

## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS TRAS EL ENSAYO EN LABORATORIO DE LAS PROBETAS EN "Z" Y LAS VIGAS.

### 4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS EN PROBETAS DE ACOMPAÑAMIENTO.

Durante la fabricación de las probetas y de las vigas se hizo un control del hormigón en estado fresco en el que se controlaba: hora de amasada, temperatura del hormigón, asentamiento del cono (en el caso de HT), diámetro obtenido en el ensayo de escurrimiento (en HACs), número de amasada y temperatura ambiental. En la *tabla 4.1* se resumen todos estos datos relacionándolos con su probeta en Z correspondiente:

Día	Ensayo No.	Refuerzo Transversal	Prefisura	Hormigón	Moldes un.	Probetas un.	Piezas	6 Probetas 15x30	Hora Amasada	Temperatura Hormigón	Asentamiento Cono	Amasada No.	Temp. Ambiental % H. Relativa
1°	A	Ninguno	No	H-35 Normal	2	8 1ª	A1 A2	A	08ene08 17:12	26.0°C	16 cm	94791	12.4°C 74%
	B	3 ø6	No	H-35 Normal	2		B1 B2						
	C	4 ø10	No	H-35 Normal	2		C1 C2						
	D	3 ø6	Lisa	H-35 Normal	2		D1 D2						
2°	E	3 ø6	Rugosa FI	H-35 Normal	2	8 2ª	E1 E2	D	09ene08 18:47	27.5°C	19 cm	94866	14.5°C 64%
	F	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Normal	2		F1 F2						
3°	G	Ninguno	No	H-35 Fluido	2	8 1ª	G1 G2	G	14ene08 17:34	24.0°C	ø 55 cm	95037	11.0°C 58%
	H	3 ø6	No	H-35 Fluido	2		H1 H2						
	I	4 ø10	No	H-35 Fluido	2		I1 I2						
4°	J	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Fluido	2	8 2ª	J1 J2	J	21ene08 18:56	26.0°C	ø 60 cm	95177	10.9°C 80%
	K	Fibras 60kg/m3	No	H-35 Normal + F	2	6	K1 K2	K	21ene08 17:35	25.9°C	13 cm	95179	10.9°C 80%
	L	Fibras 60kg/m3	No	A-35 Duro + F	2	6	L1 L2	L	21ene08 18:00	29.0°C	16 cm	95181	10.9°C 80%
5°	M	Ninguno	No	A-35 Duro	2	8 1ª	M1 M2	M	10ene08 18:37	31.0°C	16 cm	94925	14.8°C 68%
	N	3 ø6	No	A-35 Duro	2		N1 N2						
	O	4 ø10	No	A-35 Duro	2		O1 O2						
6°	P	3 ø6	Lisa	A-35 Duro	2	8 2ª	P1 P2	P	11ene08 18:32	30.4°C	22 cm	94984	14.8°C 53%
	Q	3 ø6	Rugosa FI	A-35 Duro	2		Q1 Q2						
	R	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Duro	2		R1 R2						
7°	S	Ninguno	No	A-35 Normal	2	8 1ª	S1 S2	S	23ene08 12:53	26.2°C	ø 60 cm	95266	15.5°C 48%
	T	3 ø6	No	A-35 Normal	2		T1 T2						
	U	4 ø10	No	A-35 Normal	2		U1 U2						
8°	V	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Normal	2	8 2ª	V1 V2	V	24ene08 12:28	21.2°C	ø 73 cm	95279	13.4°C 62%
9°	W	3 ø6	Inhibidor Frag.	A-35 Normal	2		W1 W2						
					46	60							

Tabla 4.1. Datos tomados durante la fabricación del hormigón.



Figura 4.1. Control del hormigón durante su fabricación.

Estas determinaciones permitían hacer un control del hormigón empleado. Fuera el hormigón autocompactante o convencional se pidió un hormigón de 35 MPa, aunque la realidad nos hace ver que las resistencias a compresión siempre superar los 35 MPa.

4. Análisis de resultados.

En la *tabla 4.2* se representan los valores de compresión y lo módulos de elasticidad de los distintos hormigones, cada color representa una amasada diferente:

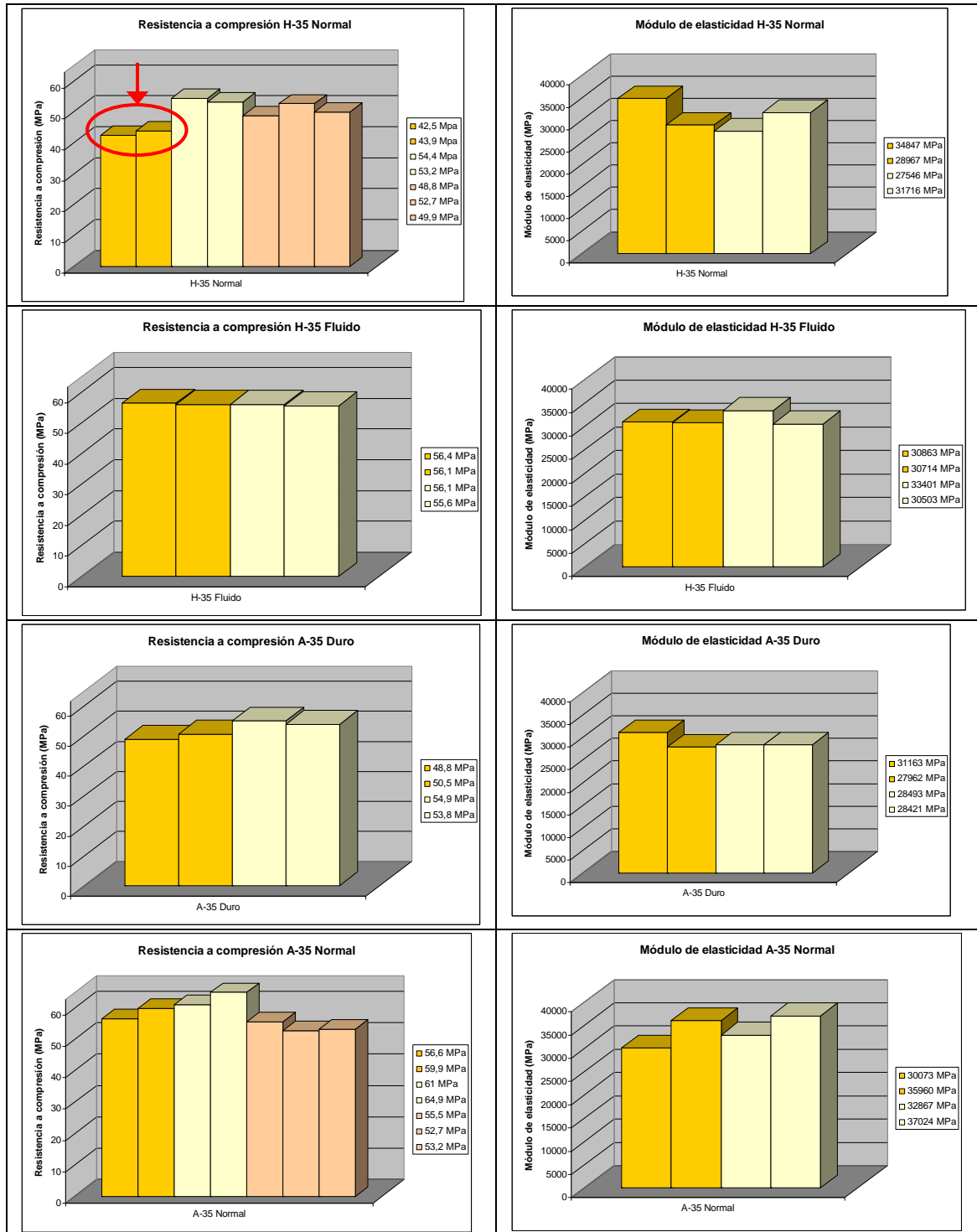


Tabla 4.2. Resistencias a compresión y módulos de elasticidad de las probetas de acompañamiento. E. Cuenca (2008).

Se observa que, una amasada de hormigón H-35 Normal llegó a resistencias a compresión y valores del módulo de elasticidad no usuales. En cambio, en los otros tres tipos de hormigón, hay ligeras diferencias en las resistencias de hormigón y de los módulos, pero que entran dentro de la normalidad, lo que permite afirmar que las amasadas del hormigón utilizado eran homogéneas.

En la *tabla 4.3* se ordenaron todos los valores atendiendo a los cuatro tipos de hormigón y a las amasadas a las que correspondía cada probeta Z y cada viga.

	Probeta	Resistencia a compresión (Mpa)	Módulo de elasticidad (Mpa)	Resist a compresión_tras hacer el módulo (Mpa)	Probetas realizadas con cada amasada
H-35 Normal	A	42,5	34847	48,3	A, B, C
	AA	43,9	28967	48,5	
	D	54,4	27546	58,1	
	DD	53,2	31716	57,8	D, E, F
	1_viga_HT	48,8	no	no	VIGA HT
	2_viga_HT	52,7	no	no	
	3_viga_HT	49,9	no	no	
H-35 Fluido	G	56,4	30863	58,3	G, H, I
	GG	56,1	30714	56,1	
	J	56,1	33401	58,3	J
	JJ	55,6	30503	59,4	
A-35 Duro	M	48,8	31163	52,8	M, N, O
	MM	50,5	27962	52,8	
	P	54,9	28493	58,3	P, Q, R
	PP	53,8	28421	53,3	
A-35 Normal	S	56,6	30073	61	S, T, U
	SS	59,9	35960	61	
	V	61	32867	61,6	V, W
	VV	64,9	37024	56,6	
	1_viga_HAC	55,5	no	no	VIGA HAC
	2_viga_HAC	52,7	no	no	
	3_viga_HAC	53,2	no	no	

*Tabla 4.3. Resistencias a compresión y módulos de deformación de las probetas de acompañamiento de las probetas Z*

## 4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS SOBRE PROBETAS EN "Z".

### 4.2.1. Tipos de rotura de las probetas en "Z".

Las principales diferencias en la forma de rotura de las probetas se da entre las probetas que tienen armado transversal de las que no lo tienen, también en si tienen prefisura o no en la zona de cizalla. Como se puede observar en la *Figura 4.2* la probeta sin armado transversal se rompe por el eje central separándose perfectamente los bloques a un lado y otro del eje.



Figura 4.2. Probeta sin armado transversal

En la *Figura 4.3* se observa la rotura de probetas con armado transversal. A diferencia de las anteriores, las probetas con armado transversal se fisuran por la zona prevista pero no se separan los bloques, la diferencia está en que cuando se prefisura, el desplazamiento de bloques es mayor.



Probeta con armado transversal sin prefisura      Probeta con mismo armado pero con prefisura lisa  
Figuras 4.3.

#### 4.2.2. Análisis de los modos de comportamiento de las probetas en Z.

Como vimos en la Metodología (capítulo 3), durante el ensayo de las probetas en "Z" se tomaban valores de carga respecto del tiempo, carga de rotura, desplazamiento vertical o de bloques y abertura de fisura.

En todos los ensayos realizados se obtuvo una curva carga / desplazamiento vertical que muestra tres tramos claramente diferenciados:

4. Análisis de resultados.

- una primera fase ascendente muy lineal hasta un pico de carga máxima con
- una rama descendente difícil de controlar en las condiciones del ensayo
- un tramo prácticamente horizontal con una resistencia residual casi constante.

En la *figura 4.4* se observa una gráfica tipo de carga frente desplazamiento, en la que los parámetros fundamentales en los que se ha basado el estudio son la carga de rotura (carga pico) [1], y la resistencia residual post-pico [3].

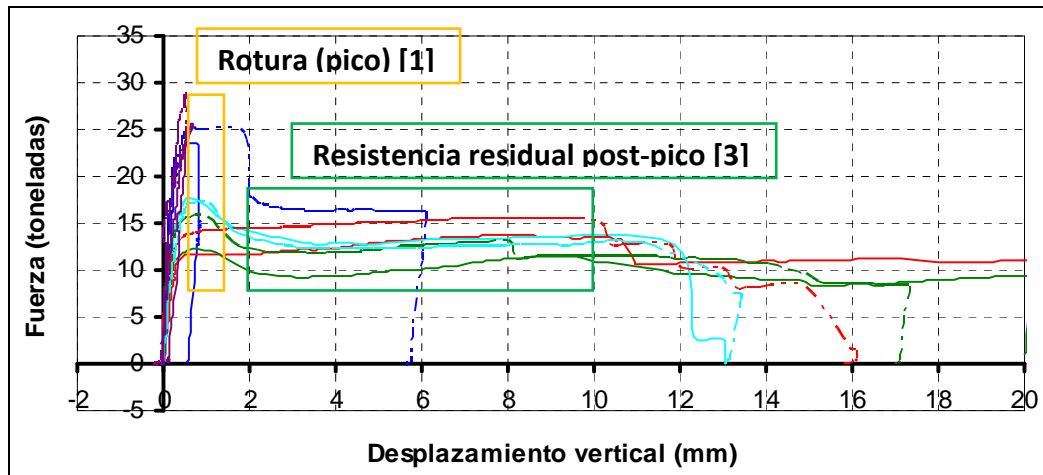


Figura 4.4. Gráfica tipo Carga-Desplazamiento vertical.

Por otra parte, también se obtuvieron curvas de relación entre desplazamientos vertical y horizontal. En la *gráfica de la figura 4.5* se señala otro de los parámetros en los que se fundamenta el análisis: pendiente de la curva que relaciona el desplazamiento vertical con el horizontal [2].

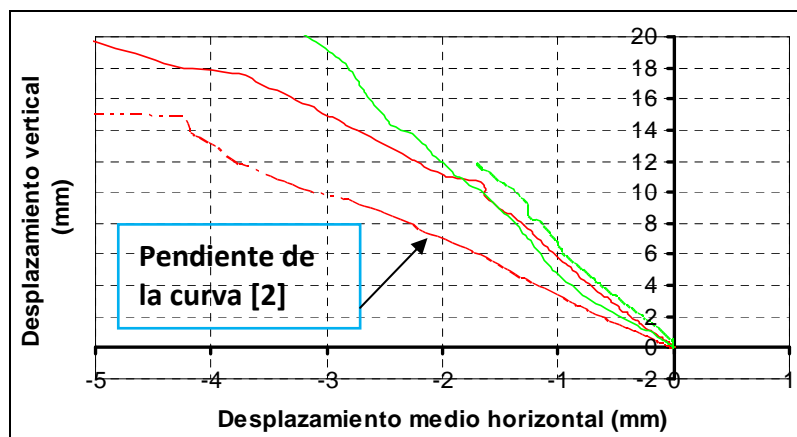


Figura 4.5. Gráfica tipo Relación entre desplazamientos vertical-horizontal.

Por tanto, como aspectos fundamentales del estudio se ha seleccionado:

- las carga máxima del pico (carga de rotura) [1]
- la pendiente de la curva que relaciona el desplazamiento vertical y el horizontal [2]
- La resistencia residual tras el pico [3]

4. Análisis de resultados.

A continuación (Tabla 4.4) se recogen los valores de carga de rotura y los valores de carga de cada probeta Z cuando ésta experimenta un desplazamiento vertical (o de bloques) de 5mm.

Probeta	Refuerzo Transversal	Prefisura	Hormigón	Carga de rotura (pico)	Carga (t) para desplazamiento bloques = 5mm
A2	Ninguno	No	H-35 Normal	22,3	
B1	3 ø6	No	H-35 Normal	24	la gráfica no llega a los 5 mm
B2	3 ø6	No	H-35 Normal	25,2	16,16
C1	4 ø10	No	H-35 Normal	25	la gráfica no llega a los 5 mm
C2	4 ø10	No	H-35 Normal	27,5	la gráfica no llega a los 5 mm
D1	3 ø6	Lisa	H-35 Normal	13,85	13,2
D2	3 ø6	Lisa	H-35 Normal	15,5	14,94
E1	3 ø6	Rugosa FI	H-35 Normal	12,25	9,89
E2	3 ø6	Rugosa FI	H-35 Normal	15,5	12,18
F1	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Normal	17,5	12,91
F2	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Normal	17	12,24
G1	Ninguno	No	H-35 Fluido	22,8	
G2	Ninguno	No	H-35 Fluido	22,5	
H1	3 ø6	No	H-35 Fluido	28,5	la gráfica no llega a los 5 mm
H2	3 ø6	No	H-35 Fluido	31	la gráfica no llega a los 5 mm
J1	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Fluido	19	12,7
J2	3 ø6	Rugosa GR	H-35 Fluido	19	12,5
K1	Fibras 60kg/m3	No	H-35 Normal + F	24	
K2	Fibras 60kg/m3	No	H-35 Normal + F	27	
L1	Fibras 60kg/m3	No	A-35 Normal + F	24	
L2	Fibras 60kg/m3	No	A-35 Normal + F	22,5	
M1	Ninguno	No	A-35 Duro	20,9	
M2	Ninguno	No	A-35 Duro	22,7	
N1	3 ø6	No	A-35 Duro	20,5	15
N2	3 ø6	No	A-35 Duro	26,5	la gráfica no llega a los 5 mm
P1	3 ø6	Lisa	A-35 Duro	10,75	9,9
P2	3 ø6	Lisa	A-35 Duro	12	11,55
Q1	3 ø6	Rugosa FI	A-35 Duro	15	12,82
Q2	3 ø6	Rugosa FI	A-35 Duro	12,75	11,87
R1	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Duro	14,75	11,84
R2	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Duro	14,8	12,87
S1	Ninguno	No	A-35 Normal	20,5	
S2	Ninguno	No	A-35 Normal	22,8	
T1	3 ø6	No	A-35 Normal	21,7	12,91
T2	3 ø6	No	A-35 Normal	29	13,4
V1	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Normal	13,5	12,64
V2	3 ø6	Rugosa GR	A-35 Normal	14	12,4
W1	3 ø6	Inhibid Frag.	A-35 Normal	13,5	11,87
W2	3 ø6	Inhibid Frag.	A-35 Normal	14,3	13,43

Tabla 4.4.

En la *Tabla 4.4*, se recogen los datos de cargas de rotura, además de la carga correspondiente a un desplazamiento vertical de 5 mm, para las probetas “Z” ensayadas. De esta *tabla 4.4* destacan los siguientes valores:

Probeta	Refuerzo Transversal	Prefisura	Hormigón	Carga de rotura (pico)	Carga (t) para desplazamiento bloques = 5mm
B2	3 ø6	No	H-35 Normal	25,2	16,16
E1	3 ø6	Rugosa FI	H-35 Normal	12,25	9,89
P1	3 ø6	Lisa	A-35 Duro	10,75	9,9

Tabla 4.5.

Se observa que la probeta B2 (probeta sin prefisura) es la que, para llegar a un desplazamiento de bloques (desplazamiento vertical) de 5 mm, necesita una llegar a una carga mayor que el resto de probetas para ese desplazamiento. Esto es lógico pues, como se vio son las probetas sin prefisura las que necesitan mayores cargas para experimentar desplazamientos. Y las probetas que necesitan menores cargas para alcanzar dicho desplazamiento vertical de 5 mm son las probetas con prefisuras con rugosidades menores, esto es rugosa fina (E1) y la prefisura lisa (P1). Por otra parte, se observa que, en las probetas con prefisura la carga para la cual el desplazamiento vertical es de 5 mm es ya muy próxima a la carga de rotura y, por el contrario, en el caso de la probeta sin prefisura, la carga para un desplazamiento de 5 mm es aún poco más de la mitad de la carga de rotura.

A continuación, resumimos en la *tabla 4.6* los valores de los parámetros más representativos obtenidos en los ensayos de las probetas:

Tipo de hormigón	Prefisura	Carga rotura (toneladas)	Abertura de fisura en el inicio del tramo de tensión residual (mm)	Carga residual (toneladas)
H-35 Normal	No (sin armad. transv)	22,3		
	No	24,6	0,67	16,4
	Rugosa gruesa	17,3	0,67	13,6
	Rugosa fina	13,9	0,84	11,4
	Lisa	14,7	No se produce una caída en la curva	11,24
H-35 Fluido	No (sin armad. transv)	22,7		
	No	29,8	No observable	29,8
	Rugosa gruesa	19	1	12,4
A-35 Normal	No (sin armad. transv)	20,7		
	No	25,4	0,49	25
	Con Inhibidor	13,9	0,68	12,17
	Rugosa gruesa	13,8	0,68	12,17
A-35 Duro	No (sin armad. transv)	21,8		
	No	23,5	No observable	15
	Rugosa gruesa	14,8	0,49	12,7
	Rugosa fina	13,9	0,62	11,9
	Lisa	11,4	No se produce una caída en la curva	10,6

Tabla 4.6.

4. Análisis de resultados.

Se hicieron gráficas comparando probetas de un mismo tipo de hormigón pero con tratamientos en la zona de cizalla distintos: sin prefisura o con prefisura (lisa, rugosa fina o rugosa gruesa). Y también gráficas de probetas con un mismo tratamiento de la zona de cizalla pero de distintos hormigones. A continuación, comentaremos las gráficas que aportan los resultados más claros:

4.2.2.1. Influencia del tipo de hormigón en la carga de rotura.

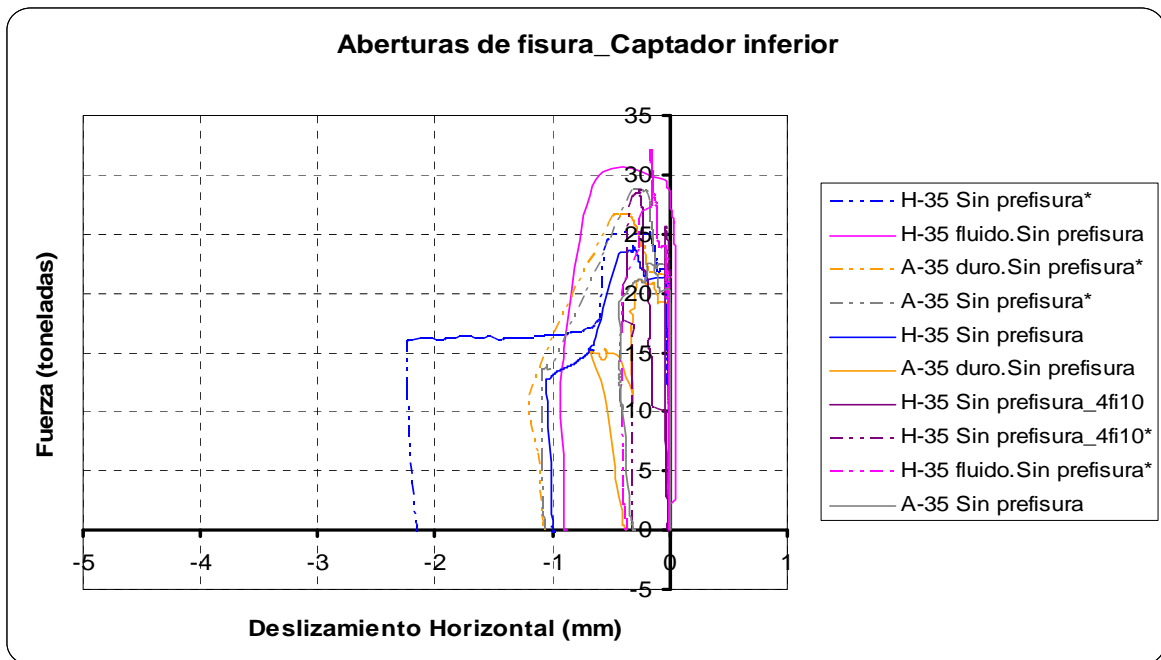


Figura 4.6.

Tras el análisis de las gráficas obtenidas tras los ensayos se deduce que la consistencia no tiene una influencia clara en los resultados, pero sí la granulometría. Como se observa en la *Figura 4.6*, en la que se representa la fuerza aplicada en toneladas en el eje de ordenadas y la abertura de fisura (en mm) en el eje de abcisas, para probetas sin prefisura, vemos que hay diferencias en cuanto a la carga pico cuando se trata de un hormigón tradicional o autocompactante. En valores medios, y teniendo en cuenta la dispersión del ensayo, se observa que la carga de rotura del hormigón tradicional (H-35 y H-35 Fluido) es un 25% superior a la carga de rotura del hormigón autocompactante (A-35 y A-35 Normal), esto muestra que la consistencia no influye en la carga de rotura, pero sí la granulometría.



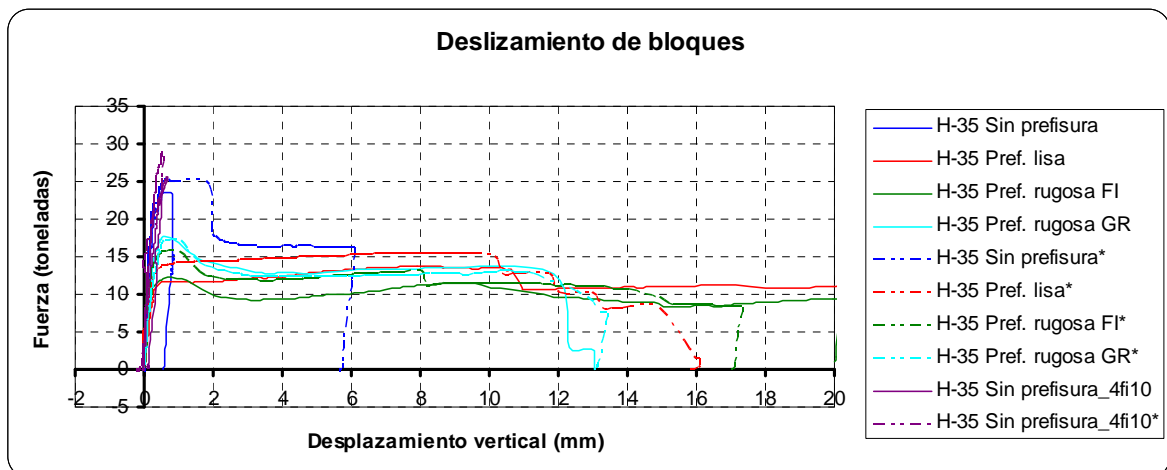
**4.2.2.2. Influencia del tipo de prefisura en la carga de rotura.**

Figura 4.7.

Cuando analizamos la influencia que tiene el tipo de prefisura en la carga de rotura para un mismo tipo de hormigón, se observa que las probetas sin prefisurar alcanzan mayores cargas de rotura. Además, al prefisurar una probeta hacemos que el valor de la carga pico caiga un 40% respecto de la probeta sin prefisurar. Las probetas con prefisura lisa son las que alcanzan menores cargas de rotura, del orden de un 52% de la carga de rotura de una probeta sin prefisurar. En la *Figura 4.7* se observa que la curva correspondiente a la probeta de prefisura lisa no tiene ese pico característico que tienen las otras probetas prefisura rugosa, por tanto, el acabado con textura lisa hace que se elimine el pico.

**4.2.2.3. Influencia del tipo de hormigón en la relación desplazamiento vertical frente abertura de fisura.**

Si se analiza la relación entre desplazamiento vertical (deslizamiento de bloques) y abertura de fisura (desplazamiento horizontal) para un mismo tipo de prefisura y distintos tipos de hormigón se observa que, para aberturas de fisura inferiores a 0.5 mm, el hormigón H-35 necesita mayores aberturas de fisura, del orden de un 18% más de abertura que un hormigón autocompactante A-35, para un mismo desplazamiento vertical. En cambio, esta tendencia no es evidente para aberturas de fisura mayores que 0.5mm.

4. Análisis de resultados.

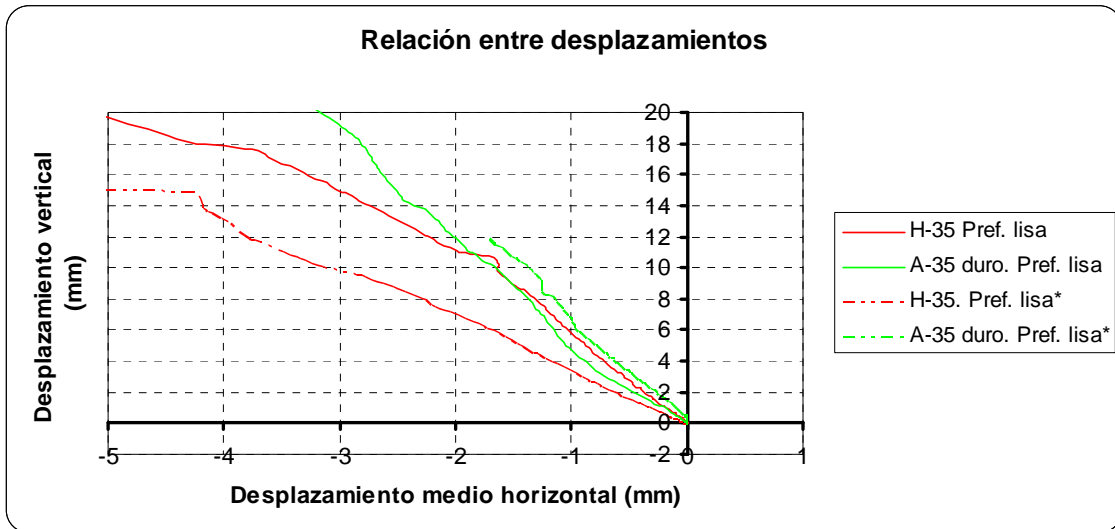


Figura 4.8.

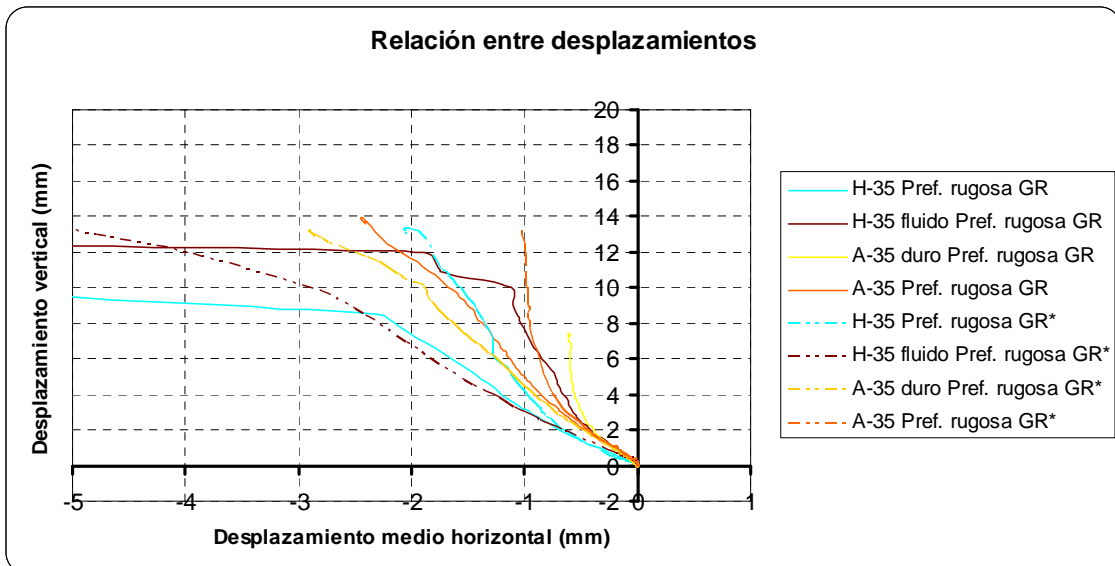


Figura 4.9.

**4.2.2.4. Influencia del tipo de prefisura en la relación desplazamiento vertical / abertura de fisura.**

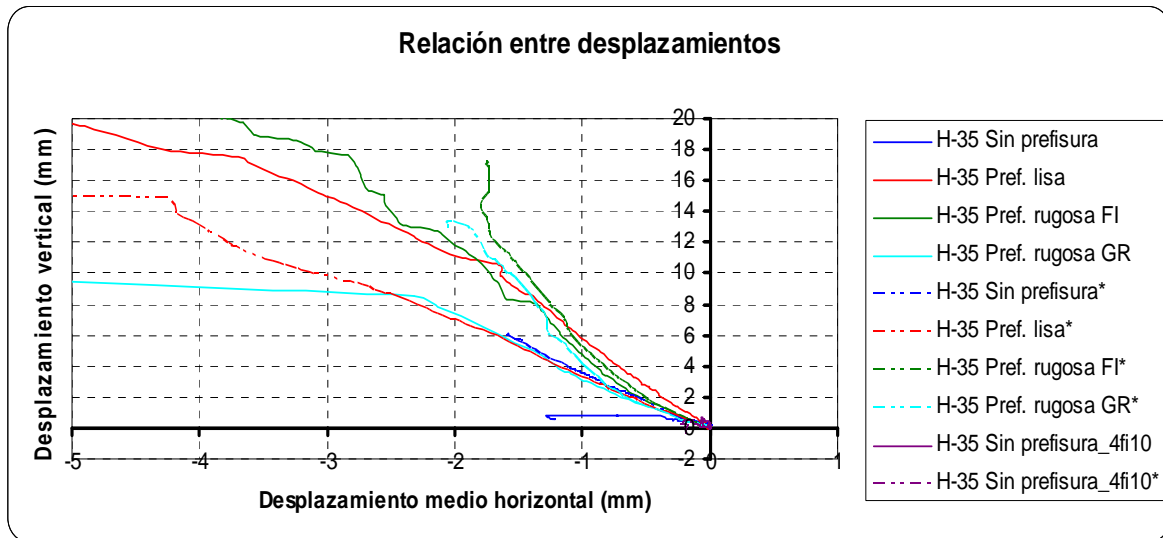


Figura 4.10.

De la *Figura 4.10* de la relación entre desplazamientos (vertical/horizontal) para un mismo tipo de hormigón y distintos tratamientos en la zona de prefisura se concluye que, la preparación de la fisura influye en la relación de desplazamiento vertical / abertura y, con prefisuras lisas, para aberturas de fisura pequeñas, se obtienen los mayores desplazamientos verticales, del orden de un 25% mayores que para el resto de aberturas de fisura.

**4.2.2.5. Influencia del tipo de prefisura en distintos comportamientos.**

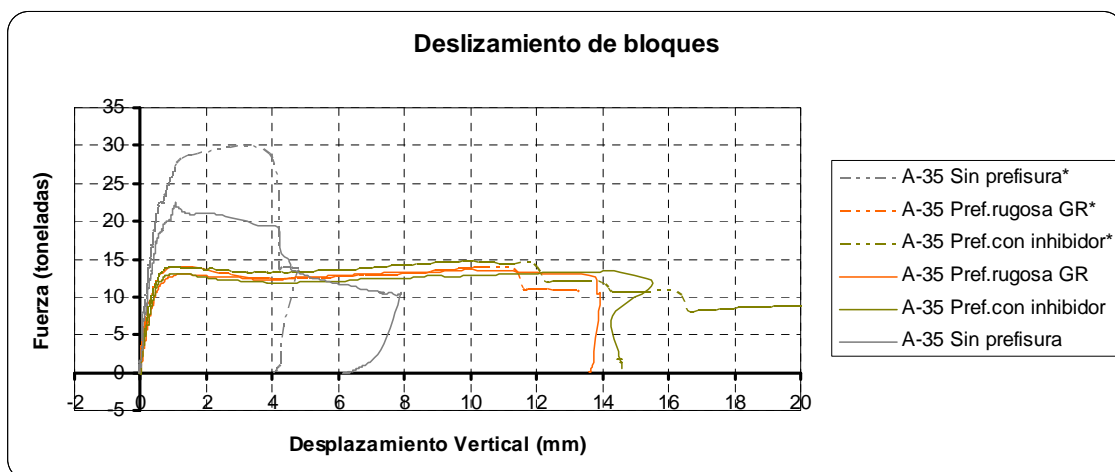


Figura 4.11.

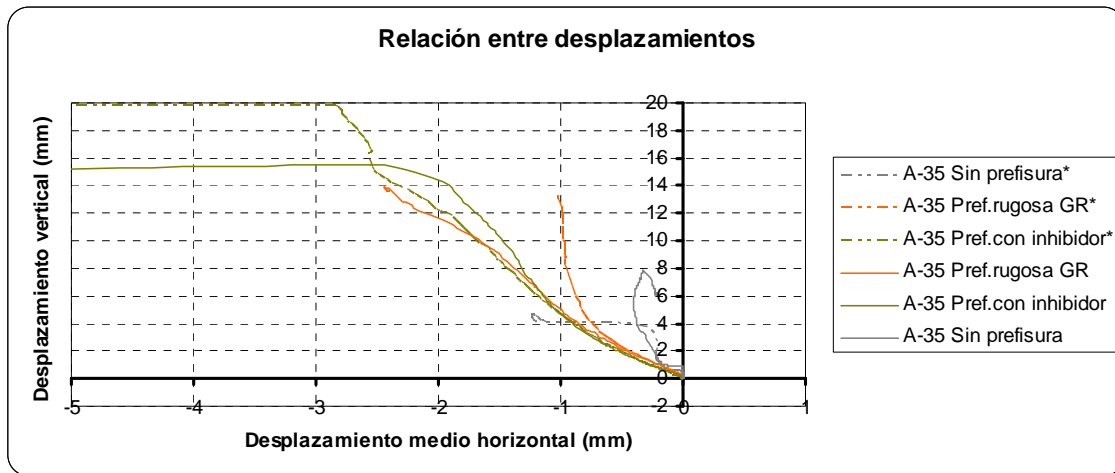


Figura 4.12.

Observando las Figuras 4.11 y 4.12, se concluye que, para un mismo tipo de hormigón las probetas con prefisura rugosa gruesa y las probetas con tratamiento de inhibidor de fraguado en la zona de prefisura, presentan el mismo comportamiento frente a carga de rotura, relación de desplazamientos (vertical/abertura de fisura) y deslizamiento de bloques, no observándose diferencias entre tratamiento con inhibidor y prefisura rugosa gruesa.

#### 4.2.3. Análisis del comportamiento post-pico.

La contribución del hormigón  $V_c$  en el cortante, se basa en varios efectos. En el apartado 4.2.2 se ha analizado el comportamiento en rotura de las probetas, principalmente el análisis se ha basado en el efecto de engranamiento de áridos. En este apartado 4.2.3, se va a analizar el comportamiento post-pico (tramo cuasi horizontal de las gráficas que constituye la contribución al cortante por engranamiento de áridos más la contribución por efecto pasador). El efecto pasador es también observable en las probetas Z, dicho efecto es, además del engranamiento de áridos, uno de los efectos más importantes y conocidos en los que se basa la contribución del hormigón frente al esfuerzo cortante.

Una vez se alcanzan determinadas aberturas de fisura el contacto entre las caras de la fisura va disminuyendo hasta llegar a ser inexistente. Cuando el engranamiento de áridos deja de contribuir en el esfuerzo cortante, entonces toma importancia el efecto pasador, en el cual las armaduras también contribuyen a resistir parte del cortante.

##### 4.2.3.1. Probetas con armado transversal: 3Ø6.

A continuación, vamos a estudiar el efecto pasador en nuestros ensayos, para ello analizaremos las tensiones residuales (del tramo post-pico), éstas pueden observarse en las gráficas, nos centraremos en dos casos concretos: comparativa con mismo tipo de hormigón y distintos tipos de junta, y una comparativa con distintos tipos de hormigón y mismo tipo de junta, que cubren los dos tipos de comparativas

que se han realizado, analizando la influencia de la junta en el primer caso, y la influencia del hormigón en el segundo caso.

**A) Mismo tipo de hormigón comparado con distintos tipos de junta.**

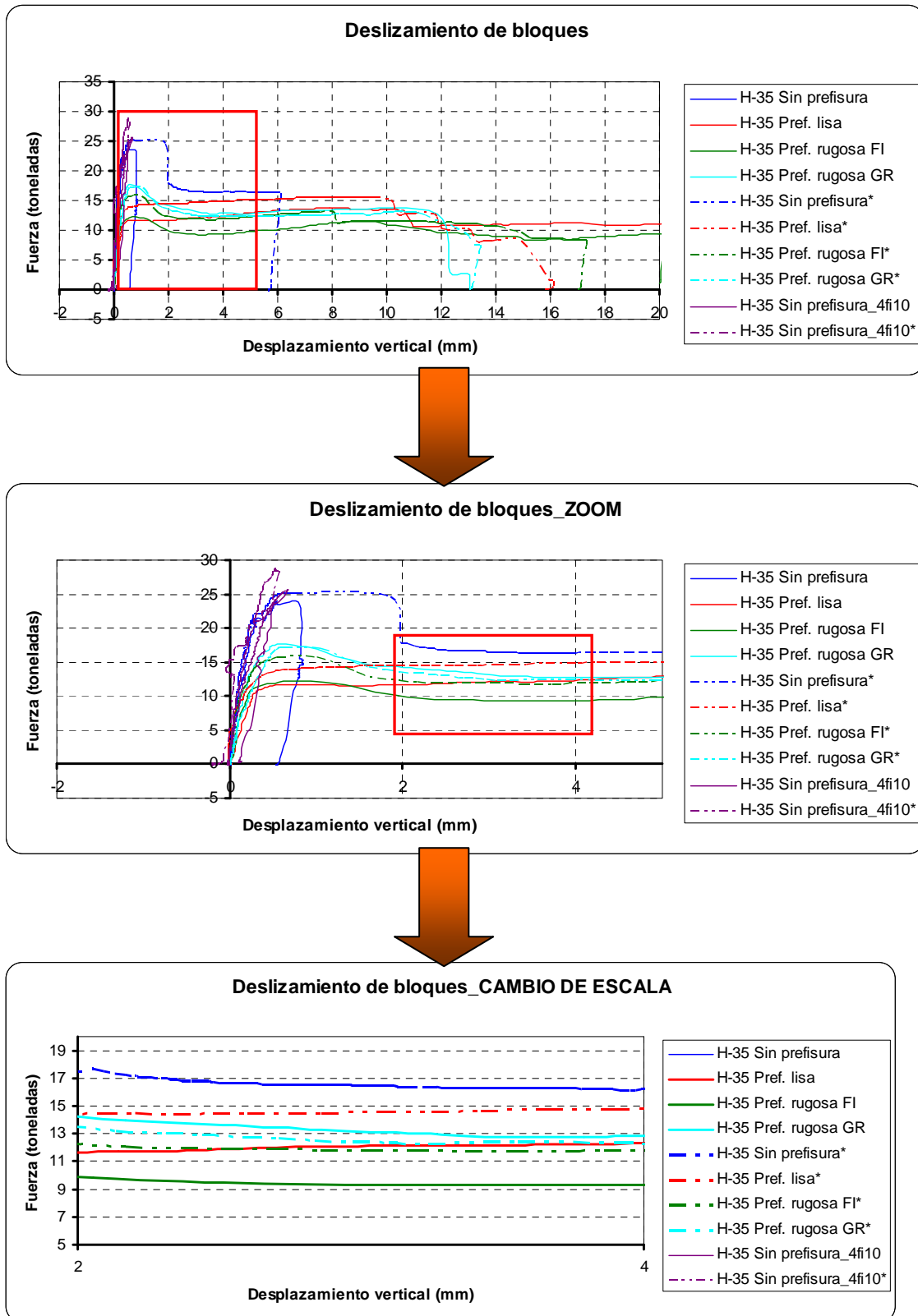
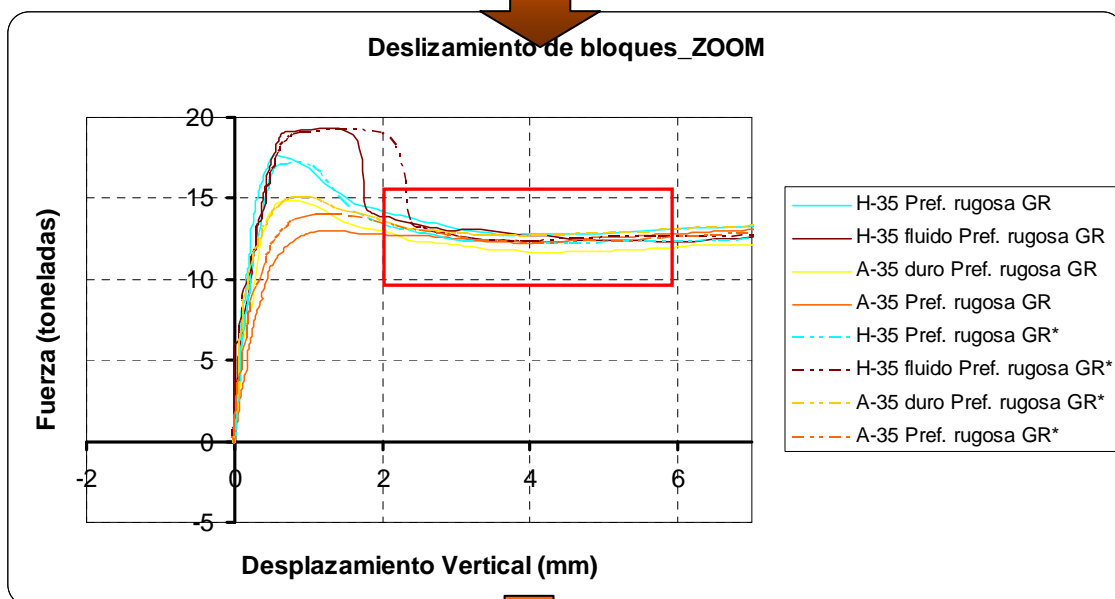
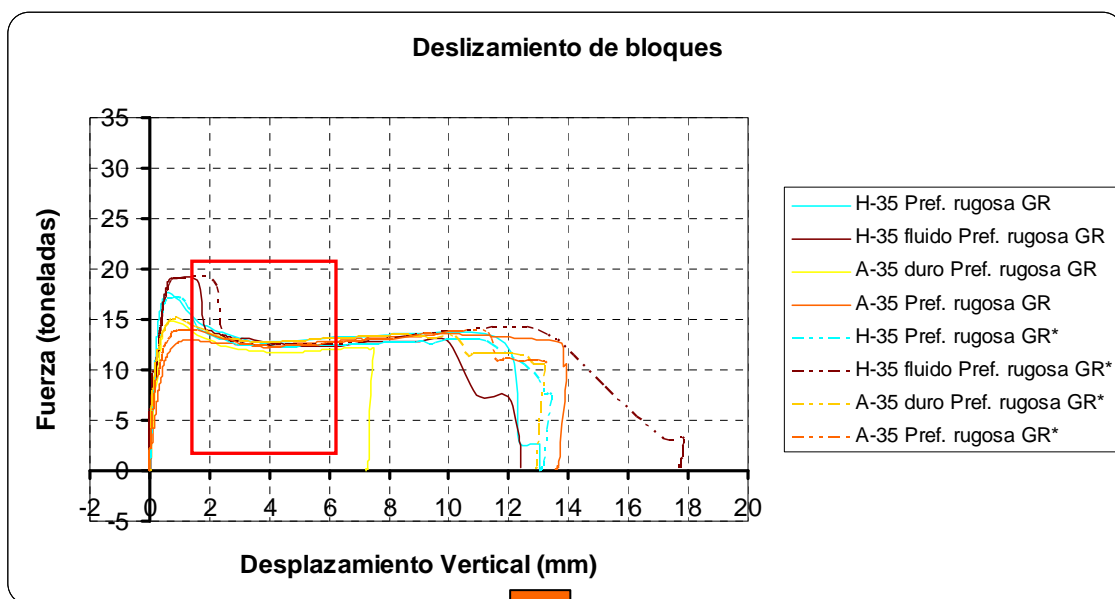


Figura 4.13.

Podemos observar que, frente al efecto pasador, se observa lo contrario que frente al engranamiento de áridos. Vimos que las probetas con rugosidades gruesas son las que tienen una mayor contribución al cortante por efecto del engranamiento de áridos, pero frente al efecto pasador sucede lo contrario, por tanto, concluimos que:

*La mayoría del cortante, en probetas con rugosidades gruesas, es resistido por el efecto de engranamiento de áridos, más que por efecto pasador, en cambio, en probetas con prefisuras lisas, la mayoría del cortante, es resistido por el efecto pasador, contribuyendo en menor medida el efecto de engranamiento de áridos.*

**B) Mismo tipo de junta comparado con distintos tipos de hormigón.**



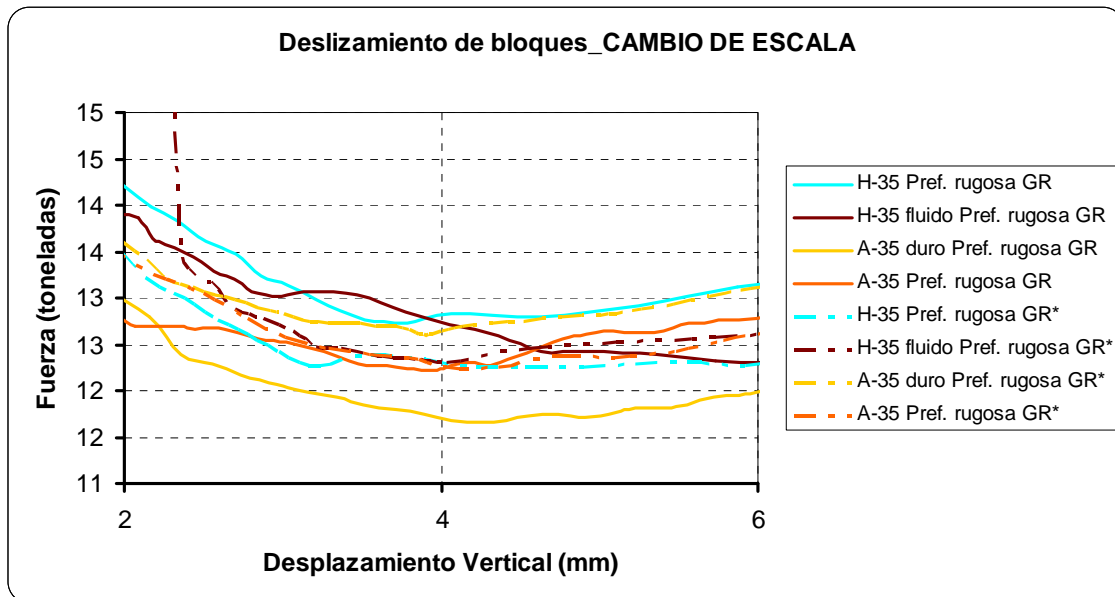


Figura 4.14.

En este caso, la diferencia no está tan clara pues, como podemos observar en las gráficas, una vez ha pasado la fase de engranamiento de áridos, las gráficas se solapan, resistiendo, por tanto, el mismo cortante por efecto pasador puesto que todas las probetas llegan a la misma tensión residual. Esto indica que:

*Para un mismo tipo de junta no hay diferencias en cuanto a la contribución del efecto pasador y el tipo de hormigón no influye en dicho efecto.*

Por tanto, al igual que vimos cuando estudiábamos el engranamiento de áridos, en el efecto pasador también es más influyente el tipo de junta que el tipo de hormigón, aunque sí que es cierto que, frente al efecto pasador no hemos observado diferencias entre hormigón tradicional (H) y hormigón autocompactante (A) mientras que, para el efecto de engranamiento de áridos, sí que se observaron diferencias por tener estos hormigones distinto tamaño máximo de árido.

**4.2.3.2. Probetas con armado transversal: 4Ø10.**

A pesar de que las probetas con mayor armado transversal (4Ø10), no rompieron por la zona de cortante, debido a que tenían un armado transversal excesivo y, además, no tenían prefisura, sí que podemos analizar su comportamiento en la parte inicial del ensayo.

Se observa que, aún no llegando a su carga de rotura, las probetas con mayor armado transversal, alcanzan mayores cargas, esto se observa claramente en las gráficas:

4. Análisis de resultados.

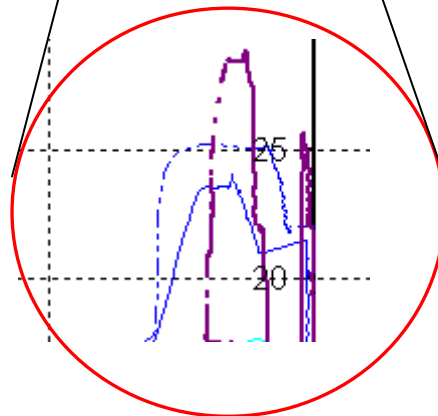
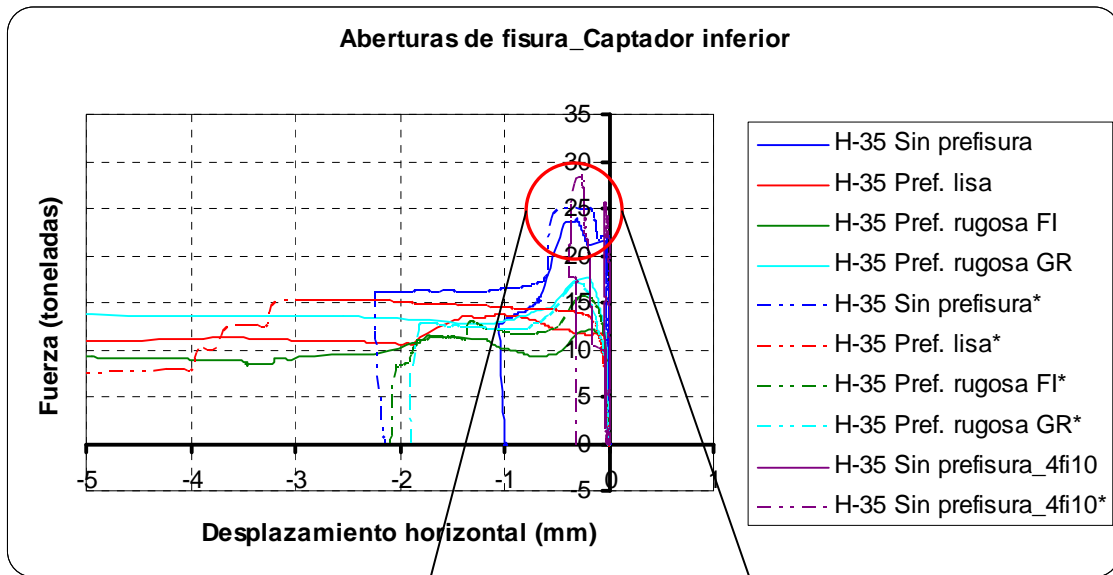


Figura 4.15.

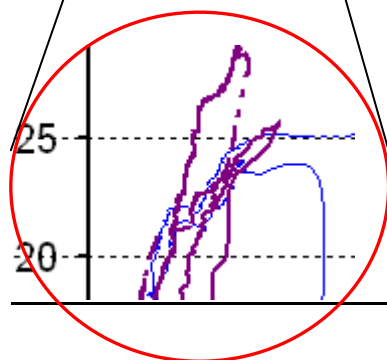
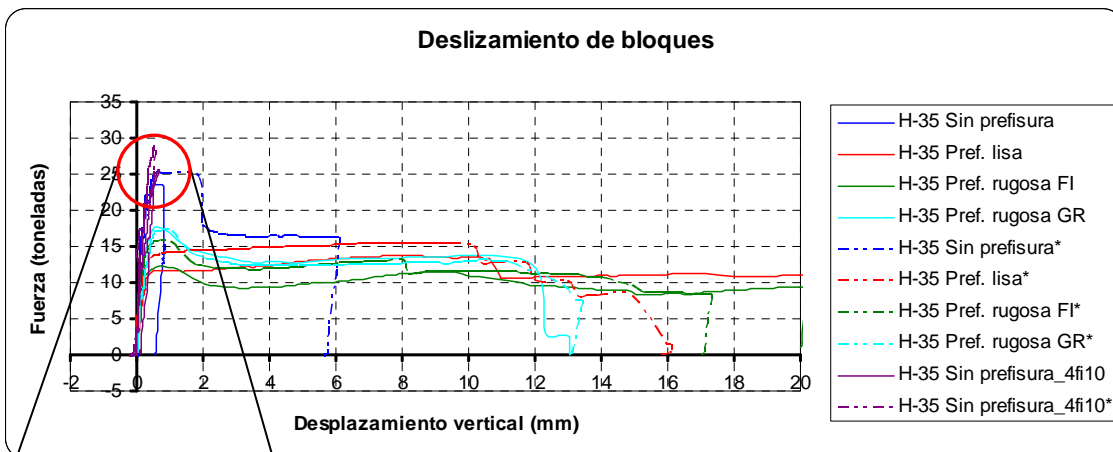


Figura 4.16.



4. Análisis de resultados.

Se observa que este incremento de carga de las probetas con armado  $4\phi 10$  no se debe al engranamiento de áridos pues supera a los picos de carga a los que llegan las otras probetas fabricadas exactamente con el mismo hormigón (hormigón H-35), por tanto, ese incremento se debe al efecto pasador, como sabemos, la armadura también contribuye a resistir parte del cortante.

**4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS TRAS EL ENSAYO DE LAS VIGAS.**

Como se dijo en el Capítulo 3, se ensayaron las siguientes vigas:

Viga 1 =Viga D → Viga Pretensada (A-45)  
Viga 2 =Viga E → Viga Pretensada (A-45 + fibras)  
Viga 3 =Viga B → Viga Armada (A-35)  
Viga 4 =Viga C → Viga Armada (A-35 + fibras)  
Viga 5 =Viga A → Viga Armada (H-35)

*Nota: A= Hormigón Autocompactante; H= Hormigón Tradicional.*

**4.3.1. Rotura de las vigas.**

A continuación, se presentan las imágenes tras la rotura de las 5 vigas ensayadas:



Figura 4.17. Imágenes tras la rotura de la viga armada de HT sin fibras (Viga A)



Figura 4.18. Imágenes tras la rotura de la viga armada de HAC sin fibras (Viga B)



Figura 4.19. Imágenes tras la rotura de la viga armada con fibras (Viga C)



Figura 4.20. Imágenes tras la rotura de la viga pretensada sin fibras (Viga D)



Figura 4.21. Imágenes tras la rotura de la viga pretensada con fibras (Viga E)

Una vez presentadas las imágenes tras la rotura, se pasarán a analizar los resultados de los ensayos con mayor detalle.

#### 4.3.2. Análisis de resultados obtenidos tras los ensayos en vigas.

##### 4.3.2.1. Vigas armadas.

En este apartado, se van a analizar aspectos más concretos de los datos recogidos en los ensayos de las vigas armadas como son: cargas de rotura, flechas y aberturas de fisura. Las vigas armadas tienen la misma geometría (misma sección transversal y misma longitud) y el mismo armado, únicamente cambia el tipo de hormigón: HT, HAC o HRF.

##### A) Valores de rotura de las vigas armadas.

La viga de HT rompió con un cortante de 358KN (lo que equivale a una carga de rotura de 2 veces el cortante=716KN), mientras que el cortante último previsto era de

4. Análisis de resultados.

269,4KN. Y La viga HAC rompió con un cortante de 365kN mientras que su cortante último estaba previsto de 272,85kN. En la *tabla 4.7* se puede ver el % de variación entre el cortante calculado mediante la EHE y el cortante real (experimental) obtenido en laboratorio.

CORTANTE	VIGA HAC		VIGA HT	
EXPERIMENTAL	365	VARIACIÓN (%)	358	VARIACIÓN (%)
ANALÍTICO	272,85	134	269,4	133

*Tabla 4.7. Comparación de resultados viga HT y viga HAC. Cortante último en KN.*

Observando los coeficientes de variación, vemos que los códigos son altamente conservadores, pues el cortante previsto dista mucho del definitivo, lo cual es lógico en parte debido a la rotura frágil por cortante.

Por otra parte, como ya se dijo, la viga HAC rompió con un cortante de 365kN mientras que su cortante último estaba previsto de 272,85kN. Mientras que, en la viga HRF, el cortante previsto de rotura era de 568,69kN y la viga rompió con un cortante último de 549,6kN.

CORTANTE	VIGA HAC		VIGA HRF	
EXPERIMENTAL	365	VARIACIÓN (%)	549,6	VARIACIÓN (%)
ANALÍTICO	272,85	134	568,69	97

*Tabla 4.8. Comparación de resultados viga HAC y viga HRF. Cortante último en KN.*

Comparando los resultados experimentales entre la viga HAC y la viga HRF puede afirmarse que la adición de fibras ha supuesto un aumento de la resistencia a cortante de 184,6kN por debajo del valor de contribución de las fibras obtenido numéricamente.

En todos los casos que se han analizado los valores obtenidos experimentalmente del cortante último resultan muy superiores que los obtenidos mediante la formulación de la EHE y su Anejo de fibras. Estas diferencias son aún más del lado de la seguridad cuando no se incluye armado transversal. El margen de seguridad resulta prácticamente del doble con lo que tiene sentido reducir el coeficiente de seguridad de 1,5 a 1,3 como la Normativa Italiana al considerar que se trata de una rotura dúctil. Es posible que las diferencias en dichos valores también estén originadas en el hecho de que estamos empleando hormigones de alta resistencia, con resistencias a compresión mayores a 50Mpa y que la EHE no recoge en su formulación esta casuística.

Se ha probado que la adición de fibras mejora notablemente el comportamiento en rotura por cortante en las vigas; actúan evitando la aparición de fisuras generalizadas a lo largo de toda la pieza evitando un colapso temprano y frágil. El incremento en la resistencia a cortante debido a las fibras ( $V_{fu}$ ) fue de 299,175kN.

**B) Fisuración en cada escalón de carga.**

A continuación, se muestra el estado de cada viga conforme va aumentando la carga. Se fue tomando la imagen de cada una de las vigas para escalones de carga cada 10 toneladas. Se observa que no aparecen fisuras hasta las 30 toneladas.





Carga (KN)	Viga HT	Viga HAC
300		
400		

Tabla 4.9. Aspecto de las vigas en cada escalón de carga.





Carga (KN)	Viga HT	Viga HAC
500		
600		

Tabla 4.10. Aspecto de las vigas en cada escalón de carga.






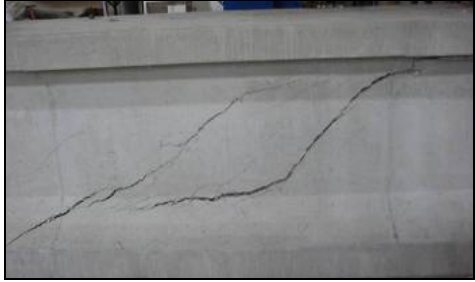
Carga (KN)	Viga HT	Viga HAC
700		
ROTURA HT= 716 HAC= 730		
	Viga HAC	Viga HRF
	 VIGA HAC (Rotura = 730 KN)	 VIGA HRF (Rotura = 1099 KN)

Tabla 4.11. Aspecto de las vigas en cada escalón de carga.

En la imagen (tabla 4.11), se observa que el HAC sin fibras presenta mayor cantidad de fisuras. Aunque la abertura de fisuras no es observable en las fotos, de modo que, con las fotos no se tiene suficiente información para analizar y comparar aberturas de fisura.

4. Análisis de resultados.

Si comparamos las roturas de las vigas de HAC y de HRF. La viga HAC presenta una rotura con presencia más generalizada de fisuras en la zona de cortante. Dichas fisuras están más abiertas y se provocan de forma descontrolada. Por otro lado, en el caso de la viga HRF, las fisuras llevan una dirección predominante. Existen dos fisuras de mayor envergadura, no como con la viga HAC donde hay muchas. Comparando ambos estados, en la viga HRF las fisuras son más cerradas ya que son cosidas por las fibras lo que impide su apertura y su propagación.

En cuanto a los valores de rotura la diferencia fundamental es que las fibras incrementan la resistencia a cortante respecto del HT y HAC. En cuanto al HT y HAC presentan cargas de rotura similares. ( $HT= 716\text{ KN}$ ;  $HAC= 730\text{ KN}$ ;  $HRF= 1099\text{ KN}$ ).

**C) Representación gráfica de los valores obtenidos en el ensayo.**

En la *figura 4.22* se representa la evolución de la flecha a lo largo del ensayo. Con la gama de azules se representa la flecha en el centro de luz de ambas vigas. Como se puede ver en la gráfica, hasta aproximadamente las 30 toneladas ambas vigas experimentan la misma flecha en los tres puntos de medida. La diferencia es que la viga de HAC presenta menor flecha para la carga de rotura. Además, observar que ambas vigas (la de HT y la de HAC) alcanzan la misma carga de rotura.

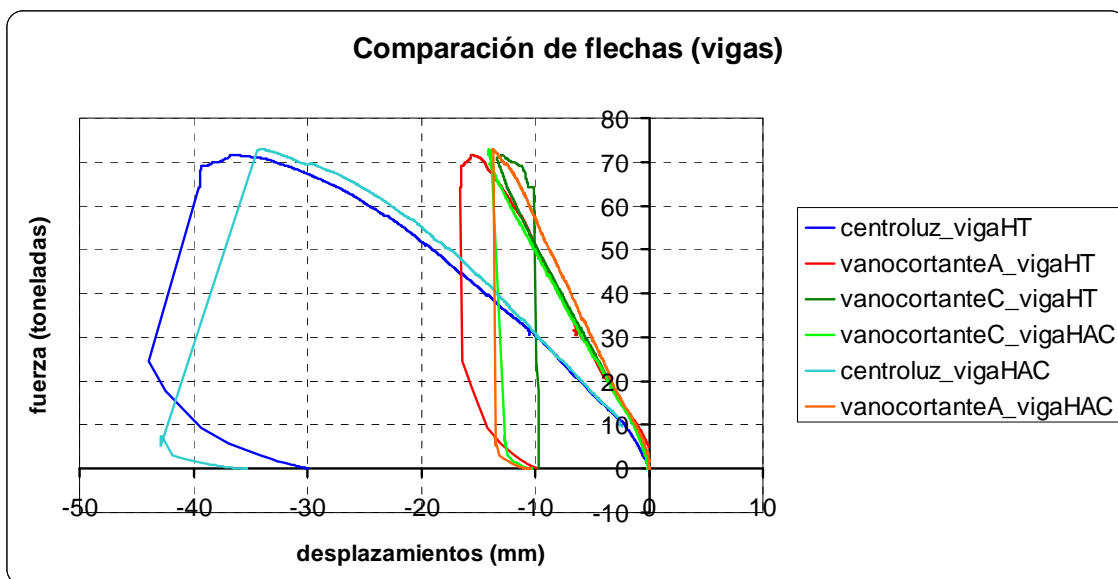


Figura 4.22. Comparación de flechas (HT vs HAC)  
(vanocortanteA y vanocortanteC=flecha en el centro de los vanos de cortante)

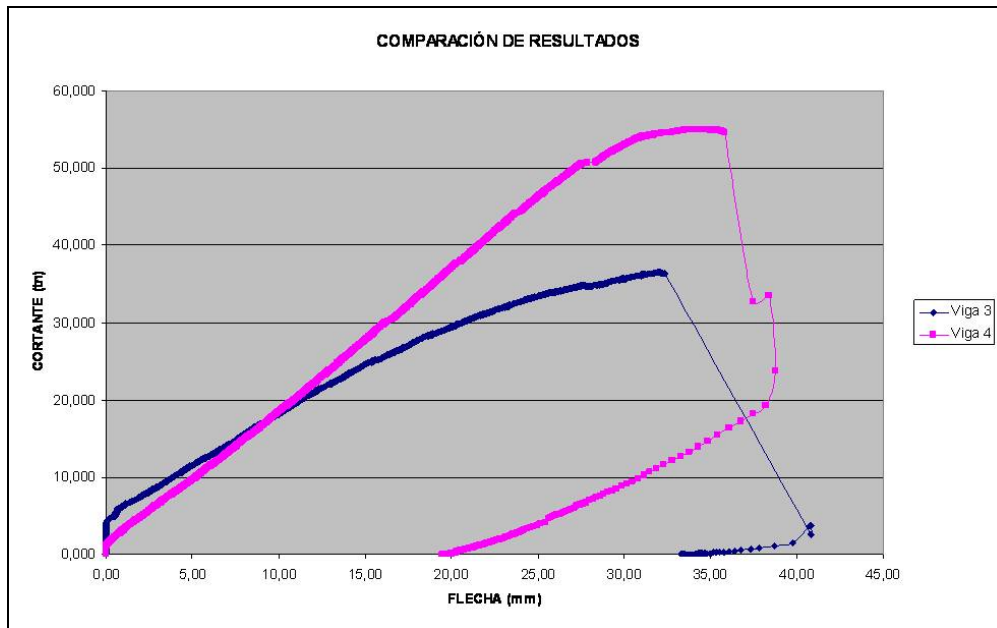


Figura 4.23. Comparación de flechas (HRF vs HAC)

*\*Nota:* Carga aplicada por el gato = 2\* Cortante (en el vano de cortante)  
 Viga 3= Viga armada HAC sin fibras; Viga 4= Viga armada HRF.

Si comparamos la evolución de la flecha con la carga se observa claramente que la viga de HRF alcanza mayores cargas de rotura y que para flechas del orden de la mitad de la flecha máxima, la viga de HRF está soportando una carga mayor que la viga de HAC o lo que es lo mismo, para un mismo nivel de carga intermedia, la viga de HRF presenta una flecha menor que la viga de HAC. Las fibras hacen que la viga tenga un comportamiento más dúctil frente a cortante.

**D) Evolución de la abertura de fisura con la carga.**

Por otra parte, mediante un programa que se está empezando a desarrollar en el departamento de Ingeniería de la Construcción. Mediante el video del ensayo, hemos podido obtener aberturas de fisura a lo largo de todo el ensayo sin necesidad de poner ningún captador de desplazamiento, esta es la gran ventaja que supone este nuevo método.

Tras analizar y dar forma a los datos que devuelve el programa de tratamiento de imágenes, se pudo obtener la evolución de las aberturas de fisura conforme va aumentando la carga para las 3 vigas armadas. Se tomaron valores de abertura en distintos puntos: entre estribos y sobre los estribos. Para ello fue necesario tomar suficientes puntos de control.



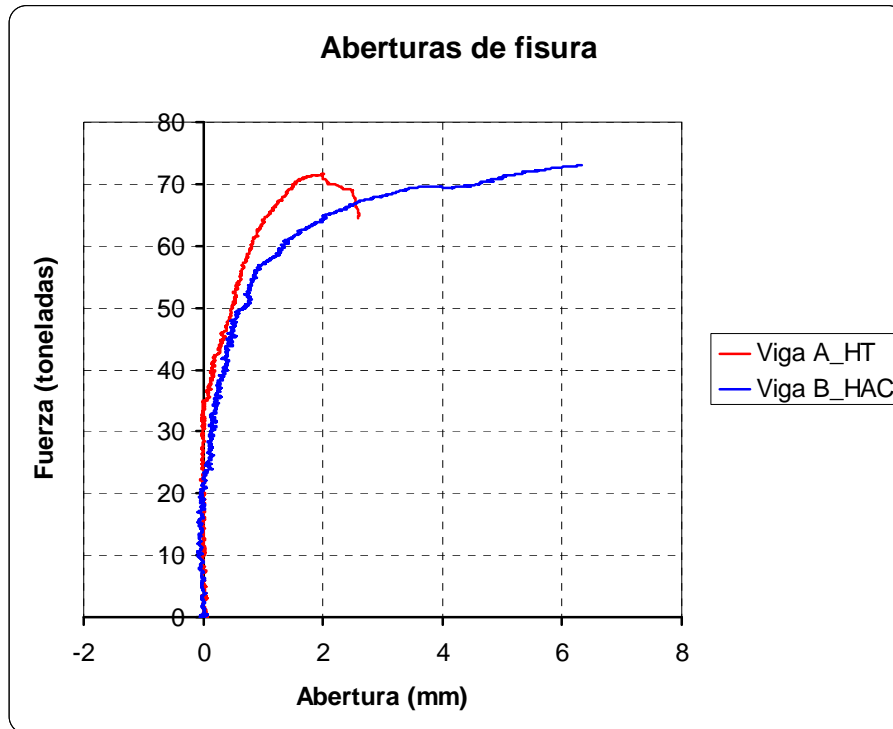


Figura 4.24. Gráfica fuerza-abertura de fisura (HT vs HAC); [1t= 10KN]. E. Cuenca (2008)

En la *figura 4.24* se compara la evolución de las aberturas de fisura para las vigas armadas de HT y HAC y se observa que, hasta las 20 toneladas ambas vigas no presentan aberturas de fisura (situación de servicio). Sólo hay claras diferencias en cargas altas, cercanas a la carga de rotura, para las que el HAC presenta mayores aberturas de fisura que la viga de HT. En cargas cercanas a la rotura ya no existe contribución al cortante por engranamiento de áridos debido a la abertura de las fisuras, por tanto, que la abertura de fisuras sea mayor en cargas altas en HAC que en HT no es tan importante pues se llega en ambos casos a la misma carga última, y la posible duda de que hubiera menor contribución al cortante por engranamiento de áridos no tiene sentido en rotura pues no contribuye. Pero, en cargas de servicio, que son las cargas que nos interesan y cuando el engranamiento de áridos contribuye a resistir el cortante, ambas vigas (la de HT y la de HAC) tienen comportamientos similares.

A continuación, presentamos la comparativa para las 3 vigas armadas, de la evolución de la abertura de las fisuras con la carga.

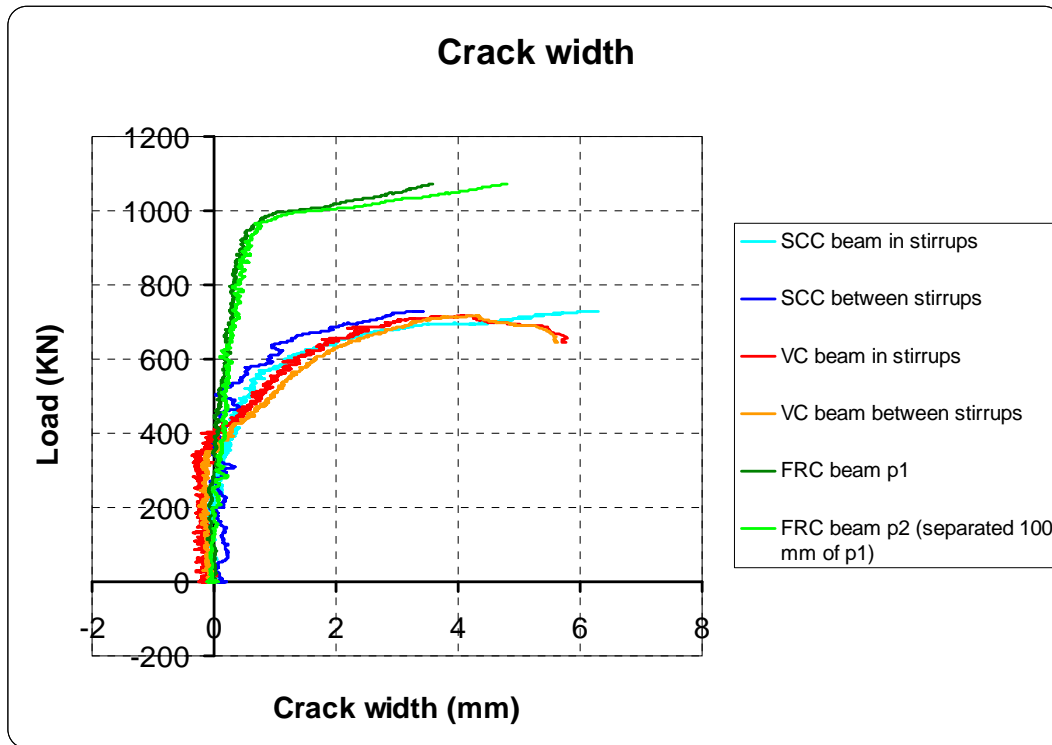


Figura 4.25. Gráfica fuerza-abertura de fisura (HT, HRF, HAC); [ $1t = 10KN$ ]. E. Cuenca (2008)  
Donde: VC=HT; SCC= HAC; FRC= HRF

A partir de esta gráfica (Figura 4.25) se observa, una vez más, que el HRF alcanza mayores cargas de rotura, que sólo se observan diferencias de comportamiento entre HAC y HT en cargas cercanas a la rotura, no habiendo diferencias apreciables en servicio. En cuanto a las diferencias de comportamiento entre aberturas de fisura sobre estribos o entre estribos, dentro de un mismo hormigón sólo se observaron diferencias en cargas cercanas a la rotura para HRF y HAC, siendo en servicio el comportamiento bastante similar, aunque con aberturas de fisura algo mayores entre estribos que sobre estribos.

#### 4.3.2.2. Vigas pretensadas.

Se ensayaron las siguientes vigas pretensadas:

Viga 1 =Viga D → Viga Pretensada (A-45)  
Viga 2 =Viga E → Viga Pretensada (A-45 + fibras)

En la fase 1 de la viga 1 (pretensada sin fibras) aparecieron fisuras tendidas, abiertas y profundas. En la misma fase para la viga 2 (pretensada con fibras) las fisuras eran más inclinadas, estaban cosidas por las fibras con lo que no había mucha propagación ni apertura de las fisuras. En la fase 1 de la viga 1 (pretensada sin fibras) aparecen muchas fisuras importantes al contrario de lo que ocurre en la misma fase con la viga 2 (pretensada con fibras) donde existe una única fisura importante de la cual nacen fisuras más pequeñas. También en la misma fase, para la viga 1 (pretensada sin fibras) se produce un desprendimiento del hormigón, es decir, el hormigón se

4. Análisis de resultados.

fisura, se rompe y se desprende de la viga mientras que en la viga 2 (pretensada con fibras) esto no ocurre porque las fibras colaboran cosiendo el hormigón y evitando los posibles desprendimientos que puedan producirse. La rotura en la fase 2, para la viga de HAC fue por compresión en la cabeza comprimida y la viga de HRF rompió por fallo en la adherencia de las vainas de pretensado.

Se apreció que las fisuras en la viga 2 (pretensada con fibras) eran muy horizontales. Empezó fisurando de forma inclinada pero luego rompió en horizontal.

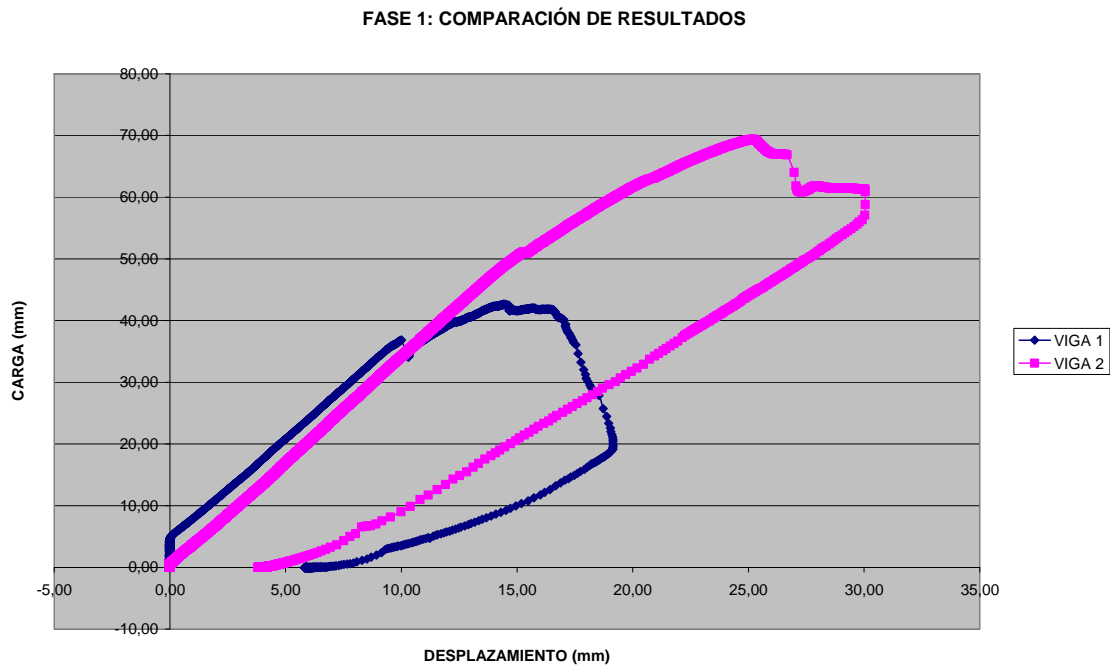


Figura 4.26. Comparación de resultados. Viga pretensada sin fibras (viga 1) vs Viga pretensada con fibras (viga 2).

La viga 1 (HAC) en la fase 1 rompió con un cortante igual a 426,30kN y el cortante último previsto era de 237,22kN. Esto supone una variación de un 180%. Por otro lado, la viga 2 (HRF) en la misma fase, estaba prevista romper a 427,42kN y rompió con un cortante de 693,6kN lo que supone una variación de un 162%.

CORTANTE	VIGA 1 (pretensada sin fibras)		VIGA 2 (pretensada con fibras)	
EXPERIMENTAL	426,30	VARIACIÓN (%)	693,6	VARIACIÓN (%)
ANALÍTICO	237,22	180	427,42	162

Tabla 4.12. Comparación de resultados fase 1. Cortante último en kN.

En cuanto a la Fase 2, en el caso de la viga 1, el fallo se produjo por compresión en el ala superior de la viga (fallo por compresión en cabeza comprimida), provocando que se desprendiera el hormigón y que el armado transversal quedase visto mientras que en la misma fase, para la viga 2, la rotura se produjo por un fallo en la adherencia

4. Análisis de resultados.

de la armadura activa en la zona de fin del envainado. Al igual que en la fase 1, la viga 2, al estar dotada de fibras, presenta una rotura mucho más dúctil y menos frágil.

Es cierto que, que al reducir la distancia entre los apoyos y el punto de aplicación de la carga esta último se concentra provocando un mayor cortante y por lo tanto rotura del hormigón. En el caso de la viga 2, la rotura no llega a producirse por compresión del ala ya que las fibras van cosiendo y cerrando las fisuras que se van produciendo en dicha zona.



Figura 4.27. Comparación segunda fase de ensayo. Viga 1 vs. Viga 2.

FASE 2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

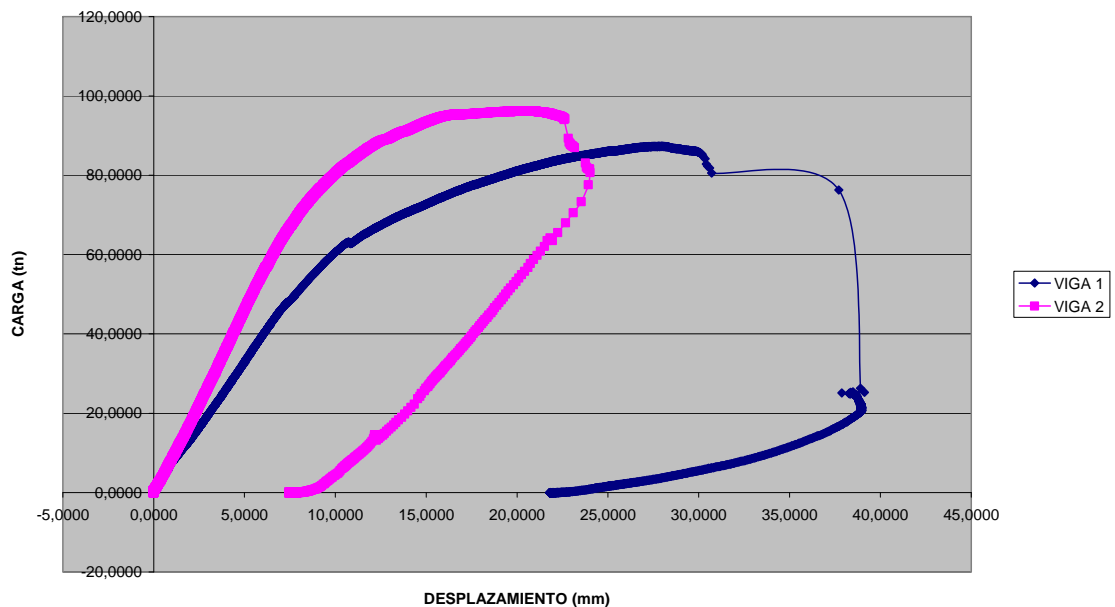


Figura 4.28. Comparación de resultados. Viga 1 vs. Viga 2.

La viga 1 en la segunda fase del ensayo rompió por cabeza comprimida cuando actuaba un cortante de 873kN. El cortante último esperado por cálculo era de 629,27kN lo que supone una variación de un 139%. En comparación con la fase 1, se verifica que el incremento no es tan notable, esto es así porque en este caso la rotura de la viga no ha sido por cortante sino rotura por compresión del hormigón, por tanto,

4. Análisis de resultados.

aún sin romper por cortante se alcanza un cortante mayor que el esperado como cortante último en los cálculos, de no haberse producido la rotura por compresión, la variación entre cortante último analítico y cortante último experimental sería aún mayor. La viga 2 en esta misma fase (fase 2) rompió por fallo en la adherencia de la vaina con un cortante aplicado de 1186,5kN y teóricamente debería haber roto con un cortante de 819,09kN. Por tanto, en este caso, tampoco se alcanzó el cortante último durante el ensayo y, aún así, el cortante experimental alcanzado en la rotura de la viga es mayor, si la viga no hubiera fallado por adherencia y se hubiera llegado al cortante último de la viga, la variación entre el cortante analítico y el experimental sería aún mayor.

CORTANTE	VIGA 1		VIGA 2	
EXPERIMENTAL	873,00	VARIACIÓN (%)	1186,5	VARIACIÓN (%)
ANALÍTICO	629,27	139	819,09	145

Tabla 4.13. Comparación de resultados fase 2. Cortante en kN.

4.3.2.3. Márgenes de seguridad de los valores de cortante teóricos.

En este apartado se han recogido los valores de rotura de las vigas ensayadas y se han comparado con los valores teóricos obtenidos con la formulación (sin coeficientes de seguridad) de la EHE-08, incluyendo el Anejo 14 de Fibras de la EHE-08. Con estos valores se ha obtenido un coeficiente al que se ha denominado: Margen de seguridad, que es el cociente entre el cortante último experimental y el cortante último teórico. Con este coeficiente se puede tener una idea de cómo de conservadora es la EHE-08 en la estimación del cortante. Para un análisis más exhaustivo, se ha analizado por separado la contribución de las fibras a la resistencia del cortante ( $V_{fu}$ ) y se ha comparado con la diferencia entre valores experimentales de una viga HAC y otra de HRF de misma geometría y mismo armado. Además, también se han obtenido los valores de  $V_{fu}$  ponderados y no ponderados con el coeficiente  $K_f$ . Dicho coeficiente  $K_f$  es un coeficiente multiplicador en la expresión de  $V_{fu}$  que tiene en cuenta la contribución de las alas en el caso de secciones en T. Estos valores se recogen en la Tabla 4.14.

		HT	HAC	HRF (Con Kf)	HRF (Sin Kf)	Incremento por fibras (Teniendo en cuenta Kf)	Incremento por fibras (No teniendo en cuenta Kf)
HORMIGÓN ARMADO	Valor teórico (KN)	269,4	272,85	568,69	468,96	$V_{fu}=299,175$	$V_{fu}=199,45$
	Valor experimental (KN)	358	365	549,6		184,6	
	Margen de seguridad ( $V_{exp}/V_{teo}$ )	1,33	1,34	0,97	1,17	0,62	0,93
HORMIGÓN PRETENSADO (Sin armado transversal)	Valor teórico (KN)		237,22	427,42	364,73	$V_{fu}=188,07$	$V_{fu}=125,38$
	Valor experimental (KN)		426,3	693,6		267,3	
	Margen de seguridad ( $V_{exp}/V_{teo}$ )		1,8	1,62	1,9	1,42	2,13
HORMIGÓN PRETENSADO (Con armado transversal)	Valor teórico (KN)		629,27	819,09	756,4	$V_{fu}=188,07$	$V_{fu}=125,38$
	Valor experimental (KN)		873	1186,5		313,5	
	Margen de seguridad ( $V_{exp}/V_{teo}$ )		1,39	1,45	1,57	1,67	2,5

Tabla 4.14. Tabla comparativa entre valores de cortante teóricos y experimentales.

Se observa que la EHE-08 da lugar a valores de cortante (valores teóricos) muy conservadores pues vemos que el Margen de seguridad supera el valor de la unidad. La EHE-08 es especialmente conservadora en la determinación del cortante en vigas pretensadas. Otra observación importante es que, si se aplica el coeficiente  $K_f$  en la viga armada de HRF se obtiene un valor inferior a la unidad; este coeficiente puede

tener sentido en alas de mayores dimensiones, pero en el caso de estudio las dimensiones de las alas son pequeñas en comparación con las del alma, por lo que no está tan claro que en este caso las alas contribuyan o no. Se observa también, que la EHE-08 resulta muy conservadora a la hora de evaluar la contribución al cortante debida a las fibras, de hecho, para en las vigas pretensadas se obtienen márgenes de seguridad de las fibras que superan el valor de 2.

#### 4.3.3. Recálculo de las vigas armadas.

##### 4.3.3.1. Recálculo de las vigas con los parámetros obtenidos en los ensayos.

E. Cuenca (2008), recalculó las vigas ensayadas utilizando la resistencia a compresión real de cada viga, para ello tomó los valores de resistencia a compresión obtenidos al romper en la prensa del laboratorio las probetas cilíndricas de acompañamiento de las vigas (la resistencia real fue superior a la supuesta inicialmente en los cálculos). Por otra parte, tomó la inclinación de bielas correspondiente, para ello se midió una inclinación media de fisuras tras el ensayo (la realidad dio valores de  $\theta$  menores que los supuestos en el diseño). Para el recálculo de las vigas se basó en la EHE, como se hizo en la fase de diseño de armado, y siguió sin utilizar coeficientes de seguridad, pues lo que se pretendía era hacer un cálculo de laboratorio, es decir, saber cuál era la resistencia esperada de rotura.

Los resultados que se obtuvieron tras el recálculo fueron los siguientes:

	Sin armadura de cortante		Con armadura de cortante				
			$\theta A = 28^\circ, \theta B = 24^\circ ; f_{ckA} = 50,5 \text{ Mpa}, f_{ckB} = 53,8 \text{ Mpa}$		$\theta A = 45^\circ, \theta B = 45^\circ ; f_{ckA} = 50,5 \text{ Mpa}, f_{ckB} = 53,8 \text{ Mpa}$		
	$V_{u2}$ (KN)	$V_{u2}$ (KN)	$V_{cu}$ (KN)	$V_{su}$ (KN)	$V_{u2}$ (KN)	$V_{cu}$ (KN)	$V_{su}$ (KN)
Viga A (HT)	129,293	197,139	12,8539	184,2851	205,7315	107,744	97,9875
Viga B (HAC)	132,05	220,08	0	220,08	208,0295	110,042	97,9875

Tabla 4.15. Recálculo de vigas. E. Cuenca (2008)

Como podemos observar en la *tabla 4.14*, cuando la inclinación de las bielas es muy pequeña (ángulos  $\theta$  pequeños), la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante ( $V_{cu}$ ) disminuye mucho, incluso llega a anularse para la viga B pues, para este caso,  $\beta=0$ , por tanto, todo  $V_{cu}$  queda multiplicado por cero, y en la viga A, ese coeficiente  $\beta$  hace que  $V_{cu}$  sea un 12% del valor obtenido cuando las bielas tienen  $\theta=45^\circ$ . Para  $\theta=45^\circ$ , se obtiene la máxima contribución del hormigón a la resistencia a cortante pues,  $\beta=1$ . Por el contrario, cuando las bielas son muy tendidas, la contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante ( $V_{su}$ ) aumenta pues queda multiplicado por un coeficiente mayor que la unidad, correspondiéndose la unidad cuando  $\theta=45^\circ$ . Aún así, observad que, el resultado final  $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$  ( $V_{u2}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma) no varía mucho de una inclinación de bielas a otra. Por otra parte, se observa que, en la formulación de cálculo a cortante sin armaduras transversales, además de cambiar el coeficiente 0.10 por 0.12, no aparece el  $\theta$ . Además, se observa que este cálculo es independiente de que se calculen valores para laboratorio (sin coeficientes de seguridad) que valores para diseño (con coeficientes de seguridad), pues en la formulación aparece  $f_{ck}$ .

**4.3.3.2. Recálculo según los distintos códigos (EHE, ACI, EC2, CM-90).**

También se recalcularon una vez más las vigas ensayadas, pero ahora según los códigos más importantes: EHE, ACI, EC2, CM-90. Nuestro objetivo es saber cuál de las normas es la más conservadora, o si todas, alcanzan niveles similares. Por ello, ahora en los cálculos introduciremos los coeficientes de seguridad de cada norma. El cálculo detallado se puede ver en el Proyecto Final de Carrera de E. Cuenca (2008).

A continuación, se resumen los valores obtenidos en la *tabla 4.15*, para comparar de una forma más cómoda los valores obtenidos para la viga armada de hormigón tradicional (viga A) y la viga armada de HAC (viga B):

	$V_{ensayo} \text{ (KN)}$	$V_{EHE} \text{ (KN)}$	$V_{EC2} \text{ (KN)}$	$V_{ACI} \text{ (KN)}$	$V_{CM-90} \text{ (KN)}$	$\left[ \frac{V_{ensayo}}{V_{EHE}} \right]$	$\left[ \frac{V_{ensayo}}{V_{EC2}} \right]$	$\left[ \frac{V_{ensayo}}{V_{ACI}} \right]$	$\left[ \frac{V_{ensayo}}{V_{CM-90}} \right]$
Viga A	358	160,9	160,3	197,1	178,2	2,23	2,23	1,82	2,01
Viga B	365	176,1	191,5	200,8	212,8	2,07	1,91	1,82	1,72

*Tabla 4.16. Esfuerzo cortante según cada normativa (E. Cuenca, 2008)*

La conclusión a la que llegamos es que las normativas analizadas están muy del lado de la seguridad, no obstante las más conservadoras son la EHE y el EC2, y la ACI es la menos conservadora, junto con el Código Modelo.

**4.3.4. Análisis de resultados a partir de los parámetros que intervienen en la resistencia a cortante del hormigón.**

En la gráfica de la *figura 2.9 (Capítulo 2)*, se ha indicado cualitativamente la influencia de cada uno de los parámetros que influyen en el cortante interno en cada una de las fases que sufre una viga a lo largo de un ensayo. En el *apartado 2.2.1 (Capítulo 2)* se daban intervalos de porcentajes de influencia de cada parámetro sin centrarse en la fase del ensayo, y la gráfica (*figura 2.9*) daba una visión cualitativa. En cambio, para hacer un mejor análisis de los resultados hemos llegado a unos porcentajes a partir de la gráfica cualitativa de las componentes correspondientes a la parte del cortante resistida por el hormigón ( $V_c$ ), de este modo podemos tener un orden de magnitud cuantitativo. Posteriormente, estos porcentajes se han representado en diagramas de sectores para comparar más fácilmente. Se ha hecho un diagrama para cada una de las fases que atraviesa la viga a lo largo del ensayo.

Los parámetros analizados, y posteriormente representados, en los diagramas de sectores son:

- $V_{cz}$  = Cortante resistido por la cabeza comprimida
- $V_{ay}$  = Cortante resistido por engranamiento de áridos
- $V_d$  = Cortante resistido por efecto pasador

4. Análisis de resultados.

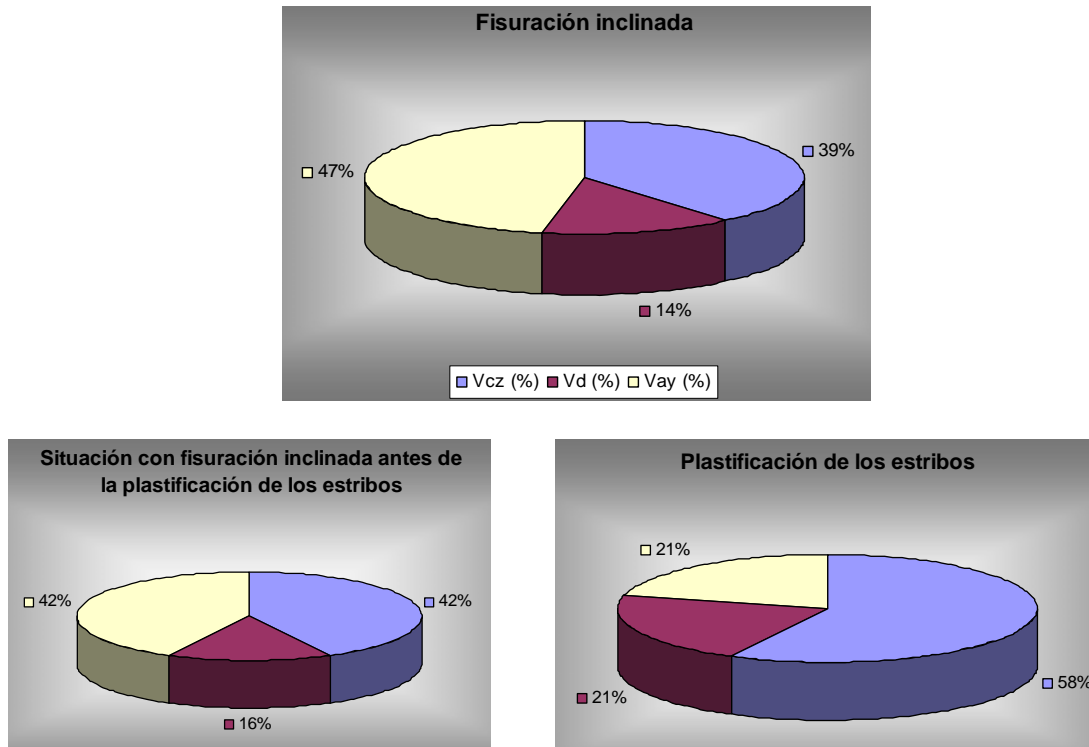


Figura 4.29. Parámetros de Vc en las distintas fases de un ensayo. E. Cuenca (2008)

A continuación, se van a comentar y relacionar los resultados obtenidos de las probetas Z, con los resultados obtenidos tras el ensayo de las vigas. Por una parte, las probetas nos proporcionan más información que las vigas en cuanto a texturas de prefisura, y las vigas, nos ayudan a caracterizar el comportamiento a cortante del HAC, que es lo que nos interesa en este proyecto.

En el apartado 2.2.1 se ha visto que, la parte del cortante que se lleva el hormigón consiste fundamentalmente en tres parámetros: cortante resistido por la cabeza comprimida, cortante resistido por el engranamiento de áridos y cortante resistido por el efecto pasador. En cada uno de los diagramas de sectores hemos cuantificado la contribución de estos parámetros para poder relacionarlos con los resultados obtenidos al ensayar las probetas Z.

En este Capítulo se han presentado las gráficas obtenidas tras los ensayos de las probetas Z, y se observó que, para un mismo tipo de hormigón H-35, la máxima diferencia entre las cargas pico de las probetas prefisuradas era de un 21%. Teniendo en cuenta que, el diagrama de sectores para la fase de fisuración inclinada indica que, el parámetro de engranamiento de áridos constituye el 47 % del cortante resistido por el hormigón, se deduce que, la parte del cortante que se lleva el engranamiento de áridos en una viga es de:  $0.47 \cdot 0.21 = 0.10 \rightarrow 10\%$  sobre el  $V_c$  (cortante resistido por el hormigón). Por tanto, vemos que la parte del cortante que se lleva el engranamiento de áridos es muy pequeña aun habiendo partido de la máxima diferencia (21%) entre picos de rotura. Y, teniendo en cuenta la dispersión que tuvo lugar en las probetas, la influencia de este parámetro es despreciable.



**4.3.5. Reducción que suponen las fibras en el armado transversal.**

La adición de fibras han permitido una reducción de armado de cortante convencional. Dicho cálculo se realizó en el tramo más cargado en cada una de las vigas, con una dosificación de fibras de 60kg/m<sup>3</sup> y una resistencia residual a flexotracción de 4 MPa.

Se consiguió una reducción del armado transversal, respecto del valor de la EHE, en dicho tramo de:

VIGA 1		Armado transversal	
EHE	22,864	cm <sup>2</sup> /m	Reducción (%)
Anejo fibras	19,298	cm <sup>2</sup> /m	15,595

VIGA2		Armado transversal	
EHE	19,075	cm <sup>2</sup> /m	Reducción (%)
Anejo fibras	17,270	cm <sup>2</sup> /m	9,462

VIGA3		Armado transversal	
EHE	18,621	cm <sup>2</sup> /m	Reducción (%)
Anejo fibras	16,349	cm <sup>2</sup> /m	12,203

VIGA 4		Armado transversal	
EHE	19,075	cm <sup>2</sup> /m	Reducción (%)
Anejo fibras	17,250	cm <sup>2</sup> /m	9,570

VIGA5		Armado transversal	
EHE	22,864	cm <sup>2</sup> /m	Reducción (%)
Anejo fibras	19,298	cm <sup>2</sup> /m	15,595

Tabla 4.17. Cuadro Resumen de reducción de armado transversal.

**4.3.6. Conclusiones.**

Observando los gráficos de las figuras 4.24 y 4.25 de este apartado, se observa sólo en estado límite último (cercano a la carga de rotura), pueden observarse aberturas más grandes en hormigón tradicional (HT), pero esto no es importante, pues cuando nos interesa que las aberturas sean pequeñas es en la fase de servicio, donde se observan aberturas muy similares para HT y HAC. Además, ambas vigas (una de HT y otra de HAC), llegan a la misma carga de rotura.

Las mayores diferencias de aberturas entre las dos vigas (en fase de servicio), podrían deberse, por una parte, a haber situado puntos de control más cercanos a los estribos en la viga de HT, limitando éstos la abertura de fisura y, por otra parte esto tiene relación con la diferencia que se observaba en las gráficas de las probetas tras la carga pico (en la gráfica carga- abertura de fisura, después de la carga pico, las probetas de HAC tenían una caída algo más brusca que las de HT).

Para los ensayos en vigas, se diseñó un armado con armadura transversal mínima. Esto fue así para estudiar qué era lo que ocurría en una situación extrema, pues lo que nos interesaba era analizar el tipo de comportamiento de los HAC, en comparación con los HT, por tanto, interesaba centrarnos en el hormigón frente al cortante sin apenas contribución de las armaduras transversales.

El otro caso extremo, podría haber sido el de trabajar con una dosificación de HAC con muchos finos (con una textura de mortero), pero esta situación no nos interesaba, pues nuestro problema a resolver era el de analizar si las vigas de HAC de las empresas de prefabricados se comportaban adecuadamente frente al cortante. Por eso, hemos analizado hormigones de rango habitual utilizados hoy en día por dichas empresas.

En cuanto a las imágenes observadas en las *Tablas 4.9 a 4.11*, correspondientes al estado del vano de cortante de cada viga para distintos escalones de carga, en rotura se observa que, las fisuras del HAC son más rectas que las del HT.

Observando la gráfica de la *figura 4.22*, se observa que, en cuanto a flechas, ambas vigas se comportan prácticamente igual, incluso la viga de HAC llega a menores flechas en rotura.