraste de los valores medios de rigidez del 100% de las vigas ensayadas relativos al instante

El cuadro de contraste muestra que existen diferencias significativas entre la práctica totalidad de todos los pares de comparación de la rigidez en función del momento de carga de la viga. Es más, los ratio entre el límite de validación y el estadístico son significativamente superiores a la unidad, lo que puede entenderse como una afirmación de mucha potencia.

En la Tabla 5.109 se el contraste de los resultados de rigidez de la selección de las vigas, eliminando aquellas de resultados anómalos, en relación momento de carga de la viga.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Max - Pla	*-7,92077	0,616218	-12,854
Max - U	0,525362	0,525362	1,000
Pla - U	*8,44613	0,631548	13,374

Tab.5.109.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos al instante (eliminadas las probetas de resultados anormales)

Contando únicamente con los valores significativos, la conclusión de la rigidez en base al momento, es que todos los valores son estadísticamente diferentes.

Si atendemos a la forma en que se ha hormigonado la viga los parámetros estadísticos se muestran en la Tabla 5.110. Los números indican que hay una diferencia significativa en los valores de rigidez cuando la viga se hormigona en capas de forma continua respecto de las vigas monolíticas. Por el contrario, el hormigonado en capas dejando endurecer el hormigón de cada tongada antes de continuar con la siguiente capa, y el hormigonado monolítico de la sección es estadísticamente casi idéntico.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	3,91464	5,11253	0,766
Mix C-Mono	*4,21464	3,40835	1,237
Mix W-Mono	0,30000	5,11253	0,059

Tab.5.110.- Contraste de los valores medios de rigidez de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Si se eliminan los datos anómalos del análisis, los resultados difieren notablemente. En la Tabla 5.111 se muestran los estadísticos relativos a este respecto. Todos los pares de vigas no muestran diferencias significativas para descartar la igualdad. Incluso el par de

contraste entre la viga que se hormigona en capas de forma continua respecto de las vigas monolíticas, que para la totalidad de las vigas presentaba evidencias de diferencia, para el grupo de las vigas seleccionadas, es la que presenta una mayor igualdad. El par compuesto por la viga con el hormigonado en capas dejando endurecer el hormigón de cada tongada antes de continuar con la siguiente capa, y el hormigonado monolítico de la sección, que para la totalidad de los datos eran prácticamente idénticos, si bien no se puede descartar la igualdad, esta afirmación ha perdido mucha potencia.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
Mix C-Mix W	0,419864	0,736654	0,570
Mix C-Mono	0,0965312	0,577992	0,167
Mix W-Mono	-0,323333	0,791046	-0,409

Tab.5.111.- Contraste de los valores medios de rigidez de la selección de las vigas ensayadas relativos al modo de hormigonado

Contando el total de los datos, se puede afirmar que la rigidez no depende de la tipología de la viga en los casos de las vigas realizadas en primer lugar, salvo la tipología BD, monolítica de HL; que la rigidez apenas se ve afectada por la edad; que a efectos de rigidez, el momento en que es medida la rigidez tiene una gran influencia en su valor; y que la forma de hormigonar las vigas tiene escasa influencia en el valor de la rigidez, siendo la viga se hormigona en capas de forma continua respecto de las vigas monolíticas, las únicas que presentan valores estadísticamente diferentes.

En la Tabla 5.112 se muestran los valores de R^2 de las principales transformaciones de las rectas de regresión para la pendiente de la curva $N-\delta$, hasta el momento de fisuración (K1), y entre este y el momento de plastificación (K2). En color rojo se indican aquellos valores que o bien no presentan relación, o tienen un índice R^2 inferior al 90%; en color azul, cuando la relación está comprendida entre el 90 y el 95%; y en color negro, cuando la relación es superior al 95%. Finalmente, se resalta en negrita el valor más alto de cada tipología de viga para cada tramo, K1 o K2.

K1

	<i>BA28</i>	<i>BA45</i>	<i>BA60</i>	<i>BB28</i>	<i>BB45</i>	<i>BB60</i>	<i>BC28</i>	<i>BC45</i>	<i>BC60</i>
Linear	98,95%	98,21%	97,68%	99,79%	98,23%	99,73%	96,02%	96,09%	99,40%
Square root-X	97,67%	93,21%	N.F	95,43%	N.F	97,11%	96,86%	N.F	94,53%
Square root-Y	89,89%	90,12%	87,60%	92,62%	89,66%	94,98%	85,43%	86,70%	90,43%
Logarithmic-X	86,37%	N.F	N.F	N.F	N.F	88,71%	N.F	N.F	N.F
Logarithmic-Y	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Reciprocal-X	44,72%	N.F	N.F	N.F	N.F	61,17%	N.F	N.F	N.F
Reciprocal-Y	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Exponential	N.F	66,66%	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Double reciproca	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Multiplicative	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
S-curve	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F

K1

	<i>BD28</i>	<i>BD45</i>	<i>BD60</i>	<i>BE28</i>	<i>BE45</i>	<i>BF28</i>	<i>BF45</i>
Linear	95,08%	91,77%	94,39%	98,61%	97,80%	97,91%	95,35%
Square root-X	93,93%	95,11%	93,62%	97,96%	97,03%	97,29%	86,18%
Square root-Y	85,59%	77,84%	N.F	90,73%	88,44%	86,70%	88,63%
Logarithmic-X	N.F	84,40%	N.F	87,13%	N.F	N.F	N.F
Logarithmic-Y	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Reciprocal-X	N.F	37,29%	N.F	46,37%	N.F	N.F	N.F
Reciprocal-Y	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Exponential	N.F	51,72%	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Double reciproca	N.F	99,91%	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
Multiplicative	N.F	94,23%	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F
S-curve	N.F	85,25%	N.F	N.F	N.F	N.F	N.F

K2

	BA28	BA45	BA60	BB28	BB45	BB60	BC28	BC45	BC60
Linear	99,23%	99,86%	98,96%	98,43%	99,04%	99,72%	99,85%	99,62%	99,61%
Square root-X	99,02%	98,59%	99,42%	99,05%	99,04%	97,76%	99,25%	99,09%	98,88%
Square root-Y	97,41%	98,79%	96,64%	96,16%	97,31%	98,25%	99,12%	98,05%	97,80%
Logarithmic-X	94,00%	92,83%	95,41%	93,71%	94,22%	89,75%	96,13%	94,70%	92,73%
Logarithmic-Y	N.F.	86,98%	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.
Reciprocal-X	71,17%	69,51%	73,88%	66,59%	70,59%	62,27%	81,32%	74,14%	66,35%
Reciprocal-Y	83,93%	N.F.	80,89%	80,33%	84,85%	N.F.	90,99%	83,70%	81,68%
Exponential	94,15%	96,25%	92,70%	92,33%	94,30%	94,86%	97,40%	94,79%	94,10%
Double reciproca	93,37%	93,23%	95,30%	92,40%	92,15%	91,41%	96,53%	95,60%	93,79%
Multiplicative	98,78%	98,75%	99,33%	98,96%	98,79%	98,00%	99,51%	99,29%	99,16%
S-curve	83,66%	82,60%	86,45%	80,61%	82,47%	78,41%	90,07%	86,77%	81,58%

K2

	BD28	BD45	BD60	BE28	BE45	BF28	BF45
Linear	98,12%	99,80%	99,28%	99,00%	99,64%	99,75%	99,75%
Square root-X	97,99%	99,56%	98,78%	99,20%	99,00%	98,60%	98,54%
Square root-Y	98,02%	97,86%	93,21%	96,06%	97,40%	96,37%	95,95%
Logarithmic-X	97,70%	98,00%	91,26%	93,17%	93,13%	91,18%	90,18%
Logarithmic-Y	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.	N.F.
Reciprocal-X	96,73%	91,21%	62,15%	65,43%	68,17%	59,42%	54,66%
Reciprocal-Y	97,07%	75,30%	N.F.	73,98%	77,12%	N.F.	N.F.
Exponential	97,81%	92,96%	76,34%	90,67%	92,71%	87,78%	86,31%
Double reciproca	97,73%	94,38%	85,22%	96,03%	96,92%	98,80%	98,89%
Multiplicative	97,93%	98,43%	96,97%	99,52%	99,59%	99,81%	99,81%
S-curve	97,46%	99,08%	95,17%	83,13%	85,18%	84,33%	81,64%

Tab.5.112.- Valores de R^2 de las principales transformaciones de las rectas de regresión para la pendiente de la curva $N-\delta$, hasta el momento de fisuración (K1), y entre este y el momento de plastificación (K2)

En la Tabla 5.113 se muestran las rectas de regresión obtenidas procesando los pares de datos $N-\delta$, sin aplicar ningún tipo de transformación. Se indican por separador las rectas de regresión hasta el momento de fisuración (K1) y entre este punto y el momento de plastificación (K2).

	<i>K1</i>	<i>K2</i>
BA28	-0,683431 + 34,1723*d	18,2502 + 10,3516*d
BA45	0,827297 + 39,3799*d	19,9614 + 10,3296*d
BA60	2,09768 + 28,3109*d	17,3694 + 9,51542*d
BB28	0,19071 + 35,016*d	21,5045 + 9,25293*d
BB45	2,90205 + 34,4906*d	20,5322 + 9,27223*d
BB60	-0,613346 + 33,725*d	16,6698 + 8,3179*d
BC28	2,53088 + 29,8801*d	21,2337 + 9,47432*d
BC45	2,45209 + 25,3419*d	15,2696 + 9,86107*d
BC60	0,946747 + 32,597*d	17,4566 + 9,69824*d
BD28	1,34562 + 11,7935*d	24,0571 + 8,20701*d
BD45	1,38227 + 3,78382*d	-7,50895 + 8,79404*d
BD60	-0,00910775 + 3,06079*d	-0,309545 + 8,53393*d
BE28	-0,0346394 + 21,8503*d	14,9792 + 7,53876*d
BE45	1,23307 + 19,3029*d	12,5818 + 8,10014*d
BF28	0,719912 + 10,4311*d	3,77558 + 6,31519*d
BF45	0,172036 + 8,37237*d	4,06425 + 6,60039*d

Tab.5.113.- Rectas de regresión para la pendiente de la curva $N-\delta$, hasta el momento de fisuración ($K1$), y entre este y el momento de plastificación ($K2$)

A la vista de los datos contenidos en las tablas precedentes, puede observarse que la relación lineal entre las variables es la más plausible de todas las estudiadas. La relación lineal es la que presenta el coeficiente R^2 más alto en 14 de las 16 tipologías de vigas para el tramo $K1$, y 11 de 16 para el tramo $K2$. Además, totalidad de los casos, el coeficiente está por encima del 90%, y salvo solo dos casos, está por encima del 95%. Por todo ello, pueden darse por buenas las rectas de regresión definidas en la Tabla 5.113. En dicha tabla, se da la paradoja que dos valores de $K1$, que representa la rigidez de la viga antes de la fisuración, presentan un valor del coeficiente del término variable inferior al de $K2$. Son valores desde el punto de vista estructural ilógicos. Queda por tanto su eliminación justificada.

5.2.5.- Resultados de fisuración

Las vigas monolíticas presentan un esquema de fisuración continua desde la cara inferior de las vigas hasta aproximadamente un tercio de la cara superior. En cambio, las vigas mixtas cuentan con dos niveles de fisuración. El primero desde la cara inferior de las vigas hasta aproximadamente un tercio de la cara superior, similar al de las vigas monolíticas. El segundo, específico de las vigas mixtas, desde la unión de la capa inferior

con la intermedia, subiendo aproximadamente 5 cm, para posteriormente unirse en una fisura longitudinal que une todas. En la figura 5.114 se muestra el esquema de fisuración de todas las vigas.

Se ha realizado la medición de la fisuración a lo largo del proceso de carga de las vigas. En cada uno de los puntos de medición, se ha obtenido el ancho y la altura de fisura. Posteriormente, para cada punto, se ha calculado el producto de la anchura por el alto de fisura. De estos tres valores (ancho, alto y producto de ancho por alto) se ha realizado el sumatorio de todas las fisuras que han aparecido en la zona de estudio para el momento de carga estudiado. Con estos datos se ha realizado la gráfica de la evolución de estos parámetros para cada una de las vigas.

BA1

BA2

BA3

BB1

BB2

BB3

BC1

BC2

BC3

BD1

BD2

BD3

BE1

BE2

BF1

BF2

Detalle de doble nivel de fisuración en vigas multicapa

Fig.5.114.- Esquema de fisuración de las vigas

5.2.5.2.- Medición del ancho de las fisuras (W)

En las Figuras 5.115 a 5.124 se ofrecen las gráficas de la evolución del sumatorio del ancho de fisura con el nivel de carga. Las gráficas están agrupadas primeramente por tipología de viga (5.115 a 5.119), y posteriormente por la edad de las mismas (5.120 a 5.124).

Fig.5.115.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA

Fig.5.116.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BB

Fig.5.117.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC

Fig.5.118.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BD

Fig.5.119.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BE

A la vista de las gráficas agrupadas por tipología de viga, puede observarse que en prácticamente todas las tipologías de viga, las diferentes gráficas son aparentemente paralelas entre sí. Varía ligeramente el punto de inicio de la fisuración y su valor inicial, pero una vez comienza, las diferentes gráficas evolucionan en paralelo. A falta de un tratamiento estadístico de los datos, que se realizará más adelante, las gráficas parecen asemejarse a rectas. La tipología de vigas BA evoluciona de forma ligeramente diferente al resto, pues las gráficas no evolucionan de una forma paralela como si parece que lo hace el resto de los tipos. Las vigas de la Tipología BD, dada su fuerte disgregación, son las que presentan una mayor diferencia entre el inicio de las gráficas. No obstante, su evolución es paralela.

Fig.5.120.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC y BD a 28 días

Fig.5.121.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB, BC y BD a 45 días

Fig.5.122.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BA BB y BC a 60 días

Fig.5.123.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC y BE a 28 días

Fig.5.124.- Valores sumatorio de ancho de fisura (w) de las vigas BC y BE a 45 días

A la vista de las gráficas agrupadas por edades, puede observarse como las tipologías BA, BB y BC, realizadas durante la primera serie de ensayos, y hormigonadas de forma sucesiva, tienen un comportamiento en general bastante similar. Por el contrario, las gráficas de la viga BD, monolítica de HL, el ancho de la fisura evoluciona más rápidamente que el resto de las vigas. Si se compara el comportamiento de las dos tipologías de vigas geométricamente iguales, (BC y BE), pero hormigonadas de forma diferente, a los 28 días el comportamiento es parecido, pero a los 45, es prácticamente coincidente.

Se ha realizado el tratamiento estadístico de los datos atendiendo a dos criterios: la tipología de las vigas y la edad de las mismas. Conforme al primero de los criterios, en la Tabla 5.114 se muestra los valores de contraste para estimar la posible igualdad entre los valores estudiados.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	0,004200	0,0545404	0,077
BA - BC	0,037029	0,0569317	0,650
BA - BD	*-0,093209	0,0582181	-1,601
BA - BE	-0,018069	0,0626497	-0,288
BB - BC	0,032829	0,0597969	0,549
BB - BD	*-0,0974087	0,0617637	-1,577
BB - BE	-0,022269	0,0654301	-0,340
BC - BD	*-0,130237	0,0650012	-2,004
BC - BE	-0,055098	0,0693076	-0,795
BD - BE	*0,07514	0,0640436	1,173

Tab.5.114.- Contraste del sumatorio del ancho de fisura atendiendo a la tipología de viga

A la vista de los contrastes, existen diferencias estadísticas significativas para afirmar que hay diferencias entre las vigas de la tipología BD y cualquiera de los otros tipos de vigas. El estadístico de contraste para las tipología BA y BB es muy reducido, por lo que denota un alto parecido entre ambas vigas. La comparación de cualquiera de estas dos tipologías con respecto a la otra tipología ensayada durante la primera fase de ensayos (BC), ofrece unos valores de contraste muy similares entre sí. Por el contrario, el contraste para las vigas BC y BE, geométricamente iguales, pero con una forma de ejecución diferente, si bien no supera la unidad para descartar estadísticamente la igualdad, si está muy próximo a ella.

En relación a la edad de las vigas, en la Tabla 5.115 se muestra el resumen de los contrastes del ancho de las fisuras.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	*-0,0813188	0,0459459	-1,770
28 - 60	*-0,1516610	0,0550903	-2,753
45 - 60	*-0,0703426	0,0496166	-1,418

Tab.5.115.- Contraste del sumatorio del ancho de fisura atendiendo a la edad de la viga

Los valores de los contrastes estadísticos del ancho de la fisura en relación a la edad confirman la impresión que se tenía a primera vista en relación a un incremento fruto de la edad. Todos los valores de contraste muestran diferencias para descartar la igualdad estadística entre los valores. Los contrastes, además, son mayores cuanto mayor es la diferencia entre edades, lo que denota un incremento entre cada uno de los escalones de edad estudiada.

5.2.5.3.- Medición de la altura de las fisuras (H)

En las Figuras 5.125 a 5.132 se ofrecen las gráficas de la evolución del sumatorio de altura de fisura con el nivel de carga. Las gráficas están agrupadas primeramente por tipología de viga (5.125 a 5.128), y posteriormente por la edad de las mismas (5.129 a 5.132).

Fig.5.125.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA

Fig.5.126.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BB

Fig.5.127.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BC

Fig.5.128.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BE

Las gráficas de la evolución del sumatorio de la altura de las fisuras agrupadas por tipología de vigas presentan un comportamiento muy diferente al del ancho de la fisura. Mientras en el primer caso se observaba un comportamiento aparentemente lineal, en el segundo presentan un comportamiento más asimilable a un crecimiento exponencial. Tras un espacio en que la evolución parece ser lineal, el sumatorio de la altura comienza a crecer de forma progresiva. En este caso, las diferencias entre las diferentes vigas de una misma tipología, son más acudas que en el caso anterior.

Las vigas de la tipología BD presentaban una superficie muy rugosa fruto de la meteorización. Por ello no ha sido posible determinar la altura de fisura en todo su recorrido. Sólo ha sido posible la medición parcial de alguna de las fisuras, por lo que el sumatorio de la altura de las fisuras sería inferior al real y por tanto desvirtuaría el resultado final. Por ello, se han eliminado el total de las lecturas correspondientes a esa tipología de vigas.

Fig.5.129.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BD a 28 días

Fig.5.130.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BC a 45 días

Fig.5.131.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BA BB y BC a 60 días

Fig.5.132.- Valores sumatorio de altura de fisura (h) de las vigas BC y BE a 45 días

A la vista de las gráficas agrupadas por edades, puede observarse que no hay un patrón claro en la evolución de la misma. Aparentemente, las vigas de la tipología BA presentan valores más bajos del sumatorio de la altura de las fisuras para un mismo valor de carga. La viga BA ensayada a los 60 días se salta este patrón, pero esa viga fue hormigonada en dos fases, lo que la convierte en la práctica en una tipología diferente. En la otra viga hormigonada en fases, también existe un mayor sumatorio de la altura de fisura para el mismo nivel de carga.

Se ha realizado el tratamiento estadístico de los datos atendiendo a dos criterios: la tipología de las vigas y la edad de las mismas. Conforme al primero de los criterios, en la Tabla 5.116 se muestra los valores de contraste para estimar la posible igualdad entre los valores estudiados.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	21,143	402,025	0,053
BA - BC	-280,226	419,652	-0,668
BA - BD	237,142	429,135	0,553
BA - BE	*-605,768	461,801	-1,312
BB - BC	-301,369	440,772	-0,684
BB - BD	215,999	455,270	0,474
BB - BE	*-626,911	482,295	-1,300
BC - BD	*517,368	479,133	1,080
BC - BE	-325,542	510,877	-0,637
BD - BE	*-842,910	472,075	-1,786

Tab.5.116.- Contraste del sumatorio de la altura de fisura atendiendo a la tipología de viga

A la vista de los contrastes, existen diferencias estadísticas significativas para afirmar que hay diferencias entre las vigas de la tipología BE y casi cualquiera de los otros tipos de vigas. Paradójicamente el único par con el que no se puede descartar estadísticamente la igualdad es con la tipología BC, con la que comparte geometría, pero no forma de ejecución. El estadístico de contraste para las tipología BA y BB sigue siendo muy reducido, por lo que denota un alto parecido entre ambas vigas. La comparación de cualquiera de estas dos tipologías con respecto a la otra tipología ensayada durante la primera fase de ensayos (BC), ofrece unos valores de contraste aun más similares entre sí, que en el caso del ancho de fisura.

En relación a la edad de las vigas, en la Tabla 5.117 se muestra el resumen de los contratos de la altura de las fisuras.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-44,436	338,674	-0,131
28 - 60	*-608,309	406,079	-1,498
45 - 60	*-563,873	365,731	-1,542

Tab.5.117.- Contraste del sumatorio de la altura de fisura atendiendo a la edad de la viga

Los valores de los contrastes estadísticos de la altura de la fisura en relación a la edad no confirman totalmente la impresión que se tenía a primera vista en relación a un incremento fruto de la edad. Existen diferencias estadísticas para descartar la igualdad entre las vigas ensayadas a 60 días y el resto, pero no entre las ensayadas a 28 y 45 días. Es más, el valor del estadístico para estas edades es muy próximo, lo que denota cierta igualdad entre los mismos.

5.2.5.4.- Medición del producto del ancho por la altura de las fisuras (wh)

En las Figuras 5.133 a 5.140 se ofrecen las gráficas de la evolución del sumatorio de altura de fisura con el nivel de carga. Las gráficas están agrupadas primeramente por tipología de viga (5.133 a 5.136), y posteriormente por la edad de las mismas (5.137 a 5.140).

Fig.5.133.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA

Fig.5.134.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BB

Fig.5.135.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BC

Fig.5.136.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BE

A la vista de las gráficas del producto del ancho por la altura de la fisura, agrupadas por el tipo de viga puede verse que existe una evaluación dependiente de la edad. Las gráficas de menor edad tienden a tener un menor producto del ancho por la altura, para un mismo nivel de carga que los de mayor edad.

La forma de las gráficas es aparentemente lineal, aunque presentan cierta curvatura. Dicha curvatura no es homogénea a lo largo de todas las vigas, pues en unos casos son cóncavas y en otras convexas.

Fig.5.137.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BD a 28 días

Fig.5.138.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BC a 45 días

Fig.5.139.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BA BB y BC a 60 días

Fig.5.140.- Valores sumatorio de producto de ancho de fisura por altura de fisura (wh) de las vigas BC y BE a 45 días

Si los gráficos se agrupan por edades, la evolución de los diferentes tipos de vigas presenta una evolución muy similar. En las vigas realizadas durante la primera fase de ensayos, las gráficas van casi superpuestas unas sobre otras, salvo las vigas ensayadas a los 28 días. En cuanto a las vigas hormigonadas en dos fases, los resultados son ligeramente distintos. Las vigas de la tipología BC y BE tienen un aspecto bastante similar, pero la pendiente de la correspondiente a BC (hormigonada de forma sucesiva) es mayor que la BE (hormigonada dejando endurecer entre tongada y tongada).

Se ha realizado el tratamiento estadístico de los datos atendiendo a dos criterios: la tipología de las vigas y la edad de las mismas. Conforme al primero de los criterios, en la

Tabla 5.118 se muestra los valores de contraste para estimar la posible igualdad entre los valores estudiados.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
BA - BB	-0,507	18,1334	-0,028
BA - BC	10,530	18,9284	0,556
BA - BD	10,220	19,3561	0,528
BA - BE	-12,932	20,8295	-0,621
BB - BC	11,036	19,881	0,555
BB - BD	10,727	20,535	0,522
BB - BE	-12,425	21,7539	-0,571
BC - BD	-0,309	21,6113	-0,014
BC - BE	*-23,462	23,0431	-1,018
BD - BE	*-23,152	21,293	-1,087

Tab.5.118.- Contraste del sumatorio del producto del ancho por la altura de fisura atendiendo a la tipología de viga

El comportamiento del producto del ancho por la altura de la fisura es estadísticamente diferente de los otros dos analizados anteriormente. Las únicas diferencias estadísticas significativas para descartar la igualdad entre pares de tipologías, solo es aplicable en este caso a los pares formados por las tipologías BC-BE y BD-BE. El resto de los pares de contraste son lo suficientemente bajos como para no descartar la igualdad entre ellos. Dentro de estas igualdades cabe destacar la existente entre los pares BA-BB y BC-BD con un valor del contraste extraordinariamente bajos.

En relación a la edad de las vigas, en la Tabla 5.119 se muestra el resumen de los contrastes del producto del ancho por la altura de las fisuras.

Contrast	Difference	+/- Limits	Lim/Dif
28 - 45	-0,2827	15,2759	-0,019
28 - 60	*-24,5577	18,3162	-1,341
45 - 60	*-24,2750	16,4963	-1,472

Tab.5.119.- Contraste del sumatorio del producto del ancho por la altura de fisura atendiendo a la edad de la viga

El comportamiento de estos valores es muy similar al del analizado con motivo de la altura de las fisuras. Los estadísticos denotan diferencias significativas en los contrastes para las vigas con edades de 60 días y cualquiera de las otras. En cambio, para el par 28-45 el estadístico es sumamente bajo, uno de los más bajos observados durante el análisis de la fisuración.

CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES - CHAPTER 6.- CONCLUSIONS

6.1.- Relativas a los ensayos realizados en la UPM - Related to tests carried out at UPM

6.1.1.- Comparación entre las tipologías de hormigones - Comparison between concrete types

- Al respecto de este punto es necesario destacar que los valores que se pretendía alcanzar con ambos hormigones eran muy diferentes. Con el primer de los hormigones se buscaba una resistencia característica a compresión a los 28 días de 25 MPa. Por el contrario, con el segundo de los hormigones la resistencia se pretendía obtener a esa misma edad era de 45 MPa. Con estos valores tan alejados unos de otros, no es adecuado una comparación directa de los resultados, pues a priori se pretenden que sean muy diferentes.
- According to this point it is necessary to emphasize that both concrete types were totally different. The first concrete target was a 25 MPa compression strength at 28 days. By contrast, the second one target was a 45 MPa compression strength at 28 days. It is not appropriate a direct comparison with so wide range of values so it was pretended that they were different.
- En un HC las tensiones de compresión se transmiten preferentemente siguiendo el camino de la grava, mientras que en el HLE las tensiones viajan por el mortero que rodea la grava. La resistencia a compresión de un HLE depende de la resistencia del mortero y de la forma de la grava, su separación y su forma de repartirse en la masa.
- The stress go mainly through the pieces of gravel in the CC, while stress go through the mortar matrix which rounded the gravel in the LWC. The compression strength of the LWC depends on the mortar strength, the aggregate shape, the

distance between the pieces of aggregate and how it is distributed in the mortar matrix.

- El módulo de elasticidad de un HLE es menor al de un HC debido a la menor rigidez del árido grueso.
- The LWC Elastic Modulus is lower than the CC one due to the lower stiffness of the gravel.
- El árido con que estaba confeccionado el primero de los hormigones era de tipo artificial, obtenido industrialmente por expansión de arcillas. Este hecho dota al mismo de una mayor homogeneidad. Por el contrario, el segundo proviene del machaqueo de un árido volcánico natural. La propia naturaleza del material es más propensa a la heterogeneidad de sus características. En tanto en cuanto las características del árido industrial están más acotadas en tanto en cuanto se producen en un ambiente controlado industrialmente, las características del primero hormigón presentan una menor dispersión. Por el contrario, el segundo árido, más expuestos a los cambios aleatorios durante su proceso de generación natural, sin ningún procedimiento de control que garantice su uniformidad, da como resultado un hormigón con una mayor dispersión en sus valores ensayados.
- The aggregate of the first type of concrete was an artificial one, industrially obtained by clay expansion. This fact provides to the aggregate a higher homogeneity. By contrast, the second one comes from natural volcanic smashed stones. The own material nature is proner to the characteristic heterogeneity. The characteristics of the industrial aggregate have a narrow range of variability since they are produced in a controlled environment. Due to this fact the characteristic of the first type of concrete have a lower dispersion. In the other hand, the second aggregate, more exposed to the variability for the natural creation process, with no control procedure, give a result a higher dispersion of the tested values.
- La retracción de un HLE es inferior a la de un HC.
- The LWC shrinkage is lower than the CC one.
- El coeficiente de conductividad térmica de un HLE es muy inferior al de un HC.
- The thermal conductivity coefficient of the LWC is significantly lower than the CC.
- Los HLE se tratan en diferentes normas, con distintos criterios de definición en cuanto a densidades y de resistencias mínimas y máximas contempladas. Las propuestas de las normativas estudiadas tienen, en general, una buena

aproximación a los valores experimentales. Los valores estimados para las resistencias, ofrecen en general mejor aproximación que los ofrecidos para la deformación.

- The LWC is addressed in some regulations, with different definition criterions according to the density and minimum and maximum strength. The proposals of the studied regulation have a good approach to the experimental values. The estimated values for strength give a better approximation than the displacement ones.

6.1.2.- Vigas - Beams

- Tanto los valores de las cargas de rotura como de las deformaciones asociadas a esas cargas son muy similares para las vigas de igual cuantía, pese a contar con hormigones de características muy diferentes. La cuantía de acero es más determinante en el comportamiento que el tipo de hormigón. Los valores calculados conforme a las diferentes normativas estudiadas son muy iguales entre sí, pero notablemente diferentes de los valores obtenidos en los ensayos.
- Both the values of the fail load and the displacement related to these loads are very similar for beams with the same amount of steel. Even the concrete characteristics are very different. The amount of steel has more influence than the concrete type. The calculated values according to the studied regulations are quite similar between them, but significantly different from the tested values.
- Las vigas con escasa cuantía presentan grandes deformaciones desde el punto de plastificación hasta la rotura. El desplazamiento en ese punto se sitúa en el entorno del 30% de la deformación en la rotura. Las vigas con alta cuantía tienen un escaso desplazamiento una vez alcanzada la plastificación. El desplazamiento de las vigas en este punto está en el entorno de 70% del desplazamiento para la carga máxima. Las gráficas de las vigas de menor cuantía, son más similares entre sí que las gráficas de las vigas de mayor cuantía.
- The beams with low proportion of steel present high deformations since the yield point to the fail. The displacement at this point is about 30% of the fail displacement. The beams with high proportion of steel have a small displacement since they reach the yield point. The displacement of the beams at this point is around 70% of the displacement at the fail point. The graphics of the low

proportion of steel beams are more similar than the graphics of the high proportion of steel beams.

- La diferencia entre las deformaciones por flexión en las estructuras de HLE y de HC es muy pequeña y no son proporcionales a la razón entre los módulos de deformación de ambos materiales.
- The difference between the deflection by flexion in the LWC and CC is very small and they are not proportional to the Elastic Modulus of both materials.

6.2.- Relativas a los ensayos realizados en la VGTU - Related to tests carried out at VGTU

- Para vigas de baja cuantía, apenas tiene influencia en el MU las características del hormigón de la capa intermedia. El escaso espesor del bloque comprimido, hace que no entre en juego en el cálculo del modelo simplificado.
- For beams with low proportion of steel, the characteristic of the concrete of the middle layer has almost no influence in the MU. The small thickness of the compressed block leads to it does not come into play in the simplified model.
- Por el contrario, la forma de hormigonar si tiene influencia. Las vigas hormigonadas en dos fases, presentan valores inferiores (+ del 10% de media) que las hormigonadas de forma continua.
- By contrast, the speed of the pouring has influence. The beams poured in two phases, present lower values (more than 10% as average) than the beam poured continuously.
- En todos los casos, el diagrama Carga-desplazamiento ($N-\delta$) presenta un esquema muy parecido. En el caso de las vigas monolíticas de HC (BA) y de las vigas mixtas (BB, BC y BE) la gráfica es prácticamente coincidente hasta el momento de la plastificación de la armadura. A partir de ese punto, las gráficas, manteniendo el mismo avance, prácticamente plano, alcanzan su máximo desplazamiento en puntos muy distintos. Las vigas monolíticas de HC presentan una mayor deformación en el momento de la rotura que el resto de las vigas. Por tanto, esta configuración es la más dúctil de las estudiadas.
- The diagram Load-displacement ($N-\delta$) presents in all the cases an outline quite similar. The graphic is almost the same until the armour yield in the case of the CC monolithic beams (BA) and the mix beams (BB, BC and BE). Since this point, all

the graphics keep the same advance, almost flatten, but they reach the higher displacement at very different points. The monolithic CC beams present a longer deformation at the fail point than the rest of the beams. Due to this fact, this section type is the most ductile of the studied.

- La energía absorbida por las vigas hasta la plastificación del acero es muy similar. En cambio, la energía absorbida previa al colapso es muy superior en la viga monolítica de HC (BA) que en el resto de las vigas. Dentro de las vigas mixtas, aquellas hormigonadas de forma continuada, presentan una mayor ductilidad que las vigas hormigonadas dejando fraguar cada capa.
- The absorbed energy by the beams till the steel yield is quite similar. By contrast, the absorbed energy before the fail is considerably higher in the monolithic CC beam than the rest of the beams. Between the mix beams, those poured with no stops between layers, show a higher ductility than the beams poured let each layer cure.
- La rigidez de la viga aumenta con la edad del hormigón. La alta segregación del HLE hace que los resultados teóricos difieran de los experimentales. Cuanto mayor es la proporción de HLE en la sección, mayor es la discrepancia entre ambos valores.
- The beam stiffness increases with the age of the concrete. The segregation of the LWC leads to the theoretical results differ from experimental ones. The more proportion of LWC in the section, the more is the gap between both values.
- Las vigas monolíticas presentan un esquema de fisuración continua desde la cara inferior de las vigas hasta aproximadamente un tercio de la cara superior. En cambio, las vigas mixtas cuentan con dos niveles de fisuración. El primero desde la cara inferior de las vigas hasta aproximadamente un tercio de la cara superior, similar al de las vigas monolíticas. El segundo, específico de las vigas mixtas, desde la unión de la capa inferior con la intermedia, subiendo aproximadamente 5 cm, para posteriormente unirse en una fisura longitudinal que al une todas.
- The monolithic beams present a continuous crack diagram since the bottom face of the beam to approximately one third of the upper face. Instead, the multi-layer beams have two levels of crack. The first one since the bottom face of the beam to approximately one third of the upper face, similar to the monolithic beams. The second one, just in the mix beams, since the bond of the bottom and the middle layer going up around 5 cm, to join a longitudinal crack that bond all of them.

- Las vigas monolíticas (BA, BD y BF) presentan un menor número de fisuras que las vigas mixtas (BB, BC y BE), por existir únicamente un nivel de fisuración.
- The monolithic beams (BA, BD and BF) show a lower number of cracks than multi-layer beams (BB, BC and BE), because they have just a crack level.
- La formulación propuesta por el EC-2, para el cálculo del MU, presenta una muy buena aproximación al valor obtenido en los ensayos cuando el hormigón actuante es HC. Para el HLE la afirmación no es concluyente, fruto de la alta segregación, y la alta dispersión en los valores obtenidos en los ensayos de caracterización.
- The model proposed by EC-2 for the calculation of MU, shows a really good approach to the value obtained in the tests for the CC. That is not conclusive to the LWC tests, because the segregation and the high variability obtained in the characterization tests.
- La ductilidad de las vigas monolíticas de HC (BA), medida como la energía absorbida antes de la rotura, es de término medio 1,3 veces superior al de las vigas mixtas hormigonadas de forma continua (BB y BC) y de 1,4 veces superior al de las vigas mixtas hormigonadas dejando fraguar cada capa antes de la siguiente (BE).
- The ductility of the CC monolithic beams (BA), measure as the energy absorbed before the fail, is 1,3 times higher as average than multilayer beams poured with no stops between layer (BB and BC) and 1,4 times than multilayer beams poured with 1 week stops between layer (BE)

CAPÍTULO 7.- ORIENTACIONES PARA FUTUROS TRABAJO - CHAPTER 7.- GUIDE FOR FUTURE WORKS

- Establecer un parámetro cuantitativo del árido, más allá de su densidad, que permita predecir los valores del hormigón con él confeccionado con mayor precisión que las expresiones genéricas de la diferente normativa.
- Establish an aggregate quantitative parameter, further than the density. It should let predict the concrete values mix with the aggregate more accurate than the generic expression provide by the regulations.
- Todo el estudio de vigas mixtas se ha realizado para una baja cuantía de acero. Un estudio equivalente, ampliando las cuantías empleadas sería muy positivo.
- All the multilayer beam study was done with a low proportion of steel. A equivalent study, with a wider range of proportion of steel will be positive.
- En el presente estudio se ha minimizado el efecto del esfuerzo cortante. Una posible línea de investigación es la realización de un estudio que contemple este esfuerzo.
- The share effect has been reduced in this study. A study that take it in account is a possible new investigation.
- A la vista de los resultados obtenidos la resistencia de la capa interior en una viga mixta tiene escasa importancia. El precio de un hormigón ligero es más alto que el de un hormigón convencional de una resistencia equivalente. Al tratarse de un mero relleno, podría reducirse notablemente el precio del hormigón, simplemente disminuyendo su resistencia hasta los obtenidos en los ensayos.
- According with the results, the strength of the intermediate layer has a moderate influence. The price of the lightweight concrete is higher than a conventional concrete with the same strength. Due to the fact it is a simple stuffing, the price could be make smaller, just reduced the strength until the value was risen in the tests.

- Por el contrario, si tiene especial importancia en la resistencia de las vigas mixtas la forma en que se hormigona. Por ello, el desarrollo de un sistema de encofrado que permita verter la masa fresca de manera continua sin interrupción sería fundamental para la implantación de los sistemas de estructuras mixtas.
- By contrast how the concrete is poured places great importance for the multilayer beam strength. So, developing a mould system that let pouring the fresh concrete continuously with no stops, would lead the expansion of the multilayer structure systems.

FUENTES Y BIBLIOGRAFÍA / REFERENCES

NORMATIVA

A.C.I. Committee 213. (2003) ACI 213R-03 “Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete”. American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan EEUU

ACI 318, (1995) “Building Code requirement for structural concrete commentary” American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan EEUU

ACI 318, (2014) “Building Code requirement for structural concrete commentary” American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan EEUU

AENOR., (2013) UNE-EN-12390_1 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 1. Forma dimensiones y otras características de las probetas y moldes”

AENOR., (2009) UNE-EN-12390_2 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2. Fabricación y curado de las probetas para ensayos de resistencia”

AENOR., (2009) UNE-EN-12390_3 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3. Determinación de la resistencia a compresión de las probetas”

AENOR., (2001) UNE-EN-12390_4 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 4. Resistencia a compresión. Características de las máquinas de ensayo”

AENOR., (2009) UNE-EN-12390_5 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 5. Resistencia a flexión de probetas”

AENOR., (2010) UNE-EN-12390_6 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6. Resistencia a tracción indirecta de probetas”

AENOR., (2009) UNE-EN-12390_7 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 7. Densidad del hormigón endurecido”

AENOR., (2013) UNE-EN-12504_2 “Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2. Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote”

AENOR., (2006) UNE-EN-12504_4 “Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 4. Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos”

British Standard Institution, (1985) BS 8110: Part 2 “Structural use of concrete – Part 2: Code of practice for special circumstances”, British Standard Institution, London

CEB-FIP, (2010) CEB-FIP “Model Code” Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland

CEB-FIP, (1999) Lightweight aggregate concrete: Extracts from codes and standards State-of-the-art report (46 pages, ISBN 978-2-88394-044-4, August 1999)

CEB-FIP, (2000) Lightweight aggregate concrete: Part 1 (guide) – Recommended extensions to Model Code 90; Part 2 (technical report) – Identification of research needs; Part 3 (state-of-art report) – Application of lightweight aggregate concrete (118 pages, ISBN 978-2-88394-048-2, May 2000)

The institution of Structural Engineers, (1987) IStructE “Guide to the structural use of lightweight aggregate concrete”, The Concrete Society

JGJ 51, (2002) “Technical specification for lightweight aggregate concrete” China Professional standard

Ministerio de Fomento, (2008) EHE-08 “Instrucción de Hormigón Estructural”, B.O.E. 22-AGO-08, REAL DECRETO 1247/2008.

LIBROS

Bremner, T.W.; Holm, T.A.; and Stepanova, V.F. (1994) Lightweight Concrete – Proven Material for Two Millennia. Proceedings of Advances in Cement and Concrete, S.Sarkar and M. W. Grutzeck Eds. University of New Hampshire, Durham. S.C. pp 37-41

FIP (1983) Manual of Lightweight aggregate concrete. In: Fédération internationale de la précontrainte (FIP). Surrey University Press, UK

Hoff, G.C. (1992) “High Strength Lightweight Aggregate Concrete for Artic Application” – Structural Lightweight Aggregate Concrete Performance, SP-136 T.A. Holm and A.M. Vaysburd, eds. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. Pp1-245

Hummel, A. (1959) Das Beton-ABC, Editorial Wilhelm Ernst & Sohn. Berlín, Alemania.

Ibañez, M. (1972) Estructuras mixtas mixtas de hormigón y acero en edificios. 1ª Ed. Editorial Dossat, s.a. Madrid. Spain

Kumar Mehta, P.; Monteiro, P.J.M.; (2006) Concrete Microestructure, Properties and Materials. 3ª Ed. McGraw Hill Ed. New York, USA.

Leonhardt F. (1986). "Estructuras de Hormigón Armado". Tomo II "Casos especiales del dimensionamiento de estructuras de hormigón armado". Liberia El Ateneo Editorial. Buenos Aires.

Malhotra, V. M., & Carino, N. J. (2003). Handbook on Nondestructive Testing of Concrete. Second Edition. CRC press.

Mindess, S., and Young, J.F. (1981) Concrete, Prentice Hall, New York, USA.

Peña Sánchez de la Rivera, D. (2002) Regresión y diseño de experimentos. 1ª Ed. ISBN: 84-206-8695-6. Alianza Editorial S.A. Madrid

Short, A. & Kinniburgh, W. (1968) Lightweight concrete. 2ª Ed. Revisada. CR Books Ltd. Londres

Weigler, H.; and Karl, S. (1974) *Stahlleichtbeton* . (Traducción al castellano “Hormigones ligeros armados” por Amposta, J.M.; y Arenas, A.) Bauverlag GmbH, Wiesbaden (Para la traducción castellana Ed. Gustavo Gili, s.a., Barcelona)

Wilson, H.S. (1981) “Progress in Concrete”, CANMET, Ottawa. pp 141-187

PUBLICACIONES EN REVISTAS

A.C.I. Committee 213. (2003) ACI 213R-03 “Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete”. Journal of the American Concrete Institute 64. Núm 6. pp 433-69

Akashi, T.; Amasaki, S. (1984) Study of the stress waves in the plunger of a rebound hammer at the time of impact”. ACI SP-82. Detroit. pp 19-34.

Cui, H.Z.; Lo, T.Y.; Memon, S.A.; Xing, F. and Shi, X., (2012) “Analytical model for compressive strength, elastic modulus and peak strain of structural lightweight aggregate concrete” Construction and Building Material; 36. pp 1036-1043

Dimel, Eugen & Laparose, (1968) “*Erste Bundesstraßenbrücke in Leichtpannbeton LB 450*” Beton- und Stahlbetonbau 63. Num 7. pp. 145-156

ESCSI, (1971) “*Lightweight Concrete, History, Applications, Economy*” Expanded SHLEe Clay and Slate Institute, Washington, D.C, USA

FIB, (2000) “Lightweight-Aggregate Concrete” Bulletin 8, Federation Internationale du Beton, Lausanne, Suiza

Hansen, T.C., (1960) “Creep and stress relaxation des Betons” Svenska Forskningsintitutet för Cement och Beton vid Kungl. Tekniska Högskolan I Stockholm. Handlingar n° 31

Hanson, J.A., (1964) “Replacement of Lightweight Aggregate Fines with natural Sand in Structural Concrete” ACI Journal, Proceedings V. 58 N° 1. pp. 779-793

Hardt, K., (1968) “Erfahrungen bei der baustellenmäßigen Herstellung von Leichtbeton hoher Festigkeit” Beton 18 N° 9. pp. 347-359

Heufers, Hermann & Heinz Aurich (-) Beitrag zur Entwicklung des konstruktiven Leichtbeton in Deutschland. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Dyckerhoff-Zementwerke, n° 3.

Heilmann, H.G.; Zelger, C. (1970) Spannungs-Dehnungsverhalten von Leichtbeton aus Blähtonzuschlägen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der TH München. Informe núm. 79

Juknevičius, L.; Marciukaitis, G. and Valivonias, J. (2006). Influence of technological factors on the state of stress and strain in three-layer reinforced concrete structures, Journal of Civil Engineering and management, 12:3, 195-204.

Kanson, J.A., (1964) “Replacement of Lightweight Aggregate Fines with Natural Sand in Structural Concrete” ACI Journal Proceedings, V 58, N° 1. pp. 779-79*3

Kluge, R.M.; Sparks, M.M.; and Tuma, E.C., (1949) “Lightweighting Aggregate Concrete” ACI Journal, Proceedings V.45, N° 5, May pp. 625-642

- Lo, T.Y.; Tang, W.C.; Cui, H.Z.**, (2009) “The effects of aggregate properties on Lightweight Concrete”, *Contraction and Building Material*; 23:2821-8 EEUU
- Lahl, W.**, (1967) “Beitrag zum Problem des Konstruktionsleichtbetons”, *Tonindustrie-Zeitung* 91. pp 355-362
- Markham, M.F.**, (1957) “Measurement of elastic constants by the ultrasonic pulse method” *British Journal of Applied Physics, Supplement* 6. pp. 56-63.
- Mehmel, A. & Kern, E.**, (1962) “Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung” *Deutscher Ausschub für Stahlbeton*, nº 153. Germany
- Moll, W.E. & Koemans, A.J.M.**, (1969) “Vleugeldakplaten van voorgespannen licht beton” *Cement XXI*, Nº 3. pp 112-120
- Muller-Rochholz, J.**, (1979) “Determination of the Elastic Properties of Lightweight Aggregate by Ultrasonic Pulse Velocity Measurements” *International Journal of Lightweight Concrete*, V.I., Nº 2, Lancaster, UK
- Olmedo, F.I., Carrasco, F., de la Rosa, P., García, J.** (2017). “Experimental compared study of bending behaviour of a lightweight concrete against a regular concrete according to the steel quantity” *DYNA* (92 nº 2 (Marzo-Abril 2017) 235-240), Bilbao, Spain
- Olmedo, F.I., Cobo, A., Navarro, F. & Vidal, M.A.** (2015) “Experimental mechanical characterisation of a structural lightweight aggregate concrete” *Anales de la edificación* (1 (Abril 2015) 23-32), Madrid, Spain
- Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A.**, (2017) “Experimental study of multilayer beams of lightweight concrete and normal concrete” *Procedia Engineering* 172 (808 – 815)
- Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A., Llauro, N.** (2018) Experimental study of lightweight and conventional concrete multilayer beams” *DYNA* (93 (Marzo-Abril 2018) 182-185), Bilbao, Spain
- Pauw, A.**, (1960) “Static Modulus of elasticity of Concrete as Affected by Density” *ACI Journal, Proceeding* V. 57, Nº. pp. 679-688
- Popovics; Sandor; Erdey;** (1970) Estimation of the modulus of elasticity of concrete-like composite materials. *Matériaux et Construction* Vol. 3, Num 16, julio-agosto, Pag. 253-260.
- Powers, T.C.**; (1961) *Mater. Construct.* Vol 545, pp 79-85, Paris, Francia
- Price, W. H.; Cordon, W. A.**, (1949), “Tests of Lightweight-Aggregate Concrete Designed for Monolithic Construction,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 45, pp. 581-600.
- Reinsdorf, S; Kühne, G.** (1967) “Hochfeste constructive Leichtbetone. Eigenschaften des Werkstoffes” *Schriftenreihe der Bauforschung, Serie Stahlbeton*, núm. 7. Deutsche Bauinformation. Berlin
- Teubert, J.** (1970) “Überlegungen zur Frischbeton-Téchnologie und ihre Bedeutung für Leichtbeton”. *Betonstein-Zeitung* Nº 4, pag 235-37. Germany

Weigler, Helmut & Karl, S (1969) “Kriechen von Konstruktionsleichtbeton bei frühzeitiger Belastung”. Betonstein-Zeitung N° 10, pag 584-92. Germany

PONENCIAS EN CONGRESOS

Hermite, R.L. (1962) Proceeding of Fourth International Symposium on Chemistry of Cements. National Bureau of Standards. Pp 659-694, Washington D.C., 1962

Jones. and Richard. (2001) The State of the World Cities Report 2001. United Nations Center for Human Settlements. New York, Junio 2001.

Meyer, K.F., and Kahn, L.F. (2002) “Transfer and Development Length of High Strength Lightweight Concrete” ACI Symposium on High Performance Structural Lightweight Concrete. Phoenix. Arizona. Octubre 2002

Öztürk, T., Kroggel, O. and Grübl, P. (2003) “Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus” International Symposium NDT-CE 2003 (Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003). Berlin, Germany September 2003.

Olmedo, F.I., Cobo, A. Valivonis, J., (2018) “Influencia de la velocidad de hormigonado en el comportamiento de las vigas mixtas de hormigón”. (CITE-2018) III International conference on technological innovation in building. Madrid (Spain).

Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A. (2016) “Experimental comparative study of the bending behaviour of a structural lightweight concrete against normal concrete” (CITE-2016) I International conference on technological innovation in building. Madrid (Spain).

Olmedo, F.I., Mateos, I., Días, F.B., Vidal, M.A. and Cobo, A. (2016) “Experimental study of Poisson’s ratio of two structural lightweight concrete” (CITE-2016) I International conference on technological innovation in building. Madrid (Spain).

Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A. (2016) “Experimental study of multilayer beams of lightweight concrete and normal concrete” (MBMST 2016) 12th Modern building materials, structures and techniques. Vilnius (Lithuania).

Olmedo, F.I., Valivonis, J., Cobo, A. (2017) “Estudio experimental de vigas multicapa de hormigón ligero y hormigón convencional”. (CITE-2017) II International conference on technological innovation in building. Madrid (Spain).

Pauw, A. (1967) “Leichtbeton als tragender Baustoff (Technologie des Leichtbetons, Berechnung von Tragwerken)” Informe previo al 8º Congreso de la Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau en Nueva York 1968. Zurich 1967. IVBH

Weber S., and Reinhardt (1995), “A Blend of Aggregates to Support Curing of Concrete,” Proceedings of the International Structural Lightweight Concrete, Sandefjord, Norway.

TESIS

Schütz. F.R., - “Der Einflub der Zuschlagelastizität auf die Betondruckfestigkeit. Tesis. TH Aachen. 1970

INFORMES VARIOS

Beck, Hubert

Dyckerhoff & Widmann KG, “Prüfzeugnisse über Versuche mit Blähton der Fa. Veit Dennert KG”.

Forschungsintitut der Zementindustrie, Düsseldorf, (1970) “Schwind- und Kriechversuche an Leichtbetonen aus Leichtzuschlägen LIAPOR (Versuchsprogramm B 789)”. Comunicación del 6 de marzo de 1970 a la empresa LIAS-Leichtbaustoffe, Schömborg.

Institut für Beton- und Stahlbeton der TH Karlsruhe, “Informes oficiales de ensayos”.

Weigler, Helmut & Nicolay, J, “Hydratationswärme, Temperaturentwicklung und Zwangspannungen im Konstruktionleichtbeton”. Trabajo de investigación en el Institut für Massivbau der TH Darmstadt

CATÁLOGOS TÉCNICOS-COMERCIALES

Institut für Materialprüfung und Forchung des Bauwesens der TH Hannover, “Prüfungsberichte über Eignungsversuche an Leichtbeton mit NORLIT Zuschlägen”

LIAS – Leichtbaustoffe GmbH & Co KG, (1967) “Schömborg: Informaciones LIAPOR” 1 de octubre de 1967.

Otto-Graf-Institut del Universität Stuttgart, “Prüfungsberichte über die Überwachung del Blähton-Zuschläge Liapor”

PÁGINA WEB

<http://egr-storiadellarte.blogspot.com.es201002panteon-de-agripa.html> (17-06-2018)

<http://engineertomorrow.com.tacoma-narrows-bridge-collapse-galloping-gertie> (27-10-2014)

<http://tectonicablog.com.p=13657> (27-10-2014)

<http://unaviajeraporeuropa.blogspot.com.es201209el-coliseo-roma.html> (17-06-2018)

<http://www.exordio.com.1939-1945civilisindustriagabarras.html> (17-06-2018)

<http://www.skyscrapercity.com.showthread.phpt=1626327> (17-06-2018)

http://www.villaedera.it.esitinerari243-Mar_y_playas (17-06-2018)