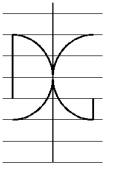




UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería de la Construcción y de  
Proyectos de Ingeniería Civil

Análisis del pretensado residual en vigas mediante el  
método experimental saw-cut"

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería del Hormigón

AUTOR/A: Mateu Sánchez, Juan Antonio

Tutor/a: Martí Vargas, José Rocío

Cotutor/a: Navarro Gregori, Juan

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



DEPARTAMENTO  
DE INGENIERÍA DE  
LA CONSTRUCCIÓN  
Y DE PROYECTOS DE  
INGENIERÍA CIVIL

# MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

TRABAJO FIN DE MÁSTER  
CURSO ACADÉMICO 2022/2023

ANÁLISIS DEL PRETENSADO RESIDUAL  
EN VIGAS MEDIANTE EL MÉTODO  
EXPERIMENTAL "SAW-CUT"

**Autor/a: Juan Antonio Mateu Sánchez**

**Tutor/a: Jose Rocío Martí Vargas**

**Cotutor/a: Juan Navarro Gregori**

Valencia, septiembre de 2023

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA  
CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL  
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



**MUIH**



## Agradecimientos:

En este momento crucial de mi Trabajo de Fin de Máster, deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todos aquellos que me han acompañado en este emocionante recorrido académico. Vuestra presencia, apoyo y aportes han sido esenciales para el éxito de este proyecto, y me considero verdaderamente afortunado por tenerlos a mi lado.

A mi familia, mi mayor fuente de inspiración y apoyo incondicional. Vuestra constante motivación y amor inquebrantable han sido el motor que me impulsó a superar los desafíos y alcanzar mis metas. Gracias por estar siempre a mi lado, brindándome el respaldo emocional y el ánimo necesario para seguir adelante.

A mis tutores, José Rocío Martí y Juan Navarro, quienes me guiaron a lo largo de este camino académico. Vuestra experiencia, sabiduría y dedicación fueron fundamentales para enriquecer mi investigación y orientarme en cada paso del proceso. Gracias por vuestra paciencia, por compartir vuestro conocimiento y por impulsarme a dar lo mejor de mí mismo.

A mi pareja, quien ha sido mi roca durante este desafiante trayecto. Tu comprensión y apoyo constante han sido mi mayor motivación. Gracias por creer en mí y por estar a mi lado, incluso en los momentos más estresantes. Tu presencia ha sido un faro de luz en mi camino hacia la consecución de este logro.

A mis amigos, aquellos que me han acompañado en cada etapa de mi vida y han celebrado mis éxitos y compartido mis desafíos. Gracias por vuestra amistad sincera, por vuestro ánimo constante y por las risas compartidas.

Por último, quiero expresar mi profundo agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la parte experimental en el ICITECH. Mi reconocimiento especial va para el equipo del proyecto PREPER por su confianza y apoyo, así como al técnico de laboratorio, Paco Martorell, y al técnico de equipos de datos, Daniel Tasquer. También agradezco a los valiosos miembros del equipo PREPER: Pedro Serna, Ester Giménez, Carmen Castro, Juan Navarro, y al director del proyecto, Jose Rocío Martí, cuya colaboración fue esencial para el éxito de este trabajo. Su compromiso fue fundamental en este logro académico.

## Resumen:

Desde la década de 1960, las estructuras de hormigón pretensado se han vuelto comunes en la construcción de puentes en Europa debido a su capacidad para abarcar grandes distancias. Sin embargo, muchas de estas estructuras están llegando al final de su vida útil, lo que requiere una evaluación de su estado actual en términos de tensiones. Un aspecto crítico en estas estructuras es la fuerza de pretensado y su posible variabilidad debido a fenómenos diferidos en el hormigón, como la contracción, la deformación con el tiempo y la relajación del acero. Incidentes recientes en países de la Unión Europea han demostrado que puentes de hormigón pretensado de gran envergadura han enfrentado diversos desafíos, como la corrosión en los cables, errores de diseño, aumento de cargas y otros factores.

Dado que estas estructuras experimentan cambios en las tensiones internas a lo largo de su vida útil, es esencial realizar un seguimiento del estado tensional en el que se encuentran. En este trabajo, se exploran diversas técnicas para medir este parámetro en las estructuras de hormigón pretensado. Aunque las estructuras de nueva construcción suelen contar con sistemas de monitorización continua, como galgas extensométricas de hilo vibrante en el hormigón o sensores de fibra óptica en la armadura activa, la mayoría de las estructuras existentes carecen de estos dispositivos. Por lo tanto, se recurre a técnicas experimentales para determinar la fuerza de pretensado residual en la estructura mediante métodos indirectos, como la aplicación de carga (flexural crack) para obtener la tensión de compresión en la fibra inferior, el corte de la armadura activa (tendon cutting), el análisis de la respuesta de una fuerza a una longitud expuesta de la armadura de pretensado (exposed tendon), la liberación de tensiones a través de un agujero perforado en el hormigón (hole/core drilling) y la realización de entallas mediante corte con sierra en la fibra inferior (saw-cut).

Después de un exhaustivo estudio bibliográfico sobre estas técnicas, se determina que la técnica "saw-cut" es una opción viable y prometedora para evaluar vigas de hormigón pretensado en condiciones experimentales. En este trabajo, se presenta una metodología de ensayo aplicada a una viga fabricada en el laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), con la finalidad de establecer una metodología de ensayo para futuras investigaciones, así como un procedimiento para obtener resultados y compararlos con la fuerza de pretensado real medida.

## Abstract:

Since the 1960s, prestressed concrete structures have become commonplace in bridge construction across Europe due to their ability to span long distances. However, many of these structures are reaching the end of their service life, necessitating an assessment of their current state in terms of stresses. A critical aspect in these structures is the prestressing force and its potential variability due to delayed phenomena in concrete, such as shrinkage, time-dependent deformation, and steel relaxation. Recent incidents in European Union countries have demonstrated that large-scale prestressed concrete bridges have faced various challenges, including cable corrosion, design errors, increased loads, and other factors.

As these structures undergo changes in internal stresses throughout their service life, it is essential to monitor their stress condition. This study explores various techniques for measuring this parameter in prestressed concrete structures. While newly constructed structures typically incorporate continuous monitoring systems, such as vibrating wire strain gauges embedded in the concrete or fiber optic sensors in the active reinforcement, the majority of existing structures lack such devices. Therefore, experimental techniques are employed to determine the residual prestressing force in the structure using indirect methods, including flexural crack testing to obtain the compressive stress in the bottom fiber, tendon cutting, analysis of the response of an exposed length of prestressing reinforcement, tension release through drilled holes in the concrete, and creating notches by saw-cutting the bottom fiber.

Following an extensive literature review of these techniques, it is determined that the "saw-cut" technique is a viable and promising option for evaluating prestressed concrete beams under experimental conditions. In this study, a testing methodology is presented for a beam manufactured in the laboratory of the Institute of Concrete Science and Technology (ICITECH), with the aim of establishing a testing methodology for future research campaigns, along with a procedure for obtaining and comparing the measured prestressing force with the actual prestressing force.

## Resum:

Des dels anys 1960, les estructures de formigó pretensat s'han convertit en comunes en la construcció de ponts a Europa a causa de la seua capacitat per abraçar grans distàncies. No obstant això, moltes d'aquestes estructures s'estan acostant al final de la seua vida útil, la qual cosa requereix una avaluació del seu estat actual en termes de tensions. Un aspecte crític en aquestes estructures és la força de pretensat i la seua possible variabilitat a causa de fenòmens diferits en el formigó, com la contracció, la deformació amb el temps i la relaxació de l'acer. Incidents recents en països de la Unió Europea han demostrat que grans ponts de formigó pretensat han enfrontat diversos reptes, com la corrosió en els cables, errors de disseny, increments de càrregues i altres factors.

Donat que aquestes estructures experimenten canvis en les tensions internes al llarg de la seua vida útil, és essencial realitzar un seguiment de l'estat tensional en què es troben. En aquest treball, s'expliquen diverses tècniques per a mesurar aquest paràmetre en les estructures de formigó pretensat. Tot i que les estructures de nova construcció solen comptar amb sistemes de monitorització contínua, com galges extensomètriques de fil vibrat en el formigó o sensors de fibra òptica en l'armadura activa, la majoria de les estructures existents manquen d'aquests dispositius. Per tant, es recorre a tècniques experimentals per a determinar la força de pretensat residual en l'estructura mitjançant mètodes indirectes, com l'aplicació de càrrega (flexural crack) per a obtenir la tensió de compressió en la fibra inferior, el tall de l'armadura activa (tendon cutting), l'anàlisi de la resposta d'una força a una longitud exposada de l'armadura de pretensat (exposed tendon), la lliberació de tensions a través d'un forat perforat en el formigó (hole/core drilling) i la realització de talls amb serra en la fibra inferior (saw-cut).

Després d'un exhaustiu estudi bibliogràfic sobre aquestes tècniques, es determina que la tècnica "saw-cut" és una opció viable i prometedora per a avaluar bigues de formigó pretensat en condicions experimentals. En aquest treball, es presenta una metodologia d'assaig aplicada a una biga fabricada en el laboratori de l'Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó (ICITECH), amb la finalitat d'establir una metodologia d'assaig per a futures investigacions, així com un procediment per a obtindre resultats i comparar-los amb la força de pretensat real mesurada.

## Índice

1.	Objeto del estudio.....	14
2.	Introducción.....	14
2.1.	Evolución de los puentes.....	15
a)	Época Romana.....	15
b)	Primera revolución industrial.....	16
c)	Hormigón armado.....	19
d)	Hormigón pretensado.....	20
3.	Antecedentes.....	21
3.1.	Hormigón y acero de pretensado como material.....	21
3.2.	Hormigón pretensado.....	22
3.3.	Colapsos en puentes de hormigón pretensado.....	24
a)	Puente de Morandi.....	24
b)	Viaducto de Castro.....	25
3.4.	Actualidad de los puentes de hormigón pretensado.....	26
4.	Estado del Arte.....	29
4.1.	Métodos de determinación del pretensado residual.....	29
4.2.	Método de la técnica <i>saw-cut</i> .....	38
5.	Prototipos previos.....	65
5.1.	Viga 1.....	66
5.2.	Viga 2a.....	69
5.3.	Viga 2b.....	71
5.4.	Conclusiones.....	72
6.	Características de la viga de ensayo.....	73
6.1.	Geometría.....	73
6.2.	Materiales empleados para la dosificación.....	74
6.3.	Encofrado.....	77
6.4.	Hormigonado de la viga.....	77



6.5.	Propiedades mecánicas.....	86
7.	Ensayo <i>saw-cut</i> en la viga .....	88
7.1.	Equipos necesarios para el ensayo .....	88
a)	Dispositivo de tesado .....	88
b)	Dispositivo de medición de la carga .....	89
c)	Dispositivo de medición de los desplazamientos.....	91
d)	Dispositivo de corte y centrador.....	93
7.2.	Instrumentación utilizada en el ensayo .....	94
7.3.	Parámetros considerados en el ensayo .....	95
a)	Número de zonas de corte y puntos de referencia.....	95
b)	Parámetros de corte .....	95
7.4.	Secuencia de ensayo.....	96
8.	Resultados Experimentales.....	100
8.1.	Resultados de RP1-C en la cara superior .....	100
8.2.	Resultados de C-RP2 en la cara superior .....	104
8.3.	Resultados de las deformaciones en la cara lateral .....	107
8.4.	Defromaciones obtenidos en RP1-C y C-RP2 .....	110
8.5.	Obtención del módulo elástico por método inverso.....	112
8.6.	Obtención de la fuerza de pretensado .....	113
a)	Módulo de ensayo de caracterización .....	114
b)	Módulo inferior en un 5% al obtenido en el ensayo de caracterización. ...	116
c)	Módulo inferior en un 5% al obtenido en el ensayo de caracterización. ...	117
9.	Protocolo de fabricación y ensayo.....	119
10.	Conclusiones.....	127
11.	Futuras líneas de investigación.....	129
11.1.	Tipo I .....	129
11.2.	Tipo II.....	130
11.3.	Tipo III.....	131

11.4. Tipo IV .....	132
11.5. Losas.....	132
12. Referencias .....	133

### Índice de figuras

Figura. 1. Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: <a href="http://www.spain.info">www.spain.info</a> ) .....	15
Figura. 2. Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: <a href="http://www.flickr.com">www.flickr.com</a> ) .....	17
Figura. 3. Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: <a href="http://www.epdlp.com">www.epdlp.com</a> ) .....	17
Figura. 4. Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EE. UU.. (Fuente: <a href="http://www.xataka.com">www.xataka.com</a> )	18
Figura. 5. Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: <a href="http://www.megaconstrucciones.net">www.megaconstrucciones.net</a> ). .....	19
Figura. 6. Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: <a href="http://www.victoryepes.blogs.upv.es">www.victoryepes.blogs.upv.es</a> ) .....	20
Figura. 7. Diagrama de tensiones en el hormigón pretensado (Fuente: ) .....	22
Figura. 8. Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroídos. (Fuente: ATP)..	25
Figura. 9. Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbe, Vega de Valcarce, España. (Fuente: <a href="http://www.elpais.com">www.elpais.com</a> ) .....	26
Figura. 10. Medidor de cuerda vibrante embebido (parte izquierda) y medidor de cuerda vibrante en superficie (parte derecha). (Fuentes: <a href="http://www.yjackpiletest.com/yjacktechnologyservices.html">www.yjackpiletest.com/yjacktechnologyservices.html</a> y <a href="http://www.geo-instruments.com/technology/strain-gauges-for-steel-concrete/">www.geo-instruments.com/technology/strain-gauges-for-steel-concrete/</a> ) .....	30
Figura. 11. Método indirecto destructivo, crack moment. (Fuente: Elaboración propia) .....	31
Figura. 12. Método indirecto destructivo, crack re-opening. (Fuente: Elaboración propia).....	32
Figura. 13. Método indirecto destructivo, tendon cutting. (Fuente: Elaboración propia) .....	33
Figura. 14. Método indirecto no destructivo, strand tendon. (Fuente: Elaboración propia) .....	33
Figura. 15. Método indirecto no destructivo, hole/core drilling. (Fuente: Elaboración propia).....	34
Figura. 16. Método indirecto no destructivo, saw-cut. (Fuente: Elaboración propia)....	35
Figura. 17. Diagrama de la metodología a seguir para elegir el método adecuado. (Fuente: Mateu-Sánchez, J et al 2023 .....	36
Figura. 18. Esquema del ensayo preliminar para de la técnica del saw-cut en hormigón pretensado por Doneux (Fuente: Doneux 1977).....	39
Figura. 19. Perfil de tensiones obtenidos tras la aplicación de la técnica del saw-cut. (Fuente: Doneux 1997) .....	39
Figura. 20. Comparación de profundidad de corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008).....	42
Figura. 21. Comparación longitud de corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008)	42
Figura. 22. Comparación distancia entre cortes corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008).....	43
Figura. 23. Comparación de ancho de muesca vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008) .....	44
Figura. 24. Contruccion por etapas de análisis numérico de Mohorovic. Lado izquierdo inicial, lado derecha tras cortes. (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2021).....	46

Figura. 25. Estado tensional previo a la realización de los corte (parte superior) y estado tensional tras la realización de los corte (parte inferior). (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2021) .....	46
Figura. 26. Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021) .....	47
Figura. 27. Plano de las secciones transversales del elemento (a) zona final, (b) zona central, (c) disposición de los tendones. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021) .....	47
Figura. 28. Parámetros seleccionados para el ensayo Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021) .....	48
Figura. 29. Zonas de aplicación de la técnica del saw-cut. Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021) .....	48
Figura. 30. Tensiones en MPa antes y después de la aplicación de la técnica del saw-cut Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021) .....	49
Figura. 31. Esquema de armado activo y pasivo del elemento. Cotas en mm. (Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	50
Figura. 32. Propiedades de los materiales utilizados para el modelo. (Fuente: Kralovanec et al., 2021) .....	50
Figura. 33. Resultados obtenidos para una carga de 61,70 kN (figura superior) y para una carga de 145 kN (figura inferior). (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	51
Figura. 34. Distribución de las tensiones a medida que se aumenta en profundidad los cortes. (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	52
Figura. 35. Tensiones para cada uno de los estados y profundidades. (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	52
Figura. 36. Espécimen ensayado. (Fuente: Kralovanec et al., 2021) .....	53
Figura. 37. Esquema geométrico del espécimen ensayado. (Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	53
Figura. 38. Aplicación de la técnica del saw-cut al espécimen. (Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	54
Figura. 39. Posición de los cortes y dimensiones entre entallas. (Fuente: Kralovanec et al., 2021) .....	54
Figura. 40. Puntos de cálculo de tensiones. (Fuente: Kralovanec et al., 2021).....	55
Figura. 41. Esquema de definición de los parámetros del saw-cut. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	56
Figura. 42. Parámetro de los materiales empleados para el modelo. (Fuente: Kralovanec et al., 2022) .....	56
Figura. 43. Modelo de elementos finitos. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	57
Figura. 44. Distintos mallados empleados en el análisis de elementos finitos. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	58
Figura. 45. Resultados obtenidos en función del estado tensional en el elemento. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	58
Figura. 46. Relación entre la variación de tensión y la profundidad de corte. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	58
Figura. 47. Relación de variación de tensiones y la distancia entre cortes. (Fuente: Kralovanec et al., 2022).....	59
Figura. 48. Esquema de tensiones en las proximidades de los cortes. (Fuente: Kralovanec et al., 2022) .....	60
Figura. 49. Método de crack-opening en ejecución. (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2022).....	61

Figura. 50. Vista lateral de un bloque aislado que identifica los parámetros involucrados en la prueba. (W) Ancho de muesca, (S) distancia entre muescas, (D) profundidad de muesca. (Fuente: Elaboración Propia) .....	63
Figura. 51. Vista inferior del bloque aislado identificando los parámetros que intervienen en el ensayo. (W) Ancho de muesca, (S) distancia entre muescas, (L) longitud de muesca. (Fuente: Elaboración Propia) .....	63
Figura. 52. Configuración de los moldes (izquierda) y proceso de colado (derecha). (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	66
Figura. 53. Utilización de un gato hidráulico hueco con anclaje mecánico ajustable (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	67
Figura. 54. Diseño de la instrumentación de la Viga 1 (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	67
Figura. 55. Realización de un corte con sierra en la Viga 1 (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	68
Figura. 56. Aplicación de un gato de un solo cable para alambre de 13 mm de diámetro (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	69
Figura. 57. Distribución de la instrumentación para la Viga 2a (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	69
Figura. 58. Realización de un corte con sierra en la Viga 2a (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	70
Figura. 59. Posicionamiento e instrumentación de un par de cortes, antes del corte (izquierda) y después del corte (derecha) (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	70
Figura. 60. Gato de cable único para un diámetro de cable de 15,2 mm. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	71
Figura. 61. Realización de un corte con sierra en la Viga 2b (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	72
Figura. 62. Vista de la sección transversal del espécimen. (Fuente: Elaboración Propia) .....	73
Figura. 63. Vista en planta (parte superior) y alzado (parte inferior) del espécimen a ensayar. (Fuente: Elaboración Propia).....	74
Figura. 64. Áridos empleados en la dosificación del hormigón. (Fuente: Elaboración Propia).....	75
Figura. 65. Áridos empleados en la dosificación del hormigón. (Fuente: Elaboración Propia).....	76
Figura. 66. Aditivo superplastificante de tercera generación Sika Viscocrete 5970. (Fuente: Elaboración Propia) .....	77
Figura. 67. Báscula de pesaje del material (Parte izquierda) y material pesado preparado para el vertido (Parte derecha) (Fuente: Elaboración propia).....	79
Figura. 68. Laboratorio de química ubicado en el ICITECH. (Fuente: Elaboración Propia) .....	79
Figura. 69. Peso húmedo (Parte izquierda) y peso seco (Parte derecha) de la muestra de arena seleccionada. (Fuente: Elaboración propia). .....	80
Figura. 70. Zona de amasado y amasadora utilizada para el amasado. (Fuente: Elaboración propia).....	81
Figura. 71. Balde de hormigón. (Fuente: Elaboración propia).....	82
Figura. 72. Proceso de vertido y colocación del hormigón. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER) .....	83
Figura. 73. Proceso de llenado y compactación de las probetas cilíndricas. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER). .....	83

Figura. 74. Proceso de compactación de las probetas de flexotracción. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	84
Figura. 75. Valor de consistencia obtenida en el cono de Abrams. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	84
Figura. 76. Ensayo de permeabilidad y aire ocluido del hormigón. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	85
Figura. 77. Zona de acopio de las vigas realizadas. (Fuente: Elaboración propia)	86
Figura. 78. Máquina Ibertest utilizada para caracterizar el hormigón. (Fuente: Elaboración propia).	87
Figura. 79. Gato hidráulico tipo mono-strand. (Fuente: Elaboración propia)	89
Figura. 80. Célula de carga (parte izquierda) y amplificador (parte derecha). (Fuente: Elaboración propia)	90
Figura. 81. DEMEC con base de medida 100 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)	92
Figura. 82. DEMEC con base de medida 400 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)	92
Figura. 83. Amoladora junto con la campana. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	93
Figura. 84. Dispositivo de guiado de corte. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	93
Figura. 85. Esquema de instrumentación general de la viga de ensayo. (Fuente: Elaboración propia)	94
Figura. 86. Vista de la instrumentación en planta y alzado (parte izquierda) y vista en 3D (parte derecha). (Fuente: Elaboración propia).	94
Figura. 87. Estado de la viga tras acuñar la viga, vista del anclaje pasivo. (Fuente: Elaboración propia)	96
Figura. 88. Estado de la viga tras acuñar la viga, vista del anclaje activo. (Fuente: Elaboración propia)	97
Figura. 89. Toma de mediciones de las deformaciones. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)	97
Figura. 90. Secuencia de Corte. (Fuente: Elaboración propia).	98
Figura. 91. Toma de mediciones de las deformaciones tras corte. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)	98
Figura. 92. Viga tras la finalización de la secuencia de cortes. (Fuente: Elaboración propia).	99
Figura. 93. Viga tras la finalización de la secuencia de cortes. (Fuente: Elaboración propia).	99
Figura. 94. Vista superior de la viga en C (izquierda) y en punto de referencia RP2 (derecha). (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	100
Figura. 95. Vista lateral de la viga en C (izquierda) y en punto de referencia RP2 (derecha). (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).	100

**Índice de tablas**

Tabla. 1. Recopilación de los ensayos realizados por métodos indirectos. (Fuente: Elaboración Propia) .....	37
Tabla. 2. Parámetros considerados en el estudio de Kukay. (Fuente: Kukay 2008) .....	41
Tabla. 3. Dosificación por metro cúbico de hormigón (Fuente: Elaboración Propia)....	74
Tabla. 4. Propiedades de los materiales suministrados. (Fuente: documentación facilitada por el proyecto PREPER) .....	75
Tabla. 5. Peso de los materiales a verter en la hormigonera para 380 litros. (Fuente: Elaboración Propia). .....	78
Tabla. 6. Mediciones de las deformaciones en microstrains en RP1-C. (Fuente: Elaboración propia) .....	110
Tabla. 7. Mediciones de las deformaciones en microstrains en C-RP2. (Fuente: Elaboración propia) .....	111
Tabla. 8. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 Ec real. (Fuente: Elaboración Propia) .....	114
Tabla. 9. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para Ec real. (Fuente: Elaboración Propia) .....	114
Tabla. 10. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para Ec real. (Fuente: Elaboración Propia).....	115
Tabla. 11. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 para $0,95*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia) .....	116
Tabla. 12. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para $0,95*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia) .....	116
Tabla. 13. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para $0,95*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia).....	117
Tabla. 14. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 para $1,05*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia) .....	118
Tabla. 15. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para $1,05*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia) .....	118
Tabla. 16. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para $1,05*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia).....	118
Tabla. 17. Identificación de cada uno de los tipos de vigas previstas para una futura campaña experimental. (Fuente: Elaboración Propia).....	129
Tabla. 18. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo I. (Fuente: Elaboración Propia).....	130
Tabla. 19. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo II. (Fuente: Elaboración Propia).....	131
Tabla. 20. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo III. (Fuente: Elaboración Propia).....	132

**Índice de gráficos.**

Gráfico. 1. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 101

Gráfico. 2. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 101

Gráfico. 3. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 101

Gráfico. 4. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 102

Gráfico. 5. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 102

Gráfico. 6. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 102

Gráfico. 7. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 103

Gráfico. 8. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para todas las profundidades de corte. (Fuente: Elaboración propia) ..... 103

Gráfico. 9. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 104

Gráfico. 10. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 104

Gráfico. 11. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 104

Gráfico. 12. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 105

Gráfico. 13. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 105

Gráfico. 14. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 105

Gráfico. 15. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 106

Gráfico. 16. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para todas las profundidades de corte. (Fuente: Elaboración propia)..... 106

Gráfico. 17. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 107

Gráfico. 18. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 107

Gráfico. 19. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 108

Gráfico. 20. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 108

Gráfico. 21. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 108

Gráfico. 22. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 109

Gráfico. 23. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)..... 109

Gráfico. 24. Comparación de deformaciones en función de la base de medida en RP1-C. (Fuente: Elaboración propia). ..... 111

Gráfico. 25. Comparación de deformaciones en función de la base de medida en C-RP2.  
(Fuente: Elaboración propia). ..... 112



## 1. Objeto del estudio

El trabajo “Análisis del pretensado residual en vigas mediante el método experimental *saw-cut*”, tiene como objetivo la realización del Trabajo Final de Máster en la titulación del Máster de Ingeniería del Hormigón (MUIH) del departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universitat Politècnica de València.

En el presente trabajo se pretende analizar el estado del pretensado residual a partir de la técnica de medición indirecta denominada *saw-cut* para un espécimen realizado en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH). Debido a la avanzada edad en la que se encuentran en la actualidad las distintas obras de paso realizadas a partir de hormigón pretensado pertenecientes a la red de carreteras y ferroviaria en Europa y Estados Unidos, surge la necesidad de investigar y avanzar acerca de técnicas de medición indirecta del pretensado. La finalidad del trabajo consiste en poder avanzar y protocolarizar la metodología de ensayo para elementos de hormigón postesados a partir del método de ensayo *saw-cut*.

## 2. Introducción

Los puentes son estructuras necesarias, que han servido a lo largo de la humanidad para poder salvar obstáculos y permitir conexiones entre puntos que anteriormente suponían un gran esfuerzo y grandes longitudes a recorrer para poder salvar estos obstáculos, como bien puede ser: los ríos, valles o cualquier accidente geográfico.

El diseño y proyección siempre ha recaído sobre la ingeniería estructural, y está siempre ha estado en continua evolución, desde los inicios de la humanidad siempre se ha buscado innovación, mediante nuevas tipologías, nuevos materiales, formas de cálculos... Lo cual ha dado resultado a la gran variedad que se tiene hoy en día de estructuras capaces de alcanzar grandes luces y poder salvar obstáculos que anteriormente se necesitaba de gran esfuerzo y tiempo para poder alcanzar dos puntos que en realidad se encontraban a una distancia muy próxima entre ellos.

## 2.1. Evolución de los puentes

Como bien es sabido en la actualidad existen grandes obras de paso que datan de épocas pasadas, desde incluso antes de la época romana hasta la actualidad, dando lugar no solo a la mejor conexión entre ciudades, sino, que han podido desarrollarse y mejorar tanto la calidad de vida, social y económica de las regiones (Mishra, 2010).

### a) Época Romana

La época romana supone el inicio de la era de la construcción de puentes a gran escala, ya utilizada por los romanos para poder conectar las ciudades entre sí que en la actualidad pueden observarse y forman parte del patrimonio histórico de las ciudades.

Este pueblo con gran influencia en la historia es considerado los propulsores de la ingeniería estructural de puentes, puesto que fueron los primeros en utilizar un material cementante realizado a partir de cenizas volantes.

La tipología de sus puentes se caracterizaba principalmente por ser arcos semicirculares, aunque esto no ha sido exactamente de esta manera, variando estas formas para poder conseguir más altura y permitir que en épocas de crecidas de los ríos esto no supusiera un problema importante.

En la actualidad existen puentes que cuentan con casi 2000 años y que incluso hoy en día se utilizan de manera funcional, por lo que se puede decir que en la época romana fue el inicio de la ingeniería estructural (Taylor, 1993).



Figura. 1. Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: [www.spain.info](http://www.spain.info))

En la figura 1 se puede apreciar el puente Romano de Orense, es el claro ejemplo de la evolución de los puentes romanos, los cuales inicialmente se trataban de arcos circulares y de cómo poco a poco fueron variando para poder obtener paso de agua mayor por debajo del tablero del puente y poder conseguir que las crecidas de los ríos no afectasen de manera negativa a la estructura o dejara de hacerla funcional. A partir de aquí la producción de puentes se quedó estancada en su evolución y no fue hasta la primera revolución industrial cuando se intensificó y dio lugar a las tipologías y materiales que se siguen utilizando en la actualidad.

#### b) Primera revolución industrial

En la segunda mitad del siglo XVIII debido a las necesidades de la población y a la aparición de la industria y la necesidad de avance económico que suponía una transformación en la sociedad, dando lugar a nuevas necesidades sociales y de transporte con la aparición del ferrocarril y la consecución de grandes hornos que permitían obtener materiales obtenidos a partir del carbón.

Aparecen los metales que se nombran a continuación, suponiendo un nuevo material, que tenía grandes resistencias en comparación con los materiales que se tenían hasta el momento.

Hierro fundido o hierro colado: es un material con un alto contenido en carbono, en torno al 2,1-4%, con un contenido en sílice del 1-3%, lo que lo convierte en un material duro, frágil, no maleable y no soldable, por lo que las uniones debían ser mediante bulones. En cuanto al punto de fusión presenta un bajo punto de fusión, y su elaboración es mediante el fundido y vertido en un molde.

Hierro forjado o hierro dulce: material con un contenido en carbono del 0.05-0.25%, muy bajo contenido en carbono, lo que proporciona que sus características son las de un material relativamente blande y maleable, poco tenar y que puede soldarse mediante forja. Con respecto al hierro fundido presenta un mayor punto de fusión y es obtenido mediante forja.

Acero: material que en la actualidad todavía se utiliza para la construcción de estructuras, su contenido en carbono se sitúa entre un 0.03-2.14% y con esto se consigue un material dúctil y con una alta resistencia a la tracción.

Esto dio lugar a la ejecución masiva de puentes de este tipo de material, el primero de ellos se puede observar en la Figura 2 y se trata del puente denominado “Iron Bridge” diseñado por Abraham Darby III en el año 1779 para el paso del ferrocarril, estaba realizado mediante hierro fundido y disponía una tipología tipo arco, imitada y basada en la realizada por los romanos.



Figura. 2. Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: [www.flickr.com](http://www.flickr.com))

Otro de los grandes hitos de la construcción de esta tipología de puentes es el viaducto de Garabit, como se puede observar en la Figura 3, ubicado en Loubaresse y fue construido en el año 1884 también para el paso de los ferrocarriles realizado por la compañía de Gustave Eiffel en el año 1886. Se trata de un puente de tipo arco construido con hierro forjado con un total de 565 metros y 7 vanos con una altura máxima de 122 metros (Newcomb, 2018)



Figura. 3. Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: [www.epdlp.com](http://www.epdlp.com))

Tras estos puentes realizados con hierro, se dio lugar a una nueva tendencia con la aparición de un material que parecía el mejor material de construcción para la elaboración de los puentes, ya que se trataba de un material homogéneo y con grandes características mecánicas, el acero.

En la zona de América del Norte fue tal su utilización que se utilizó para una cantidad muy elevada de puentes, la tendencia que presentaba este material parecía no tener ningún competidor, se trataba de un material resistente, que se podía soldar y que trabaja bien tanto a compresión como a tracción, por lo que empezaron a realizarse puentes esbeltos dando lugar a la aparición de los puentes colgantes.

Esta tipología de puente permite salvar luces muy grandes y se utilizaron durante todo el siglo XX para salvar grandes obstáculos. Pero en el año 1940 sucedió un evento que cambiaría la tendencia en la utilización de este tipo de puentes. El puente de Tacoma Narrows construido en el año 1940 por el ingeniero Leon Moisseif, el cual tenía una tipología tipo puente colgante y era de acero tal y como puede observarse en la Figura 4. Empezó a tambalearse incluso antes de su inauguración (Holstine and Hobbs, 2005).



Figura. 4. Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EE. UU. (Fuente: [www.xataka.com](http://www.xataka.com))

El puente únicamente pudo aguantar unos días y acabó colapsando, poniendo en aviso a la sociedad de dotar de rigidez a la estructura para poder evitar que los fenómenos de resonancia afectaran gravemente a la estructura y pudieran ocasionar graves desperfectos e incluso provocar la pérdida de vidas humanas.

## c) Hormigón armado

Paralelamente a la construcción de puentes de Acero, la tendencia en Europa era algo distinta, la tendencia en esta parte del mundo era la construcción de puentes con un material totalmente distinto, se trataba de un material heterogéneo, que podía adaptarse a casi cualquier superficie y que resistía elevadas compresiones y mediante la introducción de barras de acero era capaz de soportar pequeñas tracciones.

El uso del hormigón armado se expandió de una manera muy rápida y su evolución en estructuras, ligada al avance en los diseños y tipología para aumentar las luces de los puentes resultados muy importantes en la historia del hormigón, y aparentemente no era tan sensible a los efectos atmosféricos.



Figura. 5. Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: [www.megaconstrucciones.net](http://www.megaconstrucciones.net)).

En la Figura 5 se representa uno de los puentes de hormigón armado más grandes que existe en la actualidad, su construcción data del año 1942 ejecutado mediante el método de autocimbra por Eduardo Torroja, aunque el proyecto del puente se le atribuye a la persona que da nombre a este puente Martín Gil (Castellón Ortega *et al.*, 1942).

El principal problema del hormigón armado radicaba en la necesidad de utilizar formas de este tipo para poder seguir el camino de las cargas de compresión y así evitar que las tracciones aparecieran en el hormigón, por lo que esta tipología de puentes solo era viable en valles y cerradas que pudieran proporcionar grandes luces y que tuvieran una altura lo suficientemente alta para poder ejecutarlos (Aguiló, 2007).

d) Hormigón pretensado

En el año 1886 fue una fecha clave para los inicios del pretensado de hoy en día, cuando el experimento realizado por P.H. Jackson y las ideas de Freyssinet supusieron un primer acercamiento al pretensado de hoy en día, pero al no disponer de aceros de alta resistencia, no surgieron efecto.

En el año 1920 fue cuando el mismo Freyssinet el encargado de poner en práctica esta metodología nueva hasta la fecha. El concepto clave en este material cambió totalmente la perspectiva de la utilización del acero dentro del hormigón, que hasta ese momento únicamente interactuaba con el hormigón cuando aparecía la fisura, el cable de acero paso a ser un elemento activo dentro del hormigón a partir de la transmisión de cargas.

Este nuevo concepto de material no presenta únicamente la facilidad de conseguir luces mayores, si no que a modo constructivos permite solidarizar partes construidas independientemente lo que constituye un principio básico en la construcción como es la reflexión de “hacer grande lo pequeño”.

Tal fue su auge en Europa que dio lugar a la industria de la prefabricación, ya que era posible fabricar elementos por separado y poder unirlos mediante el pretensado y solidarizarlos. Durante la época de los años 60 se empezó a construir una cantidad muy elevada de puentes a partir de vigas pretensadas y se introdujo como un material que componía la mayor parte de los puentes en Europa. En la Figura 6 se muestra el primer puente de hormigón pretensado que se realizó “in situ”.



Figura. 6. Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: [www.victorypes.blogs.upv.es](http://www.victorypes.blogs.upv.es))

### 3. Antecedentes

#### 3.1. Hormigón y acero de pretensado como material

Durante gran parte de la historia del hormigón como material de construcción se ha pensado que al tratarse de un material pétreo la variabilidad y la afección por fenómenos externos a lo largo de su vida útil era realmente baja. En la época en la que se diseñaron los primeros códigos de diseño de estructuras de hormigón la durabilidad no suponía un factor a tener en cuenta y tras el paso de los años y la aparición de desperfectos o incluso de colapso de estructuras debido a este factor que se ha podido comprobar como con el paso de los años puede resultar un problema importante en las estructuras.

Con el paso de los años, el hormigón al tratarse de un material heterogéneo presenta pérdidas debido a efectos diferidos que se dan debido a la evaporación del agua, dando lugar a la retracción y posteriormente debido a la deformación de fluencia bajo una carga constante como continuación se detalla:

- Fluencia: se define como la deformación adicional obtenido como consecuencia de aplicar una carga y mantenerla en el tiempo. Esto se traduce que a igualdad de carga aplicada las deformaciones aumentan, y por lo tanto se debe de tener en cuenta durante la vida útil de los puentes, ya que la gran cantidad de cargas a las que están sometidas son permanentes lo cual supone un importante factor para tener en cuenta.
- Retracción: es un fenómeno que se produce en el hormigón y es inevitable que esto suceda, este fenómeno tiene su origen en el agua empleada en el amasado del hormigón. Como se ha comentado anteriormente es necesario introducir agua para realizar la mezcla del hormigón, esto no forma parte de la estructura cristalina del hormigón endurecido e inevitablemente saldrá y se evaporará. Durante este proceso el hormigón pierde humedad y se produce una disminución del volumen, lo que provoca que el hormigón se retraiga.

El acero de alto límite elástico, es utilizado para poder introducir cargas elevadas en el hormigón con la finalidad de poder precomprimir la pieza y poder tener un margen suficiente en la estructura para poder contrarrestar las tracciones producidas por las cargas externas sobre la estructura. Al tratarse de un acero con un alto límite elástico y admitir deformaciones elevadas, se es posible introducir al hormigón compresiones consiguiendo



así que se puedan suplir con las tracciones que producen en la fibra inferior las cargas permanentes en la estructura.

En cuanto al cable de acero de pretensado en el hormigón también presenta pérdidas debido a la relajación. Este proceso se produce debido a que el cable al estar a tracción durante toda la vida útil de la estructura se produce un aumento de deformación bajo la misma carga aplicada, lo que se traduce en una disminución de la tensión en el acero.

Todo esto se puede encontrar más en profundidad en el Anejo II "Antecedentes y estado del arte", donde se comentan cada una de estas pérdidas reológica de los materiales y se definen su obtención a lo largo del tiempo.

### 3.2. Hormigón pretensado

El pretensado se define como "una técnica general que consiste en la creación de tensiones internas en una estructura para mejorar su comportamiento frente a las acciones externas". Cabe destacar que el pretensado no es únicamente una técnica utilizada para el hormigón puesto que durante mucho tiempo ha tenido campos de aplicación muy extensos.

El hormigón pretensado tardó mucho en desarrollarse debido a que en un principio no existía acero de alto límite elástico, lo cual no permitía introducir tensiones de compresión elevadas en el hormigón y por lo tanto no compensaba con las tracciones que generaban las cargas aplicadas. En la Figura 7 se muestra cómo se resuelve el estado tensional mediante el mecanismo del pretensado.

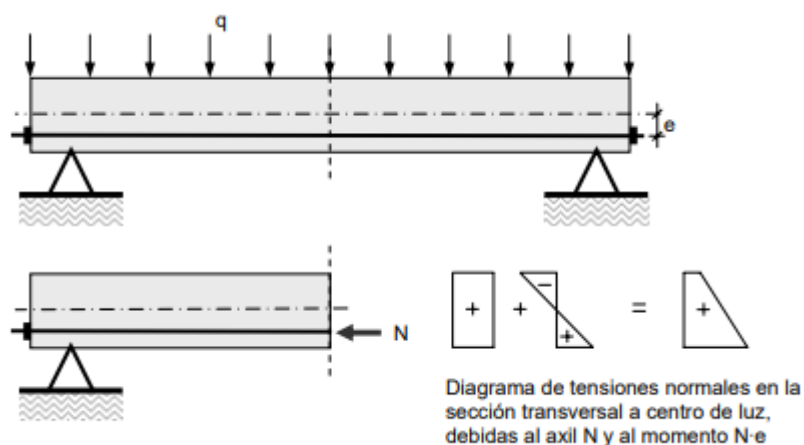


Figura. 7. Diagrama de tensiones en el hormigón pretensado (Fuente: )

El pretensado no favorece solamente el estado de compresión total en la pieza, si no que se consigue evitar que en los estados límite de servicio se produzcan fisuras en la sección más desfavorable, consiguiendo una mayor oposición a la entrada de factores medioambientales que puedan poner en riesgo la vida útil de la estructura (Hernández Montes and Gil Martín, 2007)

Existen diferentes tipos de pretensado según la situación de la armadura activa respecto a la pieza, el instante de la puesta en tensión de las armaduras respecto al hormigonado de la pieza, y las condiciones de adherencia de las armaduras activas:

Dependiendo de si el elemento tensor se encuentra en el interior o exterior de la pieza se denominará pretensado interior o exterior.

En el momento en el que se procede a realizar la puesta en tensión de las armaduras activas respecto al hormigonado de la pieza puede ser:

- Con armaduras pretesas: las armaduras se tensan antes de hormigonar la pieza.
- Con armadura postesas: las armaduras se tensan después del hormigón endurecido.

La armadura postesa concretamente es el caso que se va a tratar en este trabajo, es necesario que éstas no queden adheridas al hormigón antes de su puesta en tensión. Para ello se colocan unos conductos o vainas que, con el trazado conveniente, atraviesan la estructura. Una vez el hormigón ha alcanzado suficiente resistencia, las armaduras activas se enfilan dentro de sus vainas. En los extremos de la pieza se disponen unas placas de anclaje para la armadura activa, de forma que, mediante un gato hidráulico, se tracciona la armadura apoyándose en el hormigón. Cuando el esfuerzo es adecuado, se enclavan las cuñas del anclaje desde donde actuaba el gato y el cable queda traccionado, comprimiendo al hormigón, y por último se procede a la inyección de lechada para asegurar una correcta adherencia.

Esta técnica presenta innumerables ventajas con respecto a otro tipo de materiales como eliminar las tracciones en el hormigón y evitar fisuración bajo cargas de servicio, lo que resulta en una mayor impermeabilidad y protección de las armaduras. El pretensado también permite la generación de contraflechas de forma sencilla y proporciona

funcionalidad puesto que es capaz de eliminar las flechas provocadas por las cargas permanentes y permite soluciones estructurales inviables con el hormigón armado.

### **3.3. Colapsos en puentes de hormigón pretensado**

---

En la actualidad existen numerosos puentes en la red de carreteras y ferrocarriles en España que fueron construidos en los años 80 y que han estado en servicio durante mucho tiempo. Es importante realizar evaluaciones periódicas de estas estructuras para detectar posibles problemas y evitar daños mayores. En los últimos años, ha habido un aumento en el número de colapsos de puentes en todo el mundo, algunos debidos a eventos extraordinarios, pero muchos debido al paso del tiempo y a la falta de mantenimiento adecuado. Se describirán dos casos recientes de colapso de puentes, incluyendo el caso del Puente Morandi en Génova y el Viaducto de Castro en la A-6 en Galicia, que a continuación se explican.

#### a) Puente de Morandi

El puente de Morandi se trata de un puente cuya ubicación se encontraba ubicado en Génova, se construyó en el año 1967 y cuyo colapso sucedió en el año 2018, es decir a los 51 años, mientras que su vida útil estaba planificada para 100 años, durante este suceso perdieron la vida 43 personas y cuyos daños económicos fueron muy grandes para el país.

El puente contaba con una longitud de 1102 metros con un total de 11 vanos, cuya luz máxima era de 208 metros. El colapso se produjo en uno de los tres vanos principales, consistentes en los tramos atirantados del viaducto. Estos tramos se construyeron mediante un sistema equilibrado, en el que cada vano, de casi 210 metros de luz, vuela un total de 87 metros por ambos lados del eje de las pilas, sostenidas en sus extremos por un doble sistema de tirantes de acero pretensado, cuyo anclaje se sitúa en la cabeza de las pilas (*Italy Bridge: Dozens Feared Dead in Genoa as Motorway Collapses*, 2018).

Este sistema es un claro ejemplo de la primera generación de puentes atirantados, en el cual los puentes contaban con un único tirante por pila que actúa como un apoyo intermedio fijo.

El motivo principal del colapso del puente Morandi en Génova fue la pérdida de uno de los tirantes debido a la corrosión, lo que redujo la sección transversal del mismo y aumentó la tensión en el cable hasta que se produjo la rotura. Los materiales empleados

en la construcción del puente eran altamente sensibles a la corrosión debido a que contenían elementos de acero y se encontraba en un entorno propicio para ello, cerca del mar y expuesto a los factores atmosféricos.



Figura. 8. Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroídos. (Fuente: ATP)

Esto podría haberse detectado antes y haberse realizado labores de reparación mediante técnicas no destructivas sobre el tirante para poder haber realizado un seguimiento del pretensado residual.

#### b) Viaducto de Castro

El Viaducto de Castro se trata de un viaducto ubicado en el municipio leonés de Vega de Valcarce, ubicado a las puertas de la provincia de Lugo. Este colapso se produjo relativamente hace poco, concretamente el 7 de junio de 2022 se produjo el colapso de uno de los vanos del viaducto y solo 10 días después se produjo el desplome de un segundo vano. Por suerte no se tuvo que lamentar víctimas ya que el puente fue cerrado al tráfico en julio de 2021.

En cuanto a las características del puente es una longitud total de 585 metros con 13 vanos y la luz máxima entre vanos es de 45 metros. El primer colapso del puente se produjo en el primer vano, la tipología del puente es tipo viga biapoyada realizada mediante dovelas prefabricadas y posteriormente postesadas para unir las entre sí. El sistema constructivo se realizó mediante montaje vano a vano con cimbra autolanzable (Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana, 2022).



*Figura. 9. Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbe, Vega de Valcarce, España. (Fuente: [www.elpais.com](http://www.elpais.com))*

Es importante tener en cuenta que aún no se ha llegado a una conclusión definitiva sobre la causa del colapso del Viaducto de Castro. Si bien es cierto que se ha hablado de la corrosión de las armaduras como factor determinante, también se han considerado otros posibles motivos como la capa impermeabilizadora del tablero que pudiera haber permitido la entrada de agua y favorecido la corrosión, o incluso fallos en el diseño o ejecución de la estructura. En cualquier caso, lo que sí se puede afirmar es que se trata de un suceso muy grave y que pone de manifiesto la importancia de llevar a cabo inspecciones y labores de mantenimiento adecuadas en las estructuras para garantizar su seguridad y prolongar su vida útil.

### **3.4. Actualidad de los puentes de hormigón pretensado**

Como se ha podido comprobar durante el trabajo el hormigón pretensado en construcción de puentes se ha extendido en gran medida debido a su resistencia y durabilidad. Sin embargo, se ha descubierto que este tipo de puentes también pueden sufrir problemas de corrosión que afectan su integridad, y que pueden relacionarse con las pérdidas de pretensado, ya que se trata de un elemento fundamental para asegurar la estabilidad en este tipo de puentes, todo esto y ligado a que gran parte de los puentes existentes en Europa y Estados Unidos realizados a partir de elementos estructurales de hormigón pretensado (EEHP) datan de la época de los años 50 y 60 y se están acercando al final de su vida útil, independientemente de la técnica de pretensado utilizada

(postesada o pretensado)(FIB, 2016). Esto hace reflexionar acerca de cómo se encuentran este tipo de elementos y como afecta al comportamiento global de la estructura. La mayoría de los EEHP que se encuentran en una edad de servicio próxima a alcanzar su vida útil se ejecutaron a partir de códigos y normativas ya derogados en los que no se tuvieron en cuenta los efectos diferidos del hormigón y del acero con la misma importancia que pueden darse dan en la actualidad. La falta de consideración en la magnitud de los efectos diferidos y consecuentemente en el estado tensional de la estructura, sumado a las diferentes estados de carga a los previstos en el proyecto, así como una degradación prematura de los EEHP, ocasionan un estado de incertidumbre tensional que debe de ser abordado de inmediato, pese a que estudios recientes (Mateu-Sánchez, 2023) afirman que las estructuras diseñadas a partir de códigos antiguos presentan estados tensionales aptos para normativas actuales, esto es debido principalmente a que no se tienen en cuenta posibles efectos debido a agentes externos como son la degradación prematura de los materiales, es por ello que conviene centrarse en el análisis a partir de métodos de actuación directos sobre este tipo de elementos, con la finalidad de poder estudiarlos de una manera más precisa y conocer de manera certera el estado de pretensado en la estructura.

En el caso del hormigón pretensado utilizando acero pretensado como refuerzo, y específicamente en los elementos de hormigón postensado, la fuerza de pretensado experimenta una disminución a lo largo del tiempo debido a factores que ocurren de forma instantánea y otros que dependen del tiempo. Los factores instantáneos incluyen las pérdidas de pretensado causadas por la fricción entre el acero y el hormigón, la contracción elástica del hormigón y la pérdida de ajuste en el dispositivo de anclaje. Por otro lado, los factores dependientes del tiempo abarcan la fluencia y retracción del hormigón, así como la relajación del acero de la armadura.

Como resultado, la particularidad de las estructuras de hormigón pretensado adquiere gran relevancia, ya que su comportamiento en términos de tracción y deformación depende no solo de las cargas externas, sino especialmente de la interacción entre el hormigón y el acero activo que genera el pretensado. Según el profesor Calavera, las pérdidas de pretensado a lo largo del tiempo representan un fenómeno complejo en el cual la armadura se encuentra anclada en un hormigón en estado fluido, sometida a una tensión que disminuye progresivamente (Calavera, 2008) Por su parte, el profesor Nawy sostiene

que resulta imposible determinar con precisión la magnitud de estas pérdidas, especialmente las dependientes del tiempo, debido a la multiplicidad de factores interrelacionados. Los diferentes códigos de práctica utilizan métodos empíricos para estimar dichas pérdidas, pero existen variaciones entre ellos (Nawy, 2005).

Por esta razón surge la necesidad de poder obtener el nivel de pretensado actuante en la estructura, para poder determinar y evaluar el estado de un EEHP, puesto que como bien es sabido la influencia del pretensado en este tipo de estructuras es primordial y necesariamente revisable para evitar que se produzca un envejecimiento prematuro, provocando un exceso de flechas y la aparición de fisuras inesperadas. El diseño de este tipo de elementos resulta realmente complejo ya que el proyectista debe determinar el pretensado y estimar la pérdida de pretensado para que la estructura cumpla con sus requisitos exigidos durante su vida útil, cosa que resulta realmente complicada cuando se trata de tener en cuenta los efectos diferidos, cuya influencia con el paso de los años se ha comprobado que puede ser muy significativa en la durabilidad de la estructura.

Tradicionalmente, la práctica de la inspección visual periódica domina los programas de mantenimiento en todo el mundo (Li *et al.*, 2016). Sin embargo, es cierto que estos monitores visuales son insuficientes para cubrir las necesidades actuales de mantenimiento y más en estructuras de hormigón pretensado en las que en muchas ocasiones el daño puede quedar oculto por el efecto de compresión que provoca el esfuerzo de pretensado (Kim *et al.*, 2012; Lynch, 2007). Debido a que en la actualidad se están dando casos de envejecimiento prematuro en EEHP surge la necesidad de buscar nuevas técnicas para poder obtener el esfuerzo de pretensado actuante en la estructura, con la finalidad de poder comprobar si a partir de técnicas de estimación indirecta de se es capaz de poder predecir a partir de desplazamientos la fuerza de pretensado que actúa.

Estudios recientes (Azizinamini *et al.*, 1996; Halsey *et al.*, 1996) realizados en elementos de hormigón pretensado existentes han informado dificultades en la determinación de las pérdidas de pretensado y la fuerza residual de pretensado. Muchos de estos elementos estructurales fueron construidos sin instrumentación adecuada, lo que dificulta la estimación directa de la fuerza de pretensado residual. En estos casos, se deben considerar factores adicionales y complejos, como el pretensado inicial, las propiedades de los materiales y su evolución, así como las pérdidas de pretensado a corto y largo plazo. Estas dificultades están asociadas con supuestos sobre las características del

sistema de pretensado, fenómenos dependientes del tiempo y posibles procesos de degradación. En algunas ocasiones, las incertidumbres relacionadas con el pretensado han llevado al colapso de puentes de hormigón pretensado.

En consecuencia, de acuerdo con el Plan Estratégico 2020-2023 de la Asociación Mundial de la Carretera (PIARC, 2020) , es necesario fomentar el uso del método científico y el estado del arte en la evaluación de las estructuras existentes. Esto es fundamental para abordar las incertidumbres asociadas con el pretensado y garantizar la seguridad y confiabilidad de las estructuras de hormigón pretensado en servicio.

Por ello, a continuación, se procede a explicar las principales técnicas de medición del pretensado residual que existen para este tipo de elementos.

## **4. Estado del Arte**

### **4.1. Métodos de determinación del pretensado residual**

Las técnicas que se pueden emplear para obtener el pretensado residual en EEHP se pueden dividir en dos grandes grupos, el primero de ellos los denominados métodos directos, que se trata de técnicas de monitoreo continuo a partir de la inclusión de sensores de medición durante la ejecución en los EEHP, estas técnicas con distintos tipos se pueden clasificar en función del ámbito de actuación.

Dentro de los métodos directos, se pueden clasificar en acciones en el tendón de pretensado, que se basan principalmente en dos formas de medición principales, las que miden tensiones en el tendón, como pueden ser las galgas extensiométricas o los sensores de fibra óptica y por otro lado mediante sensores que proporcionan la fuerza de pretensado como son los transductores de fuerza, sensores elastomagnéticos, ultrasonidos y más elementos.

Por otro lado se pueden diferenciar las técnicas de mediciones sobre el hormigón, en este caso se utilizan las mediciones de desplazamientos en el hormigón, que en función de la zona de mediciones se obtienen los esfuerzos-desplazamiento internos, mediante técnicas como son VWDG (Vibrating wire strain gauge) que se puede observar en la y VBSG (vibrating beam strain gauges) mostradas en la Figura 10, o bien mediante la medición en la superficie de los desplazamientos que se producen en el hormigón a través de dispositivos en contacto con la superficie como son: galgas extensiométricas, técnicas



de medición mecánica por puntos localizados, o bien a partir de técnicas sin contacto como pueden ser la fotogramétrica, interferiométrica laser, escanner o stripes.

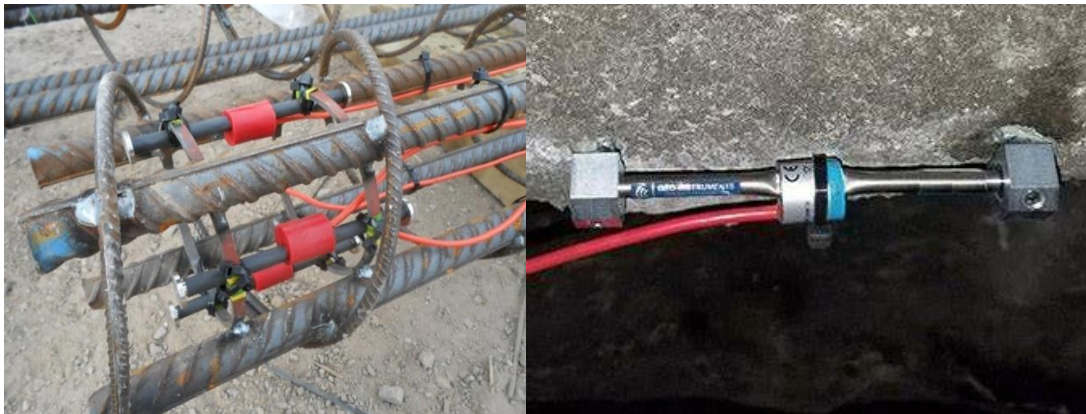


Figura. 10. Medidor de cuerda vibrante embebido (parte izquierda) y medidor de cuerda vibrante en superficie (parte derecha). (Fuentes: [www.yjackpiletest.com/yjacktechnologyservices.html](http://www.yjackpiletest.com/yjacktechnologyservices.html) y [www.geo-instruments.com/technology/strain-gauges-for-steel-concrete/](http://www.geo-instruments.com/technology/strain-gauges-for-steel-concrete/))

Todas las técnicas anteriores no producen afección sobre los EEHP, pero lamentablemente, estos sensores de monitorización continua se tratan de técnicas actuales y que en los EEPH que se encuentran cerca de alcanzar la vida útil y por lo tanto los que necesitan una mayor información acerca del estado tensional en el que se encuentran no disponen de estos aparatos de monitorización continua y por lo tanto se trata de técnicas no aplicables.

Existen una gran cantidad de método para poder obtener el estado tensional de la estructura en elementos ya antiguos y sin información sobre la evolución del pretensado conlleva a la necesidad de aplicar técnicas de medición indirecta, estas técnicas se han ido desarrollando a lo largo del tiempo al igual que se han ido realizando ensayos a escala real de este tipo técnicas.

Estos métodos indirectos se pueden clasificar en función de la afección a la estructura, en ellos se diferencian dos grandes grupos como son:

- **Destructivos.** Estos resultan ser los más estudiados y utilizados por la práctica, ya que en ellos se ha podido profundizar y avanzar en estructuras ya desmanteladas que no van a volverse a poner en servicio.
- **No destructivos.** Resultan ser métodos más específicos, con generación de daños a nivel estético reversibles, y que todavía llevan asociados una notable

incertidumbre, por lo que presentan una gran capacidad de mejora para evaluación de EEHP en servicio.

A continuación, se muestran los distintos métodos indirectos, tanto destructivos, como no destructivos en los que se pueden apreciar como es el esquema de ensayo de los distintos métodos:

Dentro del método tipo *loading test* existen dos variantes principales, las cuales se basan en distintos estados tensionales aplicados en la viga. El primero de ellos, puede observarse en la Figura 11, en él puede apreciarse como se dispone de un EEHP en un pórtico de flexión en el cual el objetivo principal es el de aplicar una carga que genere únicamente tensiones normales en el hormigón. Esta carga irá en aumento hasta que aparezca la primera fisura, con lo que se obtendrá en la cara inferior de la viga una tensión nula y por lo tanto es posible a partir de la ley de tensiones, la fuerza de flexión aplicada poder despejar la fuerza de pretensado actuante en la viga. Se trata de un método muy utilizado a lo largo del tiempo, en los que se han obtenido una gran variabilidad de resultados (Azizinamini *et al.*, 1996; Botte *et al.*, 2021; Halsey *et al.*, 1996; Naito *et al.*, 2008; Osborn *et al.*, 2012; Pape and Melcher, 2013; Pessiki *et al.*, 1996; Riessauw and Taerwe, 1980; Tabatabai *et al.*, 1993; Y. Labia *et al.*, 1997), el principal inconveniente que este método presenta es la necesidad de realizar ensayos en el laboratorio y de introducir a la viga un daño significativo puesto que se llega a la descompresión y por lo tanto aparecen fisuras que en caso de volver a ubicar el EEHP en servicio facilitarían la corrosión y posterior degradación del acero, por lo que no se trata de un método operativo para la inspección (Halsey *et al.*, 1996; Pessiki *et al.*, 1996; Shenoy and Frantz, 1991; Yuan *et al.*, 2014).

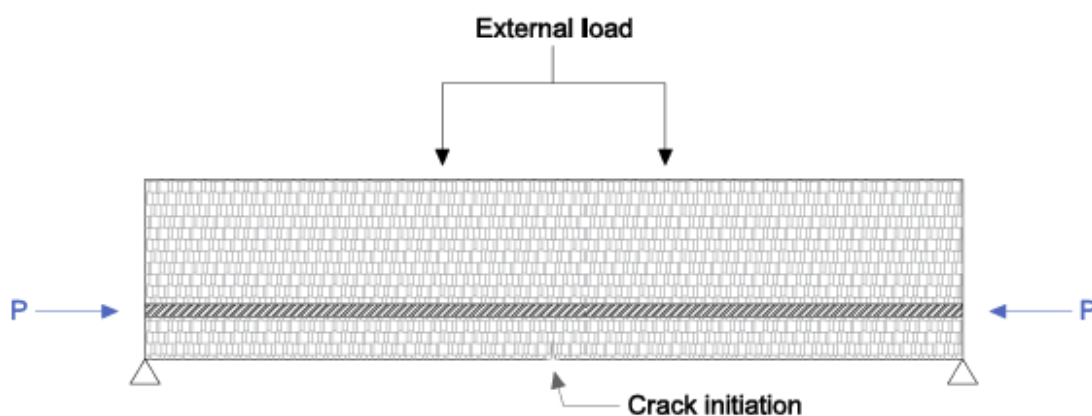


Figura. 11. Método indirecto destructivo, crack moment. (Fuente: Elaboración propia)

En la fig. 12 se muestra representado un método basado en la misma metodología que la técnica expuesta con anterioridad, en esta técnica la fuerza de aplicada provoca una abertura de fisura y a partir de sucesivos incrementos de carga se induce a que la fisura se abra y se analiza la capacidad de cierre de la fisura, de ahí su nombre crack-reopening, en la cual se parte de un estado inicial presfisurado. Durante mucho tiempo este método se ha empleado para analizar vigas que han sido retiradas de su función y a partir de aquí se han ensayado para comprobar realmente el estado en el que se encontraba y poder observar así el pretensado residual en el EEHP.

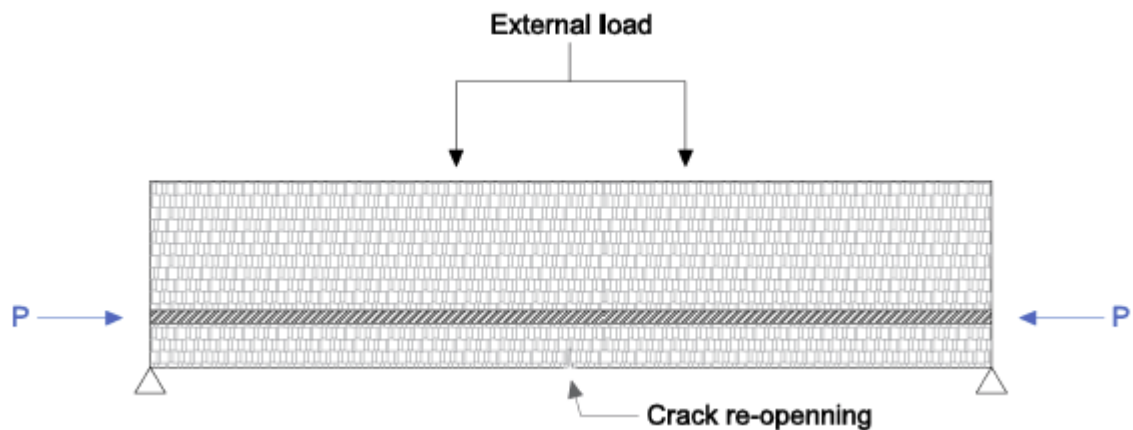


Figura. 12. Método indirecto destructivo, crack re-opening. (Fuente: Elaboración propia)

En cuanto al método aplicado con acción directa al cable de pretensado encontramos dos, el primero de ellos se trata del método strand cutting por el cual se procede a realizar un corte completo en el tendón de pretensado con la finalidad de poder observar la deformación liberada tras el corte. la instrumentación es realizada a partir de la colocación de una galga extensiométrica en el acero y posteriormente se procede a realizar un corte total del tendón de pretensado tal y como puede observarse en fig. 13. El inconveniente principal de este método es la necesidad de realizar un vaciado de la zona alrededor del cable para poder colocar la galga extensiométrica, así como de dejar el EEHP totalmente inservible puesto que el efecto del pretensado es totalmente eliminado. Es una técnica en la que su uso no se ha empleado en exceso debido a la gran cantidad de inconvenientes que presenta. (Halsey *et al.*, 1996)

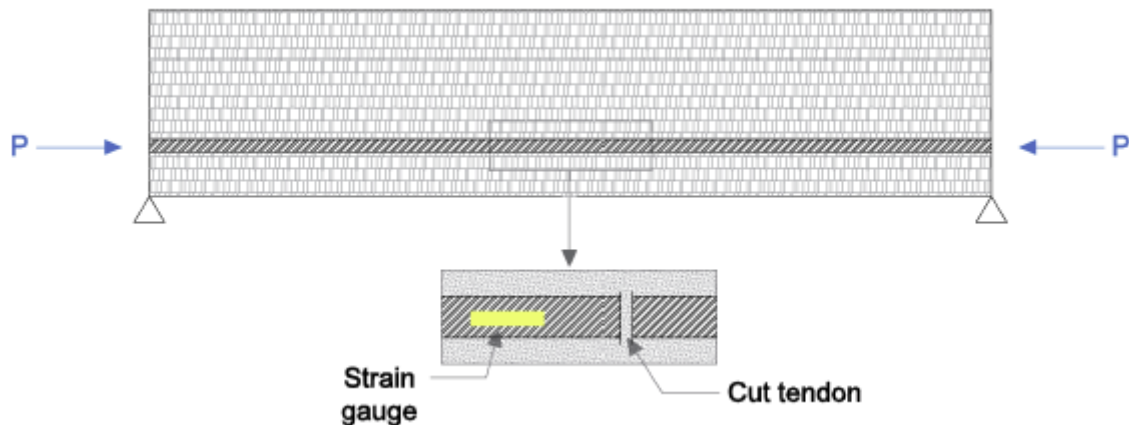


Figura. 13. Método indirecto destructivo, tendon cutting. (Fuente: Elaboración propia)

Otra técnica que se basa en acciones directa sobre el acero es el denominada exposed tendon, se trata de una técnica de similar ejecución que la anterior, pero en esta ocasión en vez de corta el tendón, se aplica una fuerza en sentido perpendicular al cable y a partir del desplazamiento que se produce en el cable se puede determinar el estado de tensión en el que se encuentra. Esta técnica no queda claro que se trata de una técnica no destructiva, puesto que para poder acceder al tendón de pretensado es necesario retirar un gran volumen de hormigón, que puede llegar a afectar a la capacidad funcional de la viga tal y como puede apreciarse en la Figura14.

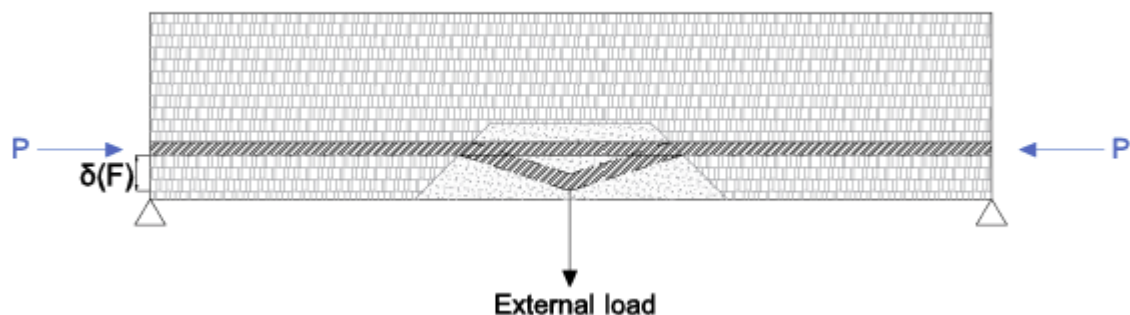


Figura. 14. Método indirecto no destructivo, strand tendon. (Fuente: Elaboración propia)

Por último, en cuanto a las distintas técnicas de determinación del pretensado residual en EEHP destacan las técnicas basadas en acciones en el hormigón, estas técnicas son las más empleadas en los últimos años, pero existe todavía una gran incertidumbre y parámetros que no han podido ser controlados todavía.

La primera técnica a destacar es la técnica de Hole/Core-Drilling, la cual se trata de una técnica que consiste en realizar una perforación en el hormigón y dependiendo del diámetro se realiza mediante una barrena o mediante una corona. Se trata por tanto de una

técnica sencilla y de fácil aplicación metodológica para poder medir, sin embargo, según diferentes estudios presenta elevadas incertidumbres debido a que el camino de las fuerzas no se es capaz de visualizar de forma clara existiendo elevadas incertidumbres al respecto (Kesavan *et al.*, 2005; Parivallal *et al.*, 2011). En fig. 15 se muestra una disposición posible para efectuar esta técnica de medición inversa de la fuerza de pretensado y su instrumentación a partir de la colocación de galgas extensiométricas. Se trata de una técnica fácilmente restitutiva y por lo tanto el elemento puede volver a ser colocado en servicio tras una pequeña reparación

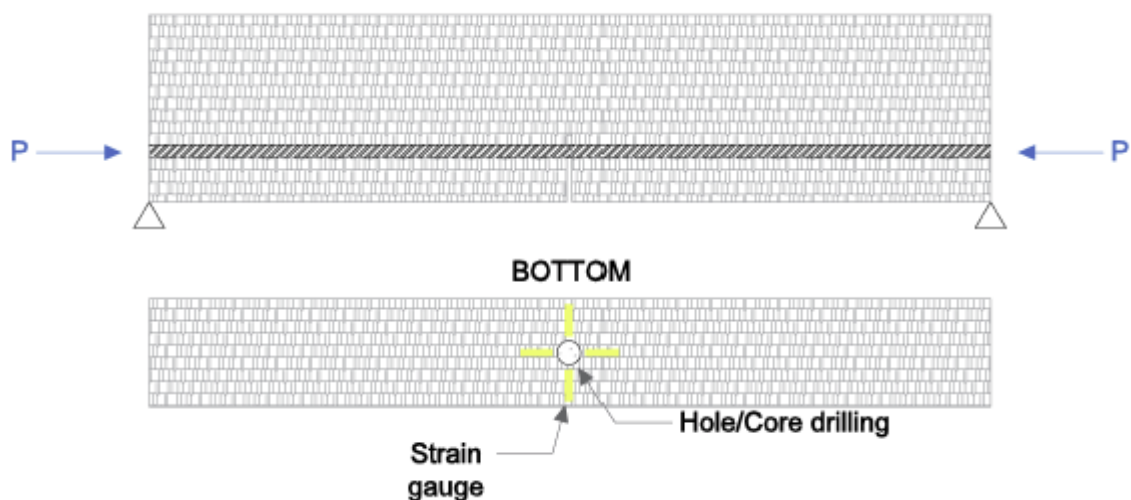


Figura. 15. Método indirecto no destructivo, hole/core drilling. (Fuente: Elaboración propia)

Por último, la técnica que ha aparecido en los últimos años se trata del método de corte de sierra mediante la realización de entallas en el hormigón. Esta técnica se basa principalmente en el aislamiento de un bloque de hormigón mediante la realización de entallas en el hormigón. Con esto conseguimos que en el bloque quede completamente aislado y poder realizar mediciones de las deformaciones sin que el pretensado intervenga y pueda llegar a interferir. Existen diversos estudios (Kralovanec *et al.*, 2022; Kralovanec *et al.*, 2022; Kralovanec and Moravčík, 2021a; Kralovanec and Prokop, 2021) en el cual se puede observar como a partir de la colocación de una galga extensiométrica en medio del bloque aislado se es capaz de poder medir la deformación que se produce a medida que la entalla aumenta en profundidad, esta disposición puede verse en la Figura 16.

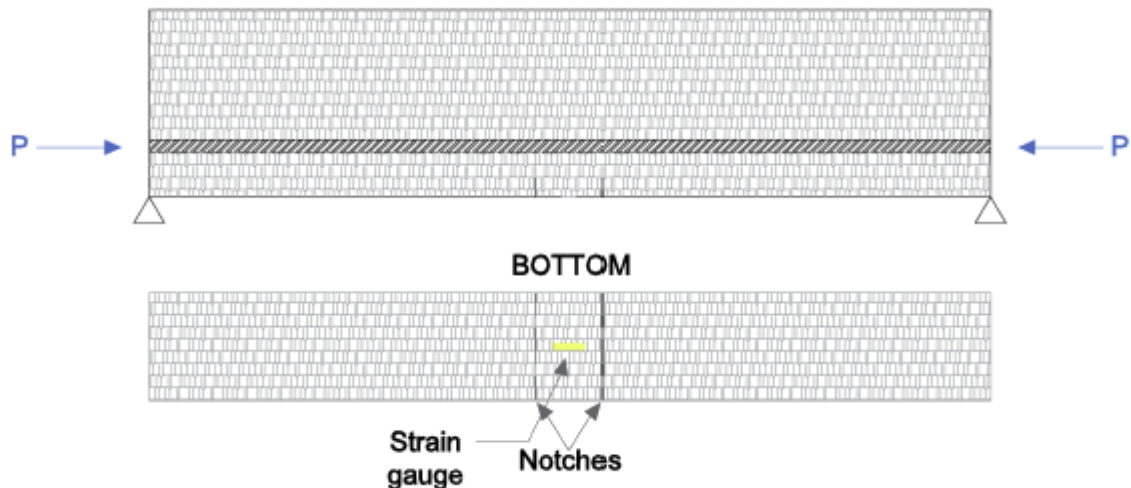


Figura. 16. Método indirecto no destructivo, saw-cut. (Fuente: Elaboración propia)

Así pues, tras lo expuesto con anterioridad la aparente simplicidad conceptual del Método de Bloque de Hormigón Aislado o método de corte de la sierra (ICBM por sus siglas en inglés), junto con el bajo impacto en la estructura (los cortes solo afectan la capa de hormigón y pueden volver a sellarse) (Bauset-Tortonda *et al.*, 2023), permiten confiar en superar las limitaciones asociadas con la técnica de perforación de agujeros (bajo nivel de estrés liberado, dificultad de instrumentación, ...). Por lo tanto, el ICBM tiene un claro potencial para convertirse en un método no destructivo de referencia -práctico, económico y confiable en el contexto de la evaluación de los elementos estructurales de hormigón pretensado.

Así pues, tras haber explicado las distintas técnicas que existen es importante tener una trazabilidad para poder escoger la técnica más apropiada según el tipo de elemento estructural que nos encontramos, para ello es interesante abordar diferentes escenarios para obtener el método de prueba más adecuado para obtener el estado tensional del elemento todo esto se puede observar en la Figura 14.

En primer lugar, es importante tener en cuenta si se ha realizado un seguimiento de la estructura durante su ejecución y, por tanto, se dispone de datos de arranque fiables y continuos a lo largo de los años. A partir de aquí, se contemplan dos posibles escenarios: En el caso de que se hubiera monitorizado durante la ejecución (1), y por tanto fueran aplicables métodos directos para obtener el estado tensional, o en caso contrario no se hubieran aportado elementos de medida cuando se ejecutó (2), que en esta opción es la que ocurre en la mayoría de los casos y por tanto solo se puede aplicar por métodos

indirectos, cabe señalar que el método indirecto siempre es aplicable en estos casos, ya que la detección siempre será posible.

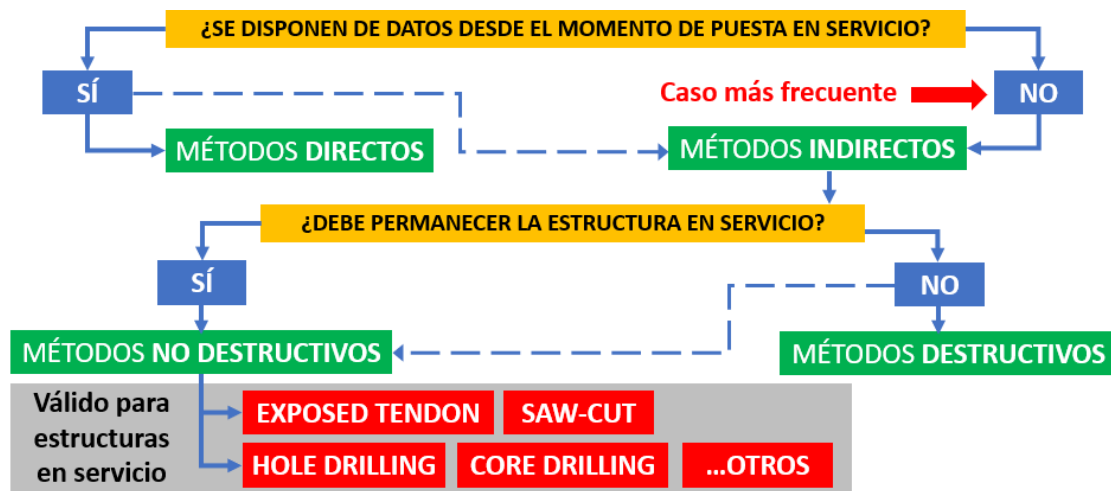


Figura. 17. Diagrama de la metodología a seguir para elegir el método adecuado. (Fuente: Mateu-Sánchez, J et al 2023)

Por lo tanto, los métodos indirectos no destructivos son técnicas que se pueden utilizar para todos los casos en los que se han comentado anteriormente, y sobre todo se pueden utilizar para estructuras que necesitan mantenerse en servicio (Mateu-Sánchez *et al.*, 2023).

En el caso de que la estructura no quiera seguir manteniéndose en servicio, existe la posibilidad de aplicar pruebas destructivas, en caso contrario, en las que los EEHP van a ser un elemento funcional, la única forma posible es utilizar métodos para obtener el pretensado residual no destructivo y afecta mínimamente al elemento ensayado. Por tanto, los métodos indirectos no destructivos son técnicas que se pueden utilizar para todos los casos en los que se han comentado anteriormente, y sobre todo se pueden utilizar para estructuras que se quieran mantener en servicio, que es la tendencia que se está dando hoy en día. Por tanto, existe una gran evidencia de mejora en estos últimos métodos y por ello es interesante profundizar y mejorar técnicas no destructivas como: *tendon cutting*, *saw-cut*, *hole/core drilling*.

A continuación, se presenta una tabla con una recopilación de ensayos en elementos existentes de hormigón pretensado. En ella se resume la fuente de obtención de datos, el tipo de elemento ensayado, edad del elemento ensayado, la técnica empleada para la obtención del pretensado, los resultados experimentales, y en los casos en lo que se haya

comparado con lo previsto por códigos estructurales, se proporciona el código y los resultados esperados para el cálculo a partir de ese código.

Tabla. 1. Recopilación de los ensayos realizados por métodos indirectos. (Fuente: Elaboración Propia)

Fuente	Año	Sección transversal	Edad de la viga	Método experimental		Método numérico	
				Tipo	Resultados	Tipo	Resultados
(Riessauw and Taerwe, 1980)	1980	Rectangular	25	Flexural Crack	7,50%	CEB-FIP-1978	15%
(Rabbat B, 1984)	1984	Viga en T	25	Crack Re-opening	10%	ACI and PCI 1975	20%
(Shenoy and Frantz, 1991)	1991	Cajón	27	Crack Re-opening	11%	PCI 1975	21%
<b>(Tabatabai et al., 1993)</b>	1993	Viga en doble T	34	Flexural Crack	17,50%	Desing project AASHTO 1993	15% 20%
<b>(Azizinamini et al., 1996)</b>	1996	Viga en doble T	25	Flexural Crack Hole-Drilling	21% 21%	AASHTO 1993	20%
<b>(Halsey et al., 1996)</b>	1996	Viga en doble T	40	Flexural Crack Crack Re-opening Cutting Tendon	20% 20% 20%	AASHTO 1993	27%
<b>(Pessiki et al., 1996)</b>	1996	Viga en doble T	28	Flexural crack Crack Re-opening	18%	Bureau of Public Road Lehigh AASHTO	29% 32% 33%
<b>(Y. Labia et al., 1997)</b>	1997	Cajón	20	Flexural crack	20%	ACI 818-89	24%
(Czaderski and Motavalli, 2006)	2006	Viga en doble T	12	Cutting tendon	20%	FIB SIA	20%
<b>(Naito et al., 2008)</b>	2008	Cajón	30	Flexural Crack	32,70%	PCI 2004 AASHTO 2006	19% 12%
(Lundqvist and Riihimäki, 2010)	2010	Rectangular	42	Crack Re-opening	38%	MC 90 MC 99 ACI 1992 PCI 1975	23% 25% 17% 24%
<b>(Osborn et al., 2012)</b>	2012	Viga en doble T	45	Flexural Crack	25%	AASHTO LFRD (2009)	24,6
(Pape and Melcher, 2013)	2013	Viga en doble T	61	Flexural Crack	25%	-	-
<b>(Yuan et al., 2014)</b>	2015	Irregular	40	Crack Re-opening	23%	-	-
<b>(Dasar et al., 2016)</b>	2016	Rectangular	40	Crack Re-opening	20,90% 24,50% 26,30%	-	-
<b>(Kralovanec et al., 2022)</b>	2021	Viga en doble T	81	Flexural Crack	20%	Bayesian	30%



<b>(Kralovanec et al., 2022)</b>	2022	Losa	62	Saw-cut	24%	MEF	22%
--------------------------------------	------	------	----	---------	-----	-----	-----

Así pues, tal y como se puede observar en la tabla 1, en la que se han resumido una cantidad representativa de ensayos realizados mediante las diferentes técnicas estudiadas en estructuras a escala real, en la que se puede comprobar cómo en la mayoría de los casos nombradas han sido realizadas a partir de métodos indirectos destructivos. Es por esta razón, resulta muy interesante focalizarse en los métodos no destructivos, en el caso concreto de este trabajo resulta interesante focalizarse en los distintos ensayos que se han realizado.

## **4.2. Método de la técnica *saw-cut***

En el presente apartado, se procede a realizar una recopilación en profundidad de todos los ensayos y avances que se han realizado en la técnica de aplicación, en ellos se detallan estudios anteriores realizados de autores de reconocido prestigio en el campo de aplicación de esta técnica. Todo esto es realizado para poder conocer en detalle todos los parámetros, consideraciones y variables a considerar en el ensayo para poder obtener una aproximación para la aplicación de esta técnica en los ensayos a realizar.

La técnica *saw-cut*, se trata de una técnica de medición indirecta de la fuerza de pretensado residual en elementos de hormigón pretensado, se trata de una técnica que se ha ido modificando y evolucionando. Esta técnica consiste principalmente en la realización de hendiduras en el hormigón, ya sean dos o más cortes con la finalidad de poder aislar un bloque de hormigón en el cual se produzca la descompresión total en la cara de realización de los cortes y mediante formulación inversa se es capaz de alcanzar la tensión a la que se encuentra antes de la realización de los cortes a partir de la medición de las deformaciones liberadas durante el proceso de corte. Esta técnica remonta sus inicios al año 1983, este año apareció el primer estudio acerca de este tipo de técnicas, pero empleado en elementos de mampostería (Rossi, 1983).

Los inicios de esta técnica aplicados para un bloque de hormigón datan del año 1997, con la aportación de Doneux (Doneux, 1997), en esta ocasión metodología de implementación teórica aplicada a un bloque de hormigón tipo cubo donde la técnica consistía en realizar un corte a una profundidad máxima de 50 mm y distancia entre cortes de 115 milímetros, a partir de la colocación de 3 galas extensiométricas y mediante la

aplicación de una fuerza perpendicular a la dirección de los cortes. Los primeros resultados arrojaron varios aspectos que refinarían la metodología de ensayo a un futuro ensayo a escala real. Como conclusiones de estos datos obtenidos por Doneux, deduce que el error decrece cuando el espaciado aumenta, por lo que para pequeños espaciados igual a la mitad del ancho un error en el corte del 5% en la profundidad de corte induce un error del 10% en las estimaciones de deformaciones.

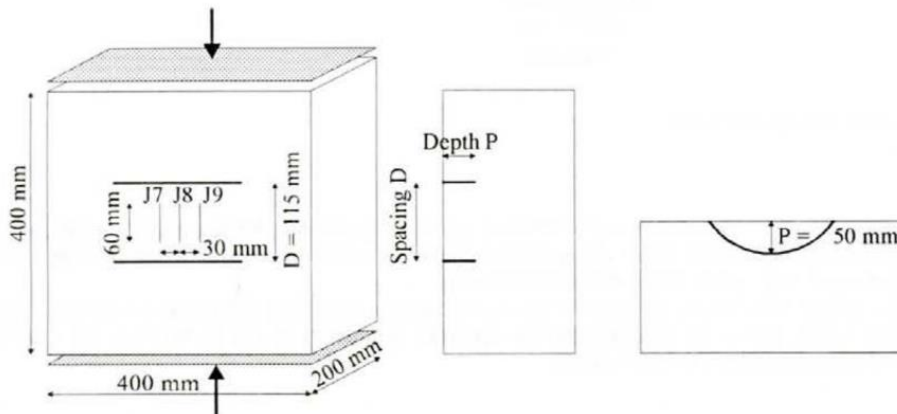


Figura. 18. Esquema del ensayo preliminar para de la técnica del saw-cut en hormigón pretensado por Doneux (Fuente: Doneux 1977)

En la aplicación de la técnica para un elemento real, consistía en la realización de dos cortes con una distancia entre ellos de 125 milímetros, y con una profundidad que variaba de 32 a 40 mm. El esquema de ensayo puede verse representado en la figura siguiente:

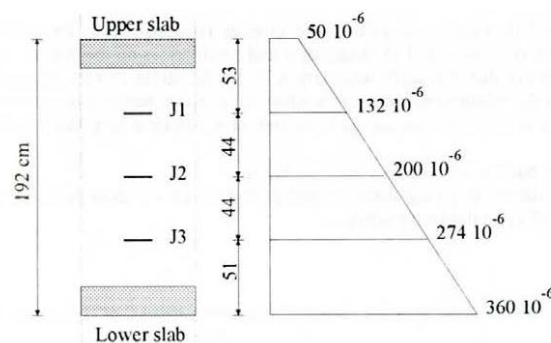


Figura. 19. Perfil de tensiones obtenidos tras la aplicación de la técnica del saw-cut. (Fuente: Doneux 1997)

Tal y como puede observar en la figura anterior, se disponían de un total de 3 galgas, con una distancia entre ellas de 44 centímetros. Tras la realización del experimento, se destacan las siguientes características como son:

- Existe una tendencia a una mayor compresión, que asocia a la interacción entre el comportamiento del pegamento o bien de la galga que afecta a las mediciones, también afirma que al tratarse de una mayor compresión asociada esto corresponde al teorema del límite inferior y por lo tanto nos encontramos del lado de la seguridad.

Para poder verificar los resultados obtenidos, se realizaron cálculos manualmente con un coeficiente para las pérdidas por rozamiento de 0,25 y las pérdidas totales se cifraron en un total del 15% lo que equivale a una diferencia inferior al 1% con respecto a los resultados obtenidos.

Una de las aportaciones más importantes y que más en profundidad se realizó fue realizada en el año 2008, en un trabajo presentado por el investigador Kukay (Kukay, 2008), se procede a realizar un experimento con un total de 8 ensayos, en lo que se dividieron en dos grupos. Se trata de uno de los trabajos en la actualidad más completos acerca de este tipo de técnica de medición indirecta, para ello, establece distintos patrones de ensayos. En todos los ensayos realizados en este trabajo, se procede a la colocación de una galga extensiométrica en sentido longitudinal, los rotes de sierra se establecen en un ancho de muesca de 6 milímetros y se registran un total de 12 pares de cortes, cuyo incremento era de 3 milímetros hasta una profundidad total de 3,8 centímetros, puesto que el recubrimiento de las armaduras pasivas se encontraba a una profundidad de 5 centímetros del borde libre.

Durante la investigación realizada por Kukay, establece para cada uno de los ensayos, una técnica destructiva, basada en el “crack moment”, en el que se alcanza a partir de la fibra descomprimida en el extremo la fuerza de pretensado actuante en la estructura a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma = -\frac{P}{A} - \frac{P * e}{I} + \frac{Mc}{I}$$

A partir de la relación anterior, y sabiendo que la tensión es nula en el momento de la aparición de la fisura, conociendo los datos del momento generado por la aplicación de la carga y las características geométricas de la sección resulta sencillo obtener la fuerza de pretensado actuante en la estructura.

Tras realizar una primera aproximación a partir de un modelo de elementos finitos, se dedujo que a partir de una distancia de 12 in (30 cm) entre los pares de cortes realizados eliminaba completamente cualquier interacción entre ellos. Tras la implementación de los modelos, se obtuvo mediante combinaciones de distintos parámetros lo siguiente con todas las unidades en milímetros:

Tabla. 2. Parámetros considerados en el estudio de Kukay. (Fuente: Kukay 2008)

	Ancho muesca (mm)	Prof corte (mm)	Largo (mm)	Separación (mm)
Inicial	6	20	57	76
Final	6	20	76	76

Tras la realización de varias simulaciones, se obtiene que el valor óptimo de profundidad de corte se da a la profundidad de 1 in (25 mm). A continuación, se muestran datos de los resultados obtenidos para las modelizaciones presentadas por Kukay, en ellos se presentan análisis que indican cuales son los valores óptimos de los distintos elementos que intervienen en la disposición del ensayo, como son:

- Profundidad de corte
- Largo de la entalla
- Separación entre cortes
- Ancho de la muesca

A continuación, se comentan todos los resultados obtenidos durante la investigación y como estos son imprescindible para poder obtener una metodología para elegir los distintos parámetros a tener en cuenta durante la experimentación de la técnica del *saw-cut*.

La metodología de ensayo resultó ser la misma para todos los parámetros intervinientes en el ensayo, la disposición era mediante la colocación de 3 galgas distanciadas un total de 150 mm entre una y otras, para ello además se pretendía observar la afección que sufrían y como los cortes interactuaban con las zonas adyacentes al corte. En la Figura 20 se puede comprobar la disposición de la modelización empleada por Kukay.

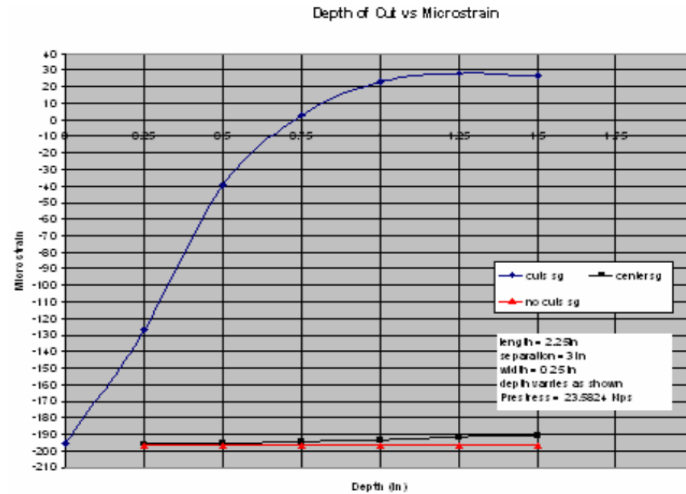


Figura. 20. Comparación de profundidad de corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008)

En el gráfico mostrado anteriormente, se observa como para los parámetros fijos de longitud de corte (57 mm) y separación entre cortes (76mm), los resultados obtenidos muestran como los desplazamientos con respecto a los cortes pueden considerarse que aumentan de manera lineal desde 0.25 in (6,3 mm) a 1.5 in (38mm), aplicando escalones de profundidad de corte en aumentos de 0.25 in, como se puede ver en el gráfico anterior a partir de la profundidad de corte de 1 in se aprecia una ligera estabilización de los desplazamientos.

Tras la realización de los distintos cortes, Kukay concluye que la galga 1 ubicada entre las entallas tiene un comportamiento bueno, mientras que la galga 2, distanciada 150 mm de la galga 1 presenta poca afección debida a los cortes realizados, mientras que la galga 3 ubicada 300 mm de distancia de la galga 1 no presenta ninguna alteración tras la realización de los distintos cortes.

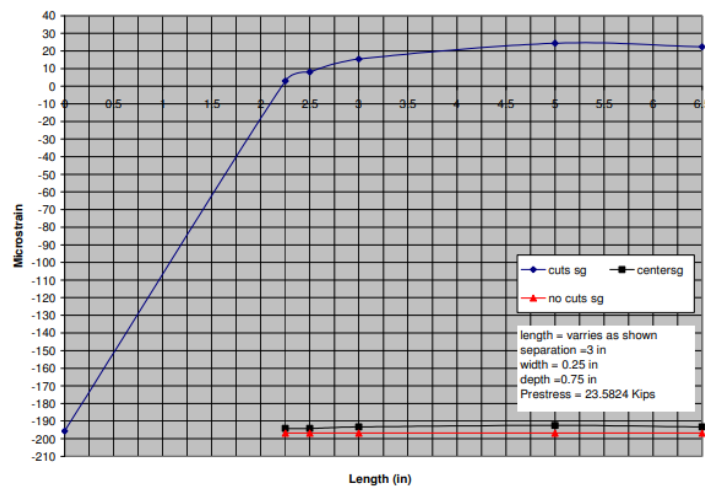


Figura. 21. Comparación longitud de corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008)

Con respecto a la longitud del corte como parámetros variables y con unos datos fijos de profundidad de corte de 0.75in (19mm), separación entre entallas de 3in (76mm), ancho de entalla de 0.25in (6mm), los resultados arrojan que la galga ubicada en la zona de cortes (galga 1) es ascendente hasta los 5 in que corresponde con un 77% del ancho de la viga y a partir de ese instante se produce un ligero descenso hasta que la longitud del corte corresponde con el ancho total del elemento.

En cuanto al resto de galgas se puede apreciar como ambas se muestran inalteradas con respecto a los valores iniciales, por lo que la longitud de los cortes no afecta a la zona de afección externa al bloque.

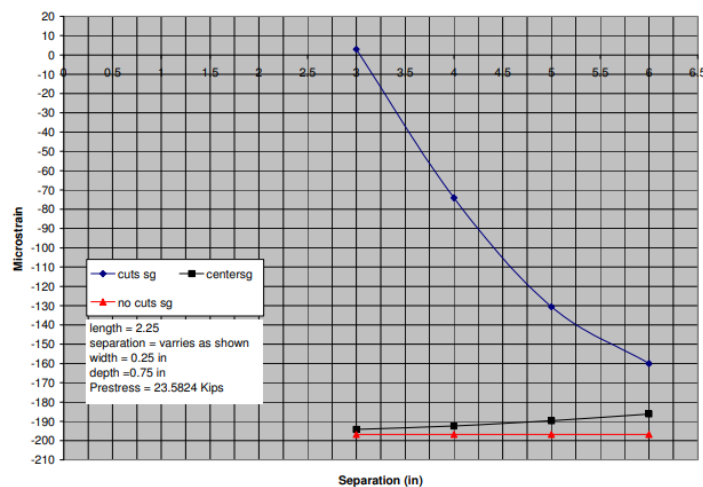


Figura. 22. Comparación distancia entre cortes corte vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008)

En esta ocasión la Figura 22 muestra como parámetro variable la distancia entre las entallas, en esta ocasión los parámetros inalterados durante el estudio son: longitud de la entalla 2.25 in (57 mm), ancho de entalla 0.25 in (6mm) y la profundidad del cortes 0.75in (20mm), en esta ocasión los intervalos a estudiar con respecto a la distancia entre cortes van desde 3 in (76mm), que corresponde a la distancia mínima que limita la longitud de la galga (60 mm) a 6 in (152mm) que en esta ocasión la separación limitante es la colocación de la otra galga, estudiada por intervalos de 1 in (25mm).

La grafica resultante visible en la Figura 22 se asemeja a una función logarítmica, la cual indica que a medida que la distancia entre los cortes aumenta, la liberación de tensiones en el bloque se reduce, así como al aumentar la distancia entre los cortes se produce una mayor afección en la galga 2, pero esto es debido únicamente a la proximidad del corte a la galga.

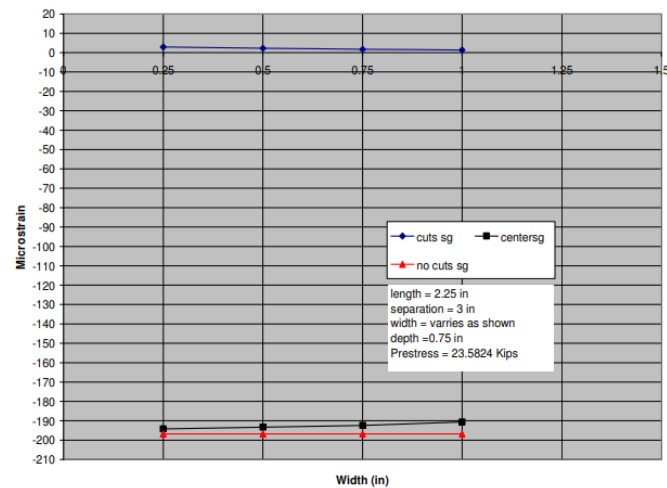


Figura. 23. Comparación de ancho de muesca vs desplazamiento. (Fuente: Kukay 2008)

Por último, se presenta como parámetro variable el ancho de la entalla, mientras que los demás parámetros permanecen fijos, longitud de entalla 2.25 in (57mm), separación entre entallas 3 in (76mm) y la profundidad de corte adopta un valor de 0.75 in(20mm). Como conclusión a este último parámetro estudiado por Kukay se obtiene que el ancho de la entalla no afecta a la liberación de tensiones, al igual que tampoco afecta a las galgas fuera de la zona de los cortes, por lo que determina que este se trata de un parámetro no determinante.

Las conclusiones obtenidas por Kukay, son las siguientes:

- Los mejores valores de longitud de corte para obtener las deformaciones generadas por las entallas es el correspondiente al ancho total de la viga.
- Para profundidades de corte de 20mm, con longitud de corte de 57mm y una separación entre entallas de 76mm se esperan una variación de deformaciones de 30 microstrains.
- El ancho de la entalla no tiene ninguna influencia en la liberación de tensiones en el bloque de hormigón aislado.

Tras el intenso estudio, variación de parámetros empleados y aportando evidencias de cuales podrían ser los valores de las variables a tener en cuenta durante la realización del ensayo, no es hasta el año 2017 cuando aparece la primera aplicación de para la obtención de la fuerza de pretensado residual mediante la implementación del ensayo no destructivo *saw-cut*. Este primer empleo de esta metodología fue empleada tras la desmantelación del puente de Kiruna (Bagge *et al.*, 2017). En esta ocasión se realizó una aplicación a un puente real que fue desmantelado, la prueba se realizó sobre el puente de Kiruna, en esta

ocasión la disposición de los elementos de medida sobre el puente real fueron las siguientes:

- Distancia entre cortes: 120 milímetros.
- Colocación de 3 galgas distanciadas 120 milímetros.
- Base de medida de las galgas: 60 milímetros
- Coloca una banda de goma sobre la galga con la finalidad de evitar la afección por la variación de temperatura durante la realización de los cortes.
- Cortes realizados en incrementos de 4 milímetros.

A partir de la siguiente expresión obtiene la fuerza de pretensado sobre:

$$\sigma = \frac{P}{A} + P * \frac{e_p}{I} + \frac{M_R}{I} + \frac{M_G}{I} + \frac{M_Q}{I}$$

Donde:

- $\sigma$ : Tensión en el hormigón.
- P: Fuerza de pretensado.
- $e_p$ : excentricidad del cable.
- $M_R$ :
- $M_G$ : Momento provocado por las cargas permanentes.
- $M_Q$ : Momento provocado por las cargas variables.
- A: área de la sección.
- I: Inercia de la sección.

Tras la realización del ensayo sobre el elemento real, Bagge concluye que ocasionalmente las galgas arrojan resultados engañosos, esto comenta que se debe principalmente a la posible afección de temperatura a través del hormigón y el aserrado de los cortes, además afirma que existe una afección por fuerzas externas difíciles de cuantificar y por lo tanto arroja un resultado con mucha incertidumbre.

Estudios recientes elaborados por un grupo de investigadores de Eslovaquia, en el año 2020 (Moravcik *et al.*, 2020) realizan un ensayo in situ en una estructura en fase de demolición, en esta ocasión la viga tenía un canto de 1,05 metros de altura y 0,92 de ancho, con un total de 5 tendones de postesado. Inicialmente antes de proceder a la demolición total del puente, realizan una prueba de carga para analizar la deformación en el puente, para ello en dos tramos distintos, proceden a colocar 4 vehículos y miden la



flecha. En cuanto al método *saw-cut*, utilizan dos galgas a colocar en una de las vigas que conforman el tablero del puente y obtienen una disminución del 28% de la fuerza del pretensado inicial. En esta ocasión no se especifica la profundidad de cortes ni el espaciado entre los mismos.

Un año más tarde este grupo de investigadores (Kralovanec and Moravčík, 2021b) aporta una verificación numérica del método indirecto de ensayo *saw-cut*, es en esta ocasión se realiza una simulación de un bloque rectangular de 0,15\*0,15\*0,7 metros con un cable de pretensado, en esta ocasión se ejecuta una profundidad de corte de 35 milímetros y una distancia entre cortes de 100 milímetros. El objeto de este estudio era principalmente la afección de la carga de pretensado para una misma profundidad y distancia entre cortes. Las variaciones realizadas en los patrones de carga fueron incrementos de 45 kN hasta alcanzar la fuerza de 270 kN. Para el análisis se realiza una modelización mediante el método Newton-Raphson. A continuación, se muestra el estado de tensiones que se tiene antes y después de la realización de los cortes.

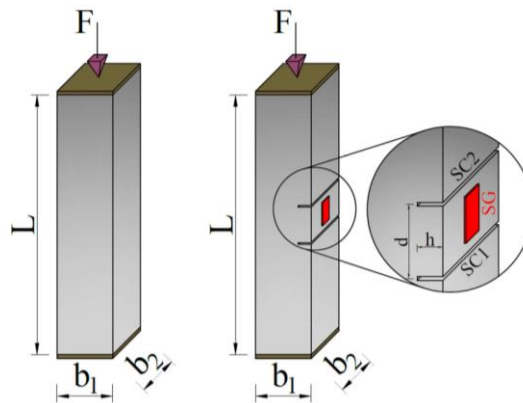


Figura. 24. Construcción por etapas de análisis numérico de Mohorovic. Lado izquierdo inicial, lado derecho tras cortes. (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2021)

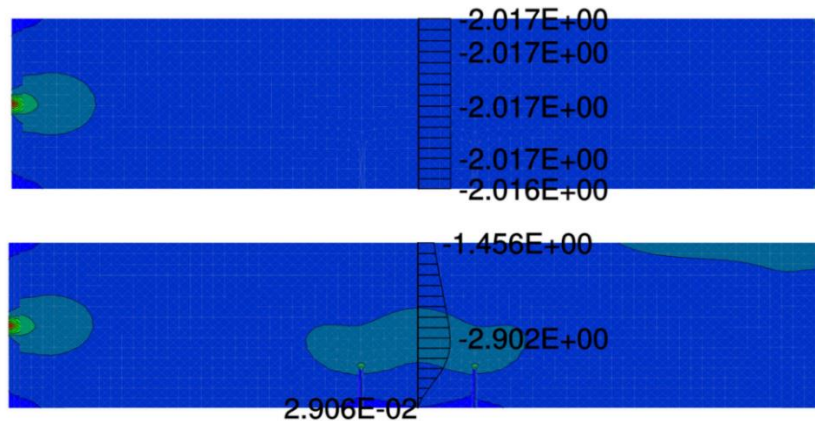


Figura. 25. Estado tensional previo a la realización del corte (parte superior) y estado tensional tras la realización de los cortes (parte inferior). (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2021)

Como conclusiones de este trabajo obtienen:

- El nivel de tensión inicial no influye significativamente en la deformación liberada.
- No aclaran la afección de la temperatura en los resultados, obtienen que tiene que realizarse un estudio en profundidad y en caso de provocar afección es necesario una recalibración del modelo.

Durante este mismo año, se publicó otro artículo en el cual se procedía a realizar una aplicación práctica sobre un puente real denominado Bridge Survey (Kralovanec, Moravčík, *et al.*, 2021), el puente disponía de luces de 17.8 metros, con un canto de 1,05 metros, ancho máximo de 0,92 metros, ubicado en la parte superior, y en la parte inferior era de 0,38 metros, la viga tenía un total de la resistencia a la compresión del hormigón aportó un valor de 31,5 MPa, lo que indicaba un hormigón C30/37, en cuanto al módulo de elasticidad aportado por el hormigón resultó ser de 33980 MPa.

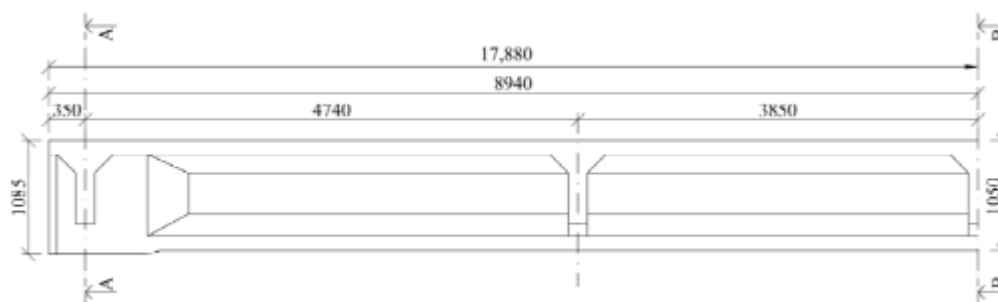


Figura. 26. Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, *et al.*, 2021)

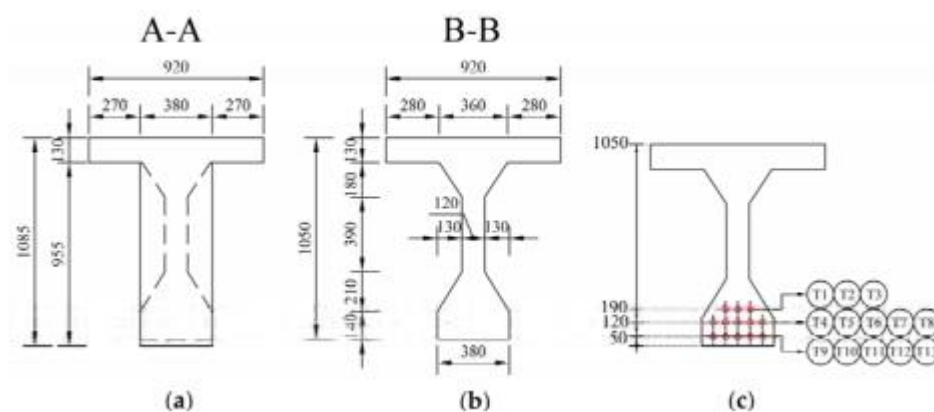


Figura. 27. Plano de las secciones transversales del elemento (a) zona final, (b) zona central, (c) disposición de los tendones. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, *et al.*, 2021)

Para el ensayo se dispusieron dos galgas extensiométricas de base de medida 60 mm en dos zonas de corte distintas, distanciadas entre ellas 120 milímetros. Para la primera zona

de corte se escogió una profundidad de corte de 23 milímetros y distancia entre entallas de 120 milímetros, mientras que para la segunda zona de corte la profundidad de corte elegida fue de 31 milímetros y la misma distancia entre entallas que para la zona comentada anteriormente.

En comparación con un modelo analítico realizado con el software ATENA, llegó a la conclusión que para la primera galga con una profundidad de corte de 23 milímetros se conseguía un 63% del alivio de tensión y con respecto a lo obtenido experimentalmente el error era de un 1%.

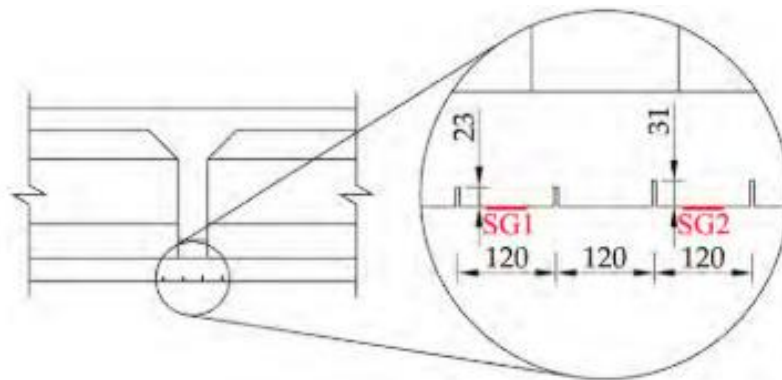


Figura. 28. Parámetros seleccionados para el ensayo Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021)

Por otro lado, en la zona con una profundidad de corte de 31 milímetros y distancia entre cortes de 120 milímetros, el alivio de tensión obtenido en el modelo era del 87% de la tensión ejercida por el pretensado, mientras que el error con respecto a lo obtenido en el ensayo ascendía al 4%.



Figura. 29. Zonas de aplicación de la técnica del saw-cut. Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021)

Para la obtención de la fuerza de pretensado se aplicó la siguiente fórmula:

$$P = \frac{\left[ -\sigma_{c0} - \frac{Mg}{I} * z \right]}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{I} * z}$$

Donde:

- A: corresponde con el área de hormigón
- I: inercia de la sección de hormigón
- z: cota de punto de obtención de la tensión.
- $\sigma_{c,0}$  Tensión en el hormigón antes de aplicar el *saw-cut*

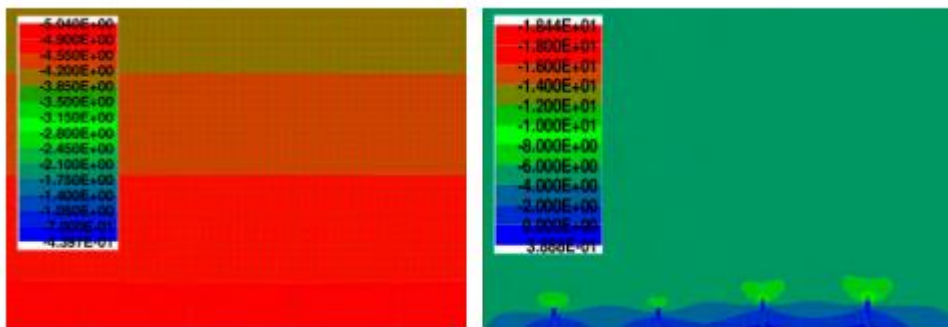


Figura. 30. Tensiones en MPa antes y después de la aplicación de la técnica del *saw-cut* Plano en alzado de la sección a estudiar. (Fuente: Kralovanec, Moravčík, et al., 2021)

Según el modelo arrojó un valor de un 13,32% de variación con respecto al teórico, suponiendo una variación total de pérdidas de un 147,27 con respecto al cálculo normativo del EC2.

Como conclusiones generales del trabajo, se puede aportar que:

- Para la profundidad de corte de 23 milímetros no se consigue aislar completamente el bloque, por lo que no serviría para obtener el valor de la fuerza de pretensado puesto que no se puede obtener el punto de partir de la tensión actual en la pieza.
- Por el contrario, para una profundidad de corte total de 31 milímetros se confirma que se alcanza la descompresión del bloque de hormigón por lo tanto es posible obtener la fuerza de pretensado actuante en la estructura.

Otro artículo publicado ese mismo año (Kralovanec *et al.*, 2021a), realizó un análisis numérico realizando una comparación entre dos mediante estados tensionales para una misma viga con armadura transversal, en este artículo se presentan dos ensayos, uno destructivo (*Crack moment*) y otro no destructivo (*saw-cut*). La viga analizada en esta ocasión se trata de un espécimen de 200\*400\*4200 milímetros y un único tendón como

armadura activa., el recubrimiento de la armadura activa es de 60 milímetros, mientras que el de la armadura pasiva es de 41 milímetros.

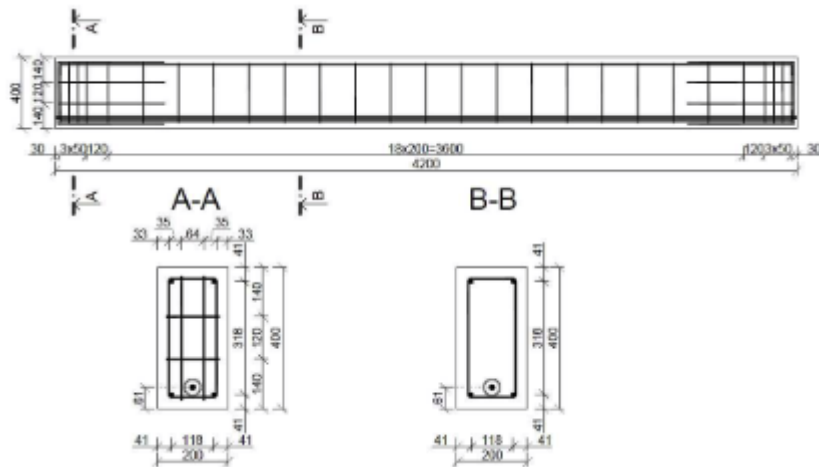


Figura. 31. Esquema de armado activo y pasivo del elemento. Cotas en mm. (Fuente: Kralovanec et al., 2021).

Las propiedades escogidas de los materiales para la modelización de la estructura se pueden observar en la siguiente figura.

Type of material	Material properties
Concrete	$E_c = 33\ 010\ \text{MPa}$ $f_{cu} = 37.00\ \text{MPa}$ $f_c = 31.45\ \text{MPa}$ $f_t = 2.865\ \text{MPa}$ $\mu = 0.20$
Prestressing reinforcement	$\sigma_y = 1\ 660\ \text{MPa}$ $E_p = 195\ 000\ \text{MPa}$
Conventional reinforcement	$\sigma_y = 500\ \text{MPa}$ $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$
Steel plates	$E = 210\ 000\ \text{MPa}$ $\mu = 0.30$
Saw-cuts	$E_c = 1\ \text{kPa}$ $\mu = 0.30$

Figura. 32. Propiedades de los materiales utilizados para el modelo. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)

Para el análisis tensional, se escogen dos estados de pretensado, uno correspondiente a una fuerza de pretensado de 61,7 kN mientras que el otro estado a analizar tiene una fuerza de pretensado de 145 kN. A partir de estos dos estados se realiza una modelización mediante el método *Crack moment* y otro mediante el *saw-cut*.

Los parámetros del ensayo escogidos para el método de ensayo *saw-cut* son los siguientes:

- Ancho de la muesca de corte: 5mm
- Distancia entre cortes: 100mm
- Profundidad de corte variables desde 10 a 50 milímetros.

En primer lugar, analiza el comportamiento del hormigón mediante el método destructivo crack moment, consistente en aplicar una carga mediante la disposición del ensayo a flexión con dos puntos de aplicación de la carga para poder obtener una sección con tensiones normales.

Es fácil obtener la fuerza de pretensado a partir de la siguiente expresión en la que se sabe que la tensión en el borde inferior es 0 MPa.

$$P = \frac{\left[ -\sigma_{co} - \frac{M_g}{I} * z - \frac{M_q}{I} * z \right]}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{I} * z}$$

Siendo los valores que aparecen en la ecuación anterior:

- A: corresponde con el área de hormigón
- I: inercia de la sección de hormigón
- z: cota de punto de obtención de la tensión.
- $\sigma_{c,0}$  Tensión nula en el hormigón
- $M_g$ : Momento debido al peso propio de la viga
- $M_q$ : Momento debido a la fuerza externa aplicada.
- P: Fuerza de pretensado residual.

A continuación, se muestran las gráficas correspondientes a los distintos estados tensionales resultantes tras la aplicación del método de crack moment.

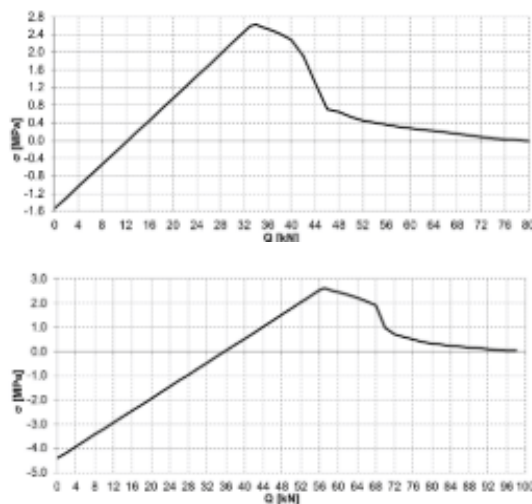


Figura. 33. Resultados obtenidos para una carga de 61,70 kN (figura superior) y para una carga de 145 kN (figura inferior). (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021)

Por otro lado, el análisis empleado para el método *saw-cut*, muestra una serie de datos obtenidos para las tensiones en la cara lateral tras la realización de los cortes, en estos se observan cómo se van modificando los estados tensionales en la cara lateral a medida que se va aumentando la profundidad de corte.

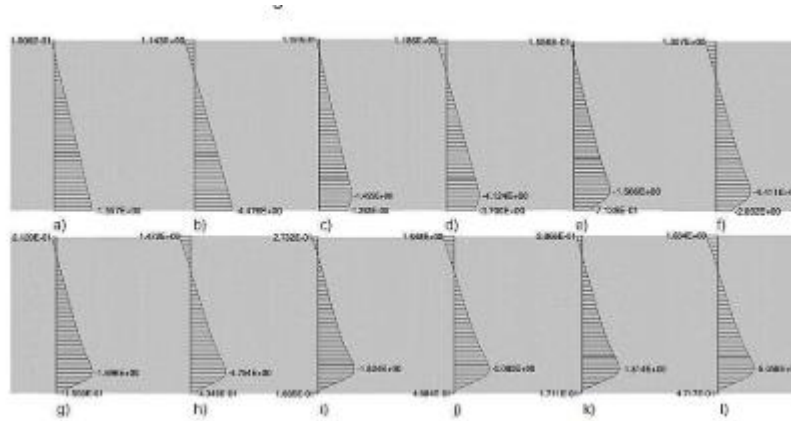


Figura. 34. Distribución de las tensiones a medida que se aumenta en profundidad los cortes. (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021)

Por último, se muestra una tabla ilustrativa y comparativa acerca del análisis obtenido y de cómo este a partir del estado tensional inicial y a medida que se va avanzando en la profundidad de corte se es capaz de alcanzar la descompresión total del hormigón y por consiguiente obtener la fuerza de pretensado.

$P$ [kN]	$h$ [mm]	$\sigma_0$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\Delta\sigma$ [%]
61.70	10	-1.557	-1.292	17.0
145.0	10	-4.476	-3.700	17.3
61.70	20	-1.557	-0.714	54.1
145.0	20	-4.476	-2.032	54.6
61.70	30	-1.557	-0.155	90.0
145.0	30	-4.476	-0.435	90.3
61.70	40	-1.557	0.169	110.9
145.0	40	-4.476	0.468	110.5
61.70	50	-1.557	0.171	111.0
145.0	50	-4.476	0.472	110.5

Figura. 35. Tensiones para cada uno de los estados y profundidades. (Fuente: Fuente: Kralovanec et al., 2021)

Como puede comprobarse en la tabla anterior los resultados arrojados por los datos analíticos muestran que la tensión inicial del hormigón no está relacionada con la profundidad de cortes, por lo que la profundidad de descompresión total del bloque de hormigón es constante independientemente el estado inicial de la viga.

De este artículo se obtienen resultados con importantes acerca de los procedimientos para la obtención de la fuerza de pretensado aplicando la técnica *saw-cut*. A continuación, se comentan los resultados más relevantes.

- La tensión inicial del hormigón no influye en la profundidad a la que se alcanza totalmente la descompresión del bloque aislado. Por lo tanto, el nivel de pretensado inicial no varía los parámetros del ensayo.
- En la distribución de tensiones a lo largo del canto de la viga son poco sensibles a la realización de los cortes.
- La profundidad a la que se alcanza la descompresión total del bloque aislado de hormigón se sitúa entre los 30 y 40 milímetros.

Otro elemento interesante analizado por este grupo es el análisis para elementos de hormigón pretensado, en concreto una traviesa de ferrocarril (Kralovanec et al., 2021), en esta ocasión se tiene un elemento de hormigón pretensado con unas características variables a lo largo de ancho, largo y alto de la pieza, esto puede verse en la siguiente imagen.



Figura. 36. Especimen ensayado. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)

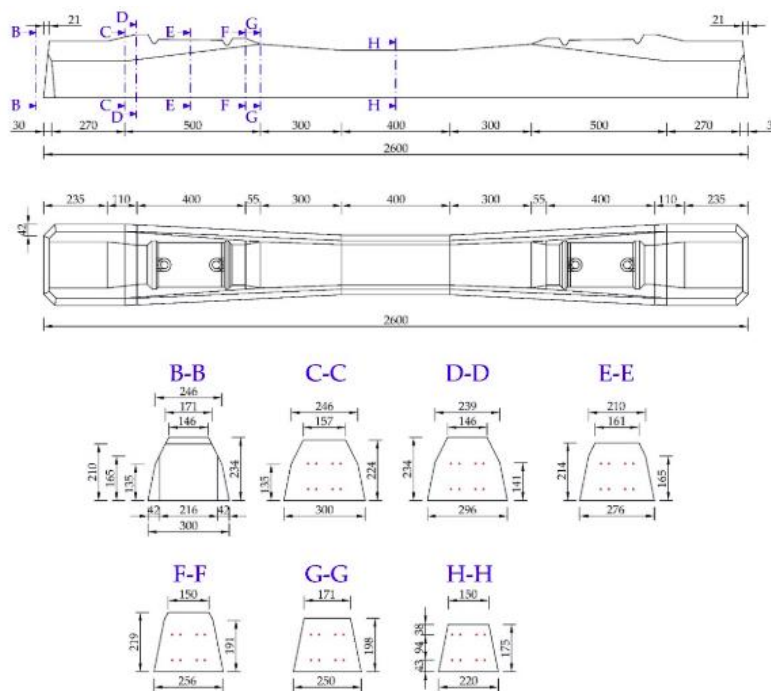


Figura. 37. Esquema geométrico del espécimen ensayado. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)



Mediante la extracción de testigos en el hormigón se consiguió caracterizar las propiedades mecánicas del hormigón, aportando valores de resistencia a compresión de 63,3 MPa y un módulo de elasticidad de 37400 MPa, en cuanto a las características del acero, se obtuvo que presentaba un límite elástico de 1736 MPa, con diámetro 7mm y un área de 38,5 mm<sup>2</sup>.

En las siguientes figuras se muestra el esquema de ensayo para la realización de los cortes, su disposición y los elementos de obtención de datos.



Figura. 38. Aplicación de la técnica del saw-cut al espécimen. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)

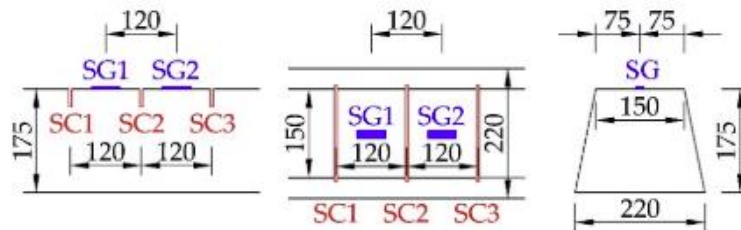


Figura. 39. Posición de los cortes y dimensiones entre entallas. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)

En la figura anterior puede observarse como los dispositivos de obtención de desplazamiento consistían en galgas extensiométricas de longitud de base de medida 60 mm, según los autores esto aseguraba que se cumpliera que la longitud de base de medida era superior a 5 veces el diámetro máximo del árido. Las distancias entre entallas son de 120 milímetros y la profundidad de las entallas se realizó para 10, 20 y 30 milímetros.

Para el análisis numérico se escogió un tipo de elemento tetra para el mallado, con un sistema de comportamiento elástico correspondiente con “Fracture – Plastic “3D nonlinear cementitious”” correspondiente con el método de fallo de Rankine, el modelo se basó en el método de Newton-Raphson y las galgas se representaron como 9 puntos distanciados cada 5 milímetros.

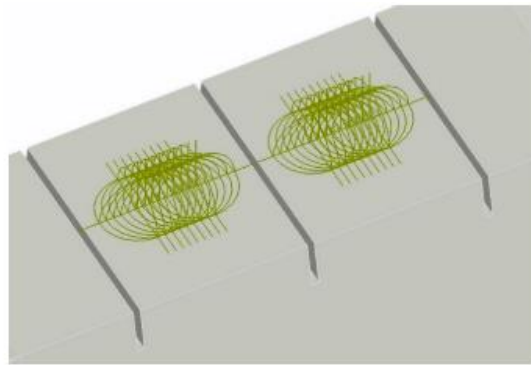


Figura. 40. Puntos de cálculo de tensiones. (Fuente: Kralovanec et al., 2021)

Paralelamente se procedió a obtener las pérdidas mediante la formulación del EC2 para un periodo de 365 días. Partiendo de una tensión en el acero de 1389 MPa y obteniendo una fuerza de pretensado total de 428 kN. Tras la estimación de las pérdidas, se obtuvo que tras 365 días se debería de tener en el elemento una fuerza de pretensado total de 361 kN teniendo unas pérdidas de 634,45 kN respecto a la inicial, es decir, un 14,8 % de pérdidas en 365 días.

Tras obtener los distintos resultados experimentales, las conclusiones principales de este trabajo fueron:

- Se reafirma que el estado tensional inicial no influye en el porcentaje de pérdidas
- En el ensayo para arrojó valores erróneos con gran dispersión para la profundidad de 20 milímetros, por el contrario, para profundidades de 10 y 30 milímetros se ajustan bastante bien al modelo numérico.
- Las pérdidas de pretensado obtenidas del análisis experimental eran acordes a con el del modelo.
- El módulo de elasticidad del hormigón es un factor importantísimo a tener en cuenta, por lo que resulta primordial obtener una buena cuantificación del mismo.
- La distancia entre cortes de 120 milímetros es suficiente para poder establecer una linealidad entre las tensiones y la profundidad de corte.

Otro artículo destacado por el este grupo investigador habla acerca de los distintos métodos de medición directa, en lo que afirma que los métodos elastomagnéticos son métodos limitados por la necesidad de tener una monitorización continua de los datos (Kralovanec and Prokop, 2021), al igual que un historial, por otro lado, al hablar de los métodos indirectos nombra las siguientes características de cada uno de ellos:

- Exposed tendon: se trata de un ensayo complicado por la necesidad de retirar una cantidad elevada de hormigón alrededor de la armadura activa.
- Hole/core drilling: Se busca realizar una perforación y observar las deformaciones en la zona adyacente a la perforación (Kralovanec and Moravčík, 2023). Los antiguos estudios se basan en perforaciones con barrena (Hole), mientras que los estudios recientes se centran en las perforaciones con corona dentada (core).
- *Saw-cut*: de este método comenta que tiene un gran potencial pero que el efecto de aserrado del hormigón puede provocar variaciones de temperatura a las que las galgas puede ser sensibles y por ende arrojar resultados erróneos. Es importante que los autores afirman que no se ve afectada si cortas un poco el cordón de armadura activa, pero que esto no es conveniente realizarlo.
- Strand tendon cutting: Es importante la obtención adecuada del módulo de elasticidad para tendones adheridos.

En el año 2022 se realizó un estudio paramétrico del *saw-cut* (Kralovanec *et al.*, 2022) mediante la modelización de una viga de 200\*400 milímetros de sección transversal con un tipo de hormigón C30/37. El cable de pretensado introducido tenía un diámetro de 15,7 mm y una vaina de 48 milímetros, sección contaba con armadura transversal.

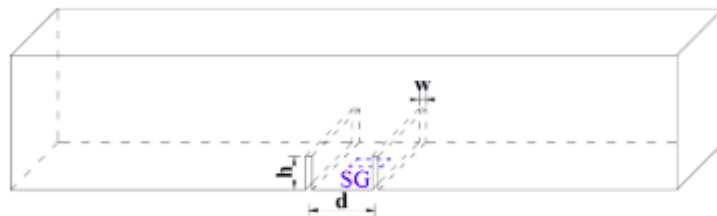


Figura. 41. Esquema de definición de los parámetros del saw-cut. (Fuente: Kralovanec *et al.*, 2022)

Description	Material type	E [GPa]	Other properties
Post-tensioned beam	SBeta	33.01	$f_{cu} = 37.0$ MPa $f_c = 31.45$ MPa $f_t = 2.665$ MPa $\nu = 0.20$
Conventional reinforcement	Reinforcement - Bilinear	200.0	$f_y = 500.0$ MPa
Prestressing steel		195.0	$f_y = 1660.0$ MPa
Steel plates	Plane Stress Elastic Isotropic	210.0	$\nu = 0.30$
Saw-cuts		$1.0 \times 10^{-6}$	$\nu = 0.30$

Figura. 42. Parámetro de los materiales empleados para el modelo. (Fuente: Kralovanec *et al.*, 2022)



Figura. 43. Modelo de elementos finitos. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

La modelización se realizó con la ayuda del software de elementos finitos ATENA 2D, mediante un modelado con “construction stages”, en el cual para el primer caso se tenía en cuenta el módulo de inicial de la viga de hormigón y para la segunda etapa constructiva se incorporó la variación del módulo elástico debido a la ejecución de las entallas en la viga.

Los parámetros a tener en cuenta en el software fueron:

- Comportamiento non-linear bajo compresión
- Fractura bajo tensión, basado en el modelo de compresión biaxial
- Reducción de la compresión tras la fisuración
- Tensión stiffening
- Reducción por tensión de cortante tras la fisuración
- Dos modelos de fisuración:
  - o fisuración en la dirección transversal
  - o Rotación y dirección de las fisuras.

En cuanto a los niveles de pretensado se tuvieron dos estados de fuerza de pretensado, el primer de ellos con una fuerza de 61,7 kN y el segundo de ellos a 145 kN, ambos casos se simularon para un estado de pérdidas de pretensado a la edad de 365 días, la distancia entre los cortes fue de 100 milímetros. Para el elemento de mallado, se escogieron tipos de malla con intensificación del mallado en la zona central, que según los autores proporciona resultados en función de la profundidad y del mallado.

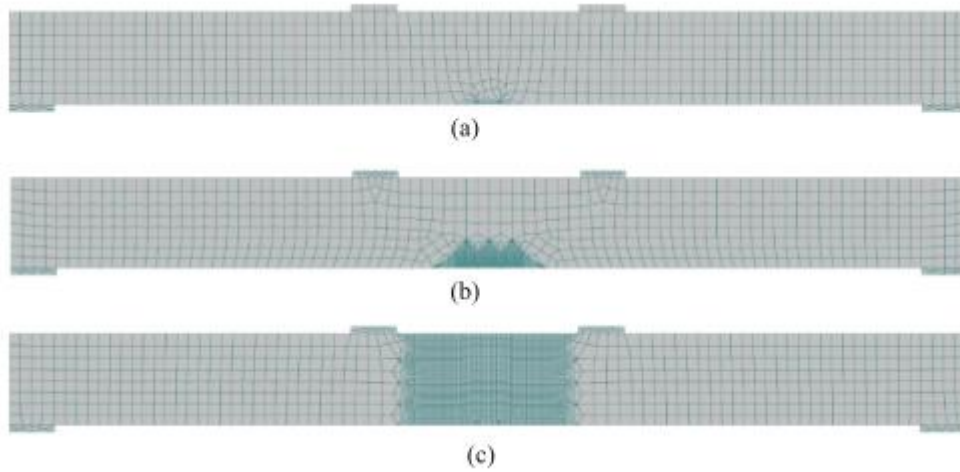


Figura. 44. Distintos mallados empleados en el análisis de elementos finitos. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

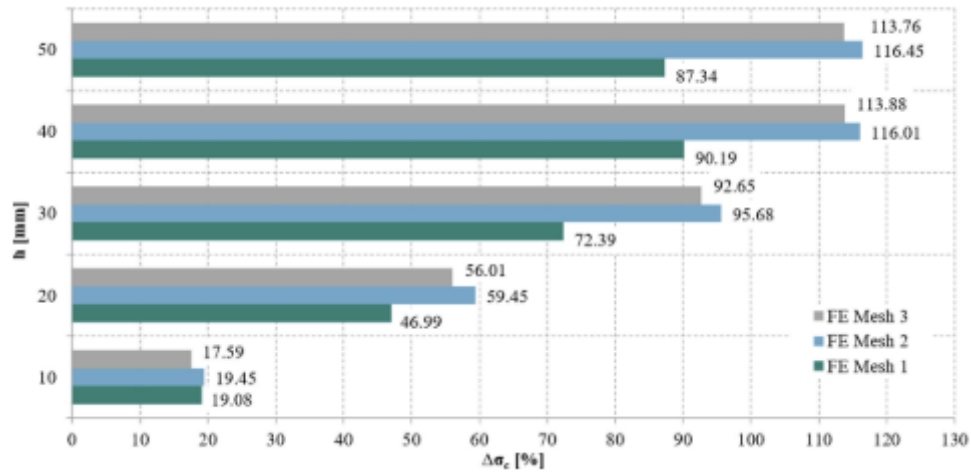


Figura. 45. Resultados obtenidos en función del estado tensional en el elemento. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

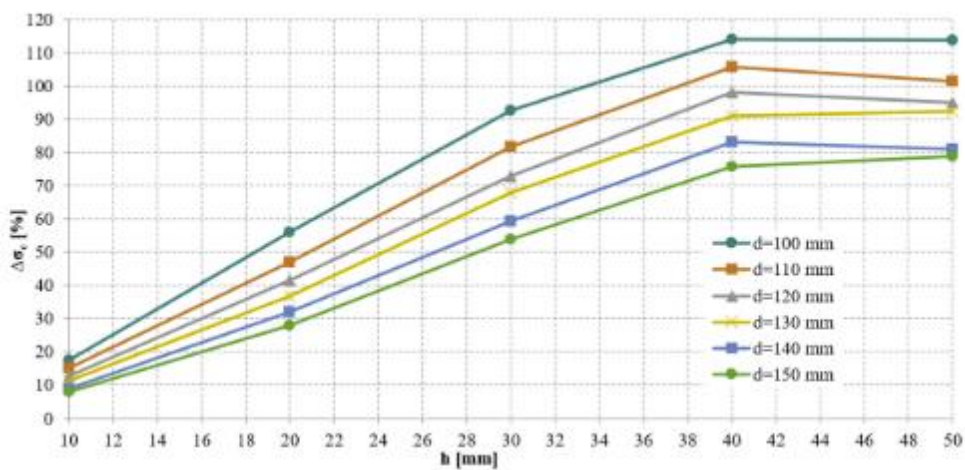


Figura. 46. Relación entre la variación de tensión y la profundidad de corte. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

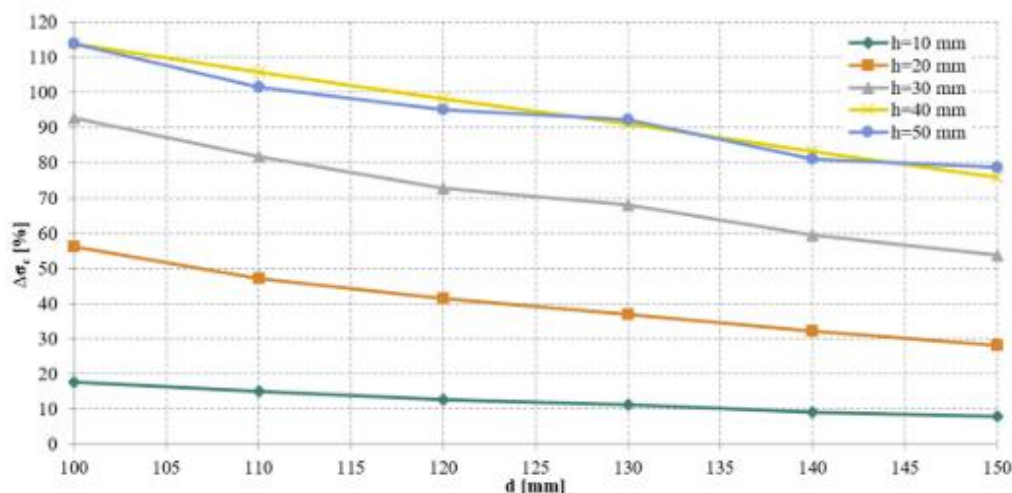


Figura. 47. Relación de variación de tensiones y la distancia entre cortes. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

Tal y como puede comprobarse en las gráficas anteriores, los diferentes estudios se realizaron para distintas profundidades y para variaciones de profundidad.

En cuanto a los resultados obtenidos, resulta sencillo afirmar que tanto las profundidades como las distancia entre cortes son muy influyentes entre sí. Realiza el análisis de regresión a partir de un ajuste de superficie

$$\Delta\sigma_c[\%] = 18.634617 \times h [\text{mm}] - 0.149179 \times h [\text{mm}]^2 - 6.303982 \times \ln(d [\text{mm}]) \times \ln^2(h [\text{mm}]) \quad (1)$$

Como principales conclusiones de este artículo se puede obtener que:

- La fuerza P no afecta a la liberación de tensiones, por lo tanto, el estado inicial de tensiones no es influyente en los resultados.
- El 100% de la liberación se espera para una separación entre entalla de 120 mm o menos y para una profundidad de corte de 40 mm o más.
- A una profundidad de corte de 30 mm y una separación entre entallas de 100 milímetros casi se consigue la liberación completa del bloque.
- De 10 a 40 milímetros la liberación de tensiones parece lineal, pero a partir de 50 mm ya no, esto es atribuible a que se ha alcanzado ya el 100% de la liberación tensional.

Es interesante destacar una comparación realizada entre distintos métodos aplicados de medición de la fuerza de pretensado “in situ” (Kralovanec and Moravčík, 2022), en este artículo se comenta las recomendaciones, pros y contras de los distintos métodos a emplear.

El primero de ellos se trata del método *saw-cut* en el cual saca las siguientes características:

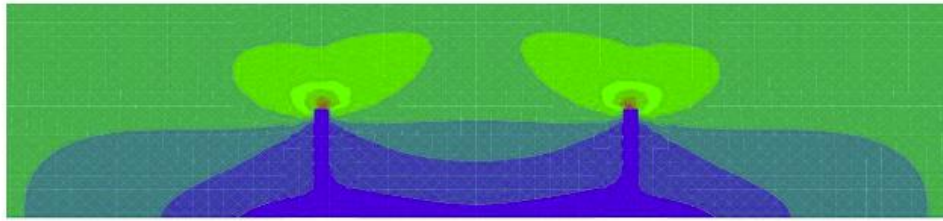


Figura. 48. Esquema de tensiones en las proximidades de los cortes. (Fuente: Kralovanec et al., 2022)

$$P = \frac{\left[ -\sigma_{c0} - \frac{M_g}{I} * z - \frac{M_q}{I} * z \right]}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{I} * z}$$

Siendo los valores que aparecen en la ecuación anterior:

- A: corresponde con el área de hormigón
- I: inercia de la sección de hormigón
- z: cota de punto de obtención de la tensión.
- $\sigma_{c,0}$  Tensión nula en el hormigón
- $M_g$ : Momento debido al peso propio de la viga
- $M_q$ : Momento debido a la fuerza externa aplicada.
- P: Fuerza de pretensado residual.

En este caso se comenta lo siguiente acerca de las cosas a tener en cuenta en este método:

- Es importante evitar el corte de las armaduras, por lo que es importante conocer el recubrimiento de la misma.
- Se trata de un método adecuado para vigas individuales.
- No requiere grandes necesidades de equipos de monitoreo ni de recopilación de datos.

#### **Método de respuesta estructural (*Crack moment*).**

Se trata de un método sencillo y fácil de aplicar, pero la necesidad de aplicar a la viga un momento flector que llegue a alcanzar la fisuración en la fibra inferior hace que sea realmente difícil de ser aplicable “in situ”.

- Es importante tener en cuenta la relación entre las deformaciones de acero y hormigones, así como la curvatura media proporcionada en la teoría de Navier

$$\kappa_m = \frac{1}{r_m} = \frac{M}{E * I} = \frac{\varepsilon_{sm} - (-\varepsilon_{cm})}{d}$$

Donde:

- $r_m$ : radio medio de curvatura.
- $d$ : Profundidad efectiva de la sección transversal.
- $M$ : Momento flector.
- $EI$ : Rigidez de la viga.



Figura. 49. Método de crack-opening en ejecución. (Fuente: Kralovanec & Moravčík, 2022)

### ***Magnetic Barkhausen noise.***

Es empleable únicamente a elementos metálicos, la necesidad de retirar el cable, y realizar la prueba de tensión medir, y posteriormente compararlo con resultados obtenidos en el laboratorio hace realmente difícil su aplicabilidad a estructuras existentes.

Presenta una elevada sensibilidad a daños superficiales, que resulta muy difícil que no se encuentren en estructuras existentes expuesta a cantidad de inclemencias meteorológicas y físicas, como ventaja aporta que supone un ahorro de tiempo elevado y que presenta una fácil movilidad.



### ***Cutting tendon.***

Se trata del método de corte del tendón y midiendo la deformación del hormigón a partir de una galga previamente ubicada en el cable de acero, se trata de un método basado en la deformación, es importante establecer una buena caracterización del límite elástico para poder pasar de deformaciones a tensión. Presenta la desventaja de que hay que exponer el tendón para poder acceder y cortar, y a la hora de medir es realmente complicado poder medir el pico de deformación, por lo que supone una afección directa sobre la medición del pretensado residual.

Como conclusión fundamental extrae que el método de respuesta estructural (crack moment) y la técnica del *saw-cut* son las mejores técnicas para poder obtener el pretensado residual “in situ”.

Tras realizar una recopilación histórica de las técnicas de ensayo *saw-cut*, se procede a explicar los distintos parámetros a tener en cuenta a la hora de afrontar una evaluación de una estructura existente.

Diversos estudios paramétricos realizados comentados anteriormente (Bauset-Tortonda *et al.*, 2023; Kralovanec *et al.*, 2021b; Kralovanec and Moravčík, 2021b; Kralovanec and Moravčík, 2023) establecen una serie de parámetros importantes a la hora de seguir un procedimiento para poder obtener el pretensado residual en elementos de hormigón pretensado.

Los parámetros de corte a utilizar en el ensayo resultan imprescindibles para poder asegurarse una correcta ejecución del ensayo y una correcta obtención de resultados, los parámetros que intervienen en el ensayo de corte son (a) ancho de la muesca, (b) profundidad del corte, (c) longitud de corte y (d) separación entre cortes, todos ellos representados en la figura 50 y 51.

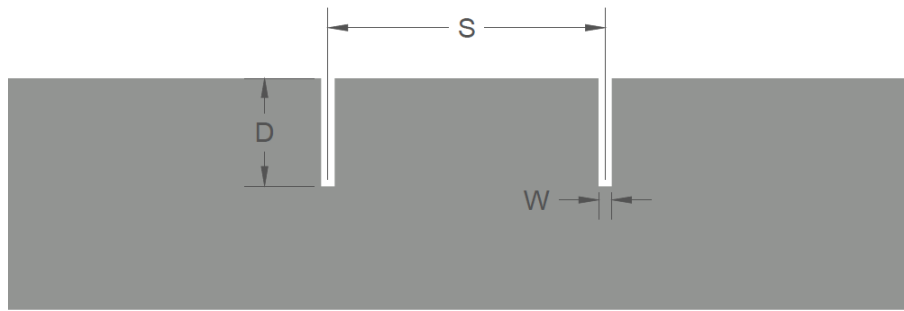


Figura. 50. Vista lateral de un bloque aislado que identifica los parámetros involucrados en la prueba. (W) Ancho de muesca, (S) distancia entre muescas, (D) profundidad de muesca. (Fuente: Elaboración Propia)

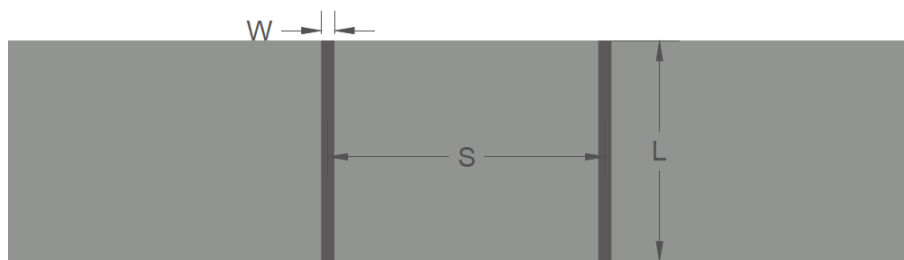


Figura. 51. Vista inferior del bloque aislado identificando los parámetros que intervienen en el ensayo. (W) Ancho de muesca, (S) distancia entre muescas, (L) longitud de muesca. (Fuente: Elaboración Propia)

En los estudios paramétricos comentados afirman que el parámetro que menos afección tiene en cuanto a los resultados es el ancho de la muesca ya que una ligera variación en el grosor no supone una afección importante en los resultados. En cuanto a la longitud del corte se establece que, si existe una ligera afección, por lo que en vigas para poder asegurar que se consigue aislar completamente el bloque basta con realizar si es posible un corte con una longitud total del ancho de la viga.

Por otro lado, los parámetros más importantes dentro de este tipo de ensayo para la obtención del pretensado residual es la distancia entre corte y la profundidad, en diversos estudios (Kralovanec *et al.*, 2022; Kukay, 2008) establece que existe una relación directa para poder conseguir la descompresión total del bloque entre la distancia entre cortes y la profundidad, en estos ensayos se concluye que la distancia óptima entre las entallas se encuentra entre 100 y 120 milímetros y una profundidad de entre 30 y 40 milímetros. Esta relación se basa que a medida que se aumenta la distancia de los cortes es necesario aumentar la profundidad del corte.

Es importante destacar que la descompresión del bloque se consigue para una determinada profundidad de corte y separación de entallas, independientemente del nivel

tensional en el que se encuentra la estructura, lo que es un claro indicativo de que no es necesario conocer o cuantificar de una manera previa el estado tensional.

Otro aspecto a tener en cuenta es la importancia de los aparatos de medición de las deformaciones liberadas durante el ensayo, en la mayoría de los ensayos comentados anteriormente se han empleado galgas extensiométricas eléctricas, que proporcionan una cantidad elevada de datos y de fácil tratamiento. Desafortunadamente en una gran cantidad de los ensayos descritos anteriormente (Bagge *et al.*, 2017; Doneux, 1997; Kralovanec *et al.*, 2021b; Kralovanec, Moravčík, *et al.*, 2021) se comenta la posible afección de la variación de temperatura provocada durante el aserrado al aparato de medición y por lo tanto la posibilidad de que existan errores o valores anómalos en la toma de datos. Este problema, podría ser resultado realizando una variación de los instrumentos de medida de la deformación, pasando a utilizar los empleados en el año 1983 (Rossi, 1983) mediante extensimetría mecánica ya que estos aparatos parece que no sufren alteraciones relevantes frente a las variaciones de temperatura.

Así pues, como conclusiones principales del estado del arte con respecto a esta técnica de medición del pretensado residual en estructuras de hormigón pretensado, se obtienen una serie de conclusiones que favorecerán la implementación y metodología a lo hora de la realización del ensayo experimental. Esta técnica, aunque como se ha podido comprobar se lleva realizando en elemento de mampostería desde el año 1983. Se ha podido comprobar que se trata de una técnica con un gran potencial de mejoría e investigación, que pasa por realizar estudios y ensayos más en profundidad debido a la importancia y la cantidad de parámetros tanto metrológicos como metodológicos a tener en cuenta para poder obtener una medición fiable de las deformaciones. Por lo tanto, las conclusiones obtenidas son:

- La determinación de la fuerza de pretensado residual en estructuras de hormigón pretensado existentes es crucial para evaluar su condición real y comprender su comportamiento.
- El método de corte de sierra consiste en realizar muescas superficiales en el hormigón pretensado y medir las deformaciones en la superficie de la sección aislada.

- El método de corte de sierra ha sido objeto de estudios y aplicaciones desde la década de 1980, y se ha demostrado su viabilidad para evaluar la fuerza de pretensado residual en estructuras reales.
- Los parámetros importantes en el ensayo de corte de sierra incluyen el ancho de la muesca, la profundidad del corte, la longitud del corte y la separación entre cortes. La longitud del corte y la distancia entre cortes son los parámetros más influyentes para lograr la descompresión del bloque de hormigón.
- Se han utilizado galgas extensiométricas eléctricas para medir las deformaciones en los estudios previos, pero se ha observado que las variaciones de temperatura durante el ensayo pueden afectar los resultados. Se sugiere explorar el uso de extensometría mecánica para reducir estas interferencias.

A pesar de algunas dificultades y posibles errores se concluye que el método de corte de sierra se considera prometedor y ha demostrado resultados satisfactorios en la estimación de la fuerza de pretensado residual en estructuras de hormigón pretensado, por ello se procede a la realización de distintos elementos para poder comprender y comprobar el potencial de esta técnica de ensayo.

## **5. Prototipos previos**

Se han realizado una serie de pruebas iniciales sobre prototipos para poder establecer tanto los parámetros de medición, conocer la instrumentación necesaria y los distintos dispositivos de medida a emplear.

En este apartado se presenta una serie de prototipos desarrollados en el marco del proyecto PREPER, el cual se trata de un proyecto financiado con fondos del ministerio de Ciencia e Innovación, cuyo principal objetivo es el estudio de técnicas de determinación del pretensado residual en elementos existentes, con el fin de establecer las características fundamentales del ensayo objeto de este estudio.

A continuación, se presentarán detalladamente los prototipos desarrollados previamente al caso presentado, destacando las características clave de cada uno, la instrumentación utilizada, los procedimientos de ejecución y los resultados obtenidos. Cada prototipo representa un paso significativo hacia la comprensión y correcta metodología de futuros ensayos.

En el siguiente análisis, nos sumergiremos en una serie de tres prototipos de vigas de hormigón postesado, Viga 1, Viga 2a y Viga 2b. Estos prototipos fueron sometidos a pruebas secuenciales para explorar sus objetivos principales y logros destacados. En la Figura 52, se ilustra tanto la configuración de los moldes empleados para las vigas de 3 metros de longitud con pretensado centrado y excéntrico (izquierda), como una panorámica general del proceso de colado (derecha). Para el hormigón, se utilizó una mezcla con una resistencia a la compresión de 60 MPa y un módulo de elasticidad de 38400 MPa a los 28 días. Importa subrayar que las pruebas se centraron en los procedimientos, herramientas y métodos de evaluación, sin tomar en cuenta las características del material hormigón como una variable influyente.



Figura. 52. Configuración de los moldes (izquierda) y proceso de colado (derecha). (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

---

## 5.1. Viga 1

La sección transversal de hormigón en la Viga 1 tenía dimensiones de 0,1x0,20 metros (ancho x altura). Un alambre de pretensado con 7 hilos, de tipo Y 1860 S7 y con un diámetro de 13 mm, se ubicó en posición central. El conducto presentaba un diámetro interno de 16 mm. El alambre fue tensionado a 1400 MPa, lo que representa el valor máximo permitido (el 75% de la resistencia nominal) según el Eurocódigo 2 [9]. En la Figura 53, se muestra el uso de un gato hidráulico hueco con un anclaje mecánico ajustable. En este caso, se insertó un soporte especial entre el gato y la viga para permitir la colocación de un dispositivo de anclaje intermedio. El propósito era minimizar las pérdidas instantáneas de pretensión ocasionadas por el asentamiento del anclaje, debido a la longitud reducida de la viga. Al final, tras aplicar una fuerza de tensión de 140 kN, la

fuerza de pretensado efectiva resultante fue de 115 kN (con una pérdida de asiento del 18%).

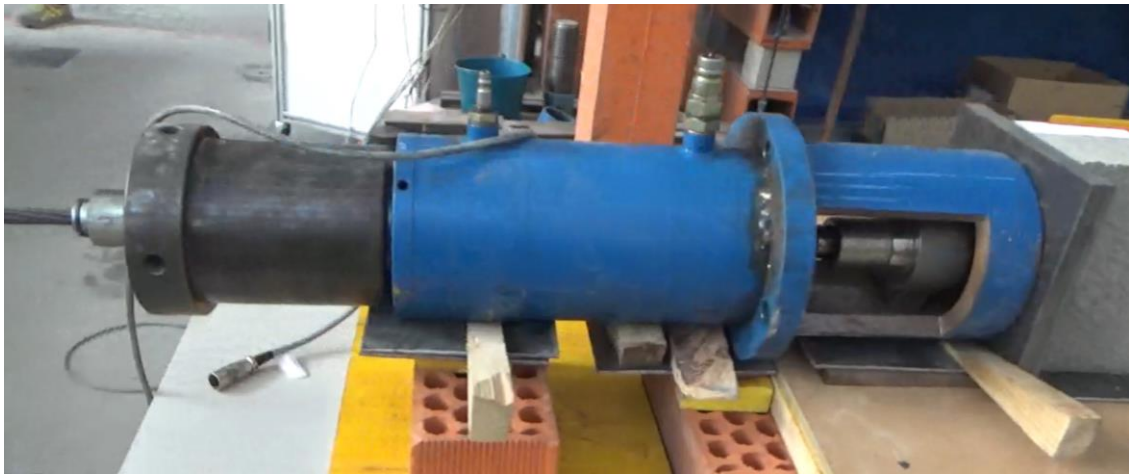


Figura. 53. Utilización de un gato hidráulico hueco con anclaje mecánico ajustable (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Se dividieron las vigas en tres zonas centrales (A, B y C), cada una de 0,7 metros de longitud, independientes en términos de las influencias generadas por los cortes con sierra correspondientes. En cada zona, se llevaron a cabo pares de cortes a diferentes distancias entre sí: 0,10 metros en la zona A, 0,14 metros en la zona B y 0,12 metros en la zona C. La Figura 54 muestra la disposición de la instrumentación, que incluyó transductores de fuerza en los extremos, extensómetros en los alambres cerca de los extremos, extensómetros en la superficie del hormigón (suministrados por dos proveedores distintos) y puntos Demec.

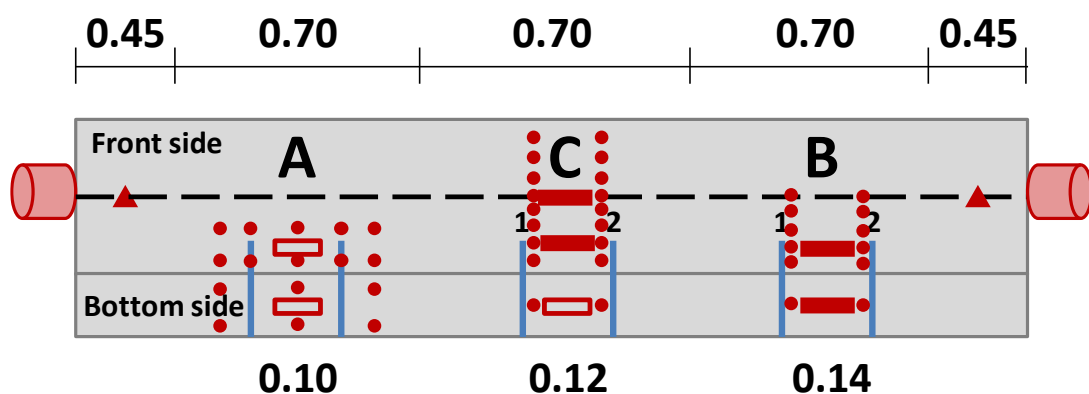


Figura. 54. Diseño de la instrumentación de la Viga 1 (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Los cortes con sierra se llevaron a cabo utilizando una sierra de disco disponible en el laboratorio. Para facilitar esta tarea y permitir cortes precisos en las ubicaciones requeridas con profundidades específicas, se diseñó un soporte de madera a medida, como

se representa en la Figura 55. Se realizaron múltiples cortes con profundidades que oscilaban entre 10 y 50 mm. Como era de esperar, se observaron variaciones en el alivio de las tensiones compresivas del hormigón según la distancia entre los cortes en cada zona de prueba.



Figura. 55. Realización de un corte con sierra en la Viga 1 (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Los desafíos encontrados durante las pruebas se han convertido en valiosas lecciones para perfeccionar los procedimientos en futuros prototipos. Estos desafíos abordaron cuestiones tales como: (a) las dimensiones insuficientes del conducto, que no permitieron el adecuado funcionamiento de los extensómetros en el alambre durante el proceso de tensión, ocasionando roturas en los extensómetros; (b) la falta de estabilidad del sistema de la sierra de disco para controlar la profundidad del corte a lo largo de su recorrido; (c) las limitaciones del soporte de madera, que solo permitía una posición para el corte y necesitaba ser retirado después de cada corte para realizar mediciones; y (d) la ineficacia del anclaje intermedio en la fase de aflojamiento, necesaria para recuperar el transductor de fuerza, debido a las diferentes distancias entre los dispositivos de anclaje involucrados en cada etapa de tensado: ambos dispositivos extremos durante el tensado, dispositivo intermedio y extremos de la viga durante el anclaje, extremo del gato y dispositivo intermedio durante la recuperación, y nuevamente ambos dispositivos extremos durante el aflojamiento.

## 5.2. Viga 2a

En esta instancia, la sección transversal del hormigón en la Viga 2a tenía dimensiones de 0,1x0,30 metros (ancho x altura). Se empleó un alambre de pretensado con 7 hilos, del tipo Y 1860 S7 y con un diámetro de 13 mm, colocado con una excentricidad de 0,05 metros. El conducto presentaba un diámetro interno de 21 mm. Al igual que en la Viga 1, el alambre fue tensionado a 1400 MPa. La Figura 56 ilustra el uso de un gato de un solo cable con bloqueo, dando lugar a una fuerza de pretensado efectiva de 110 kN (con una pérdida de asiento del 21%).



Figura. 56. Aplicación de un gato de un solo cable para alambre de 13 mm de diámetro (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Se tomaron en consideración tres segmentos centrales (A, B y C), cada uno de ellos con una longitud de 0,7 metros, para realizar pares de cortes a intervalos de 0,12 metros, como se muestra en la Figura 57, que ilustra la disposición de la instrumentación para la Viga 2a. En contraste con la Viga 1, se colocó una secuencia adicional de puntos de referencia Demec entre las zonas A y C para determinar la extensión de la influencia de los cortes de sierra en la zona adyacente, y solo se utilizó un transductor de fuerza.

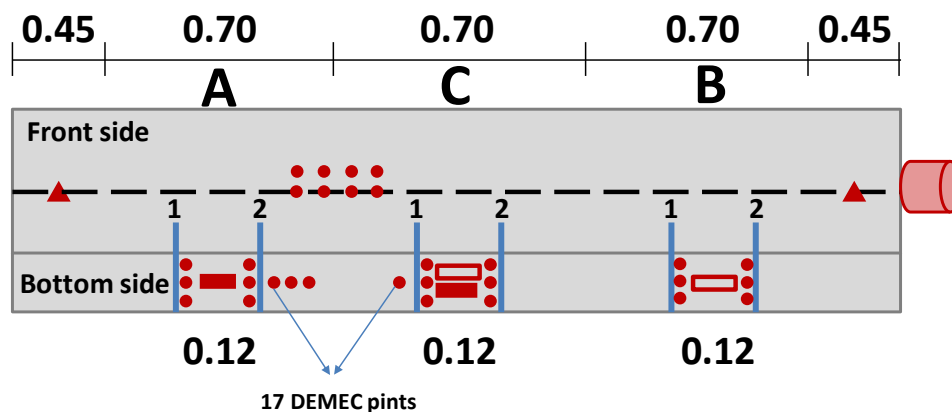


Figura. 57. Distribución de la instrumentación para la Viga 2a (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).



Los cortes con sierra se llevaron a cabo utilizando una sierra circular innovadora equipada con un mecanismo de bloqueo, que proporciona ajustes incrementales de profundidad cada 5 mm, permitiendo profundidades de corte que van desde 5 hasta 60 mm. Con el fin de agilizar las operaciones y realizar cortes precisos en las posiciones designadas con las profundidades deseadas, se diseñó una nueva estructura de soporte de madera a medida, como se muestra en la Figura 58. Esta mejora en el soporte de madera incluyó dos mejoras: (a) ambos cortes con sierra requeridos se pudieron realizar desde la misma posición del soporte; y (b) las mediciones se pudieron tomar sin necesidad de retirar el soporte de madera. Como resultado, todo el proceso, que incluye cortes sucesivos con profundidades en aumento y las mediciones correspondientes después de cada incremento de profundidad, se realizó sin desplazar el soporte de madera de su ubicación original, lo que a su vez resultó en cortes con sierra más precisos. La Figura 59 proporciona una representación visual de la ubicación del soporte de madera en la zona A, tanto antes del corte (Figura 59, izquierda) como después del corte (Figura 59, derecha). Es importante destacar que la interpretación de los datos de medición se vio considerablemente influenciada por las longitudes de base de medición seleccionadas: 60 mm para las galgas extensométricas y 100 mm para los puntos de referencia Demec.



Figura. 58. Realización de un corte con sierra en la Viga 2a (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).



Figura. 59. Posicionamiento e instrumentación de un par de cortes, antes del corte (izquierda) y después del corte (derecha) (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Las lecciones clave aprendidas de esta experimentación con el prototipo incluyeron: (a) las dimensiones del conducto resultaron adecuadas para permitir la funcionalidad completa de las galgas extensométricas en el cable durante el proceso de elevación; (b) el sistema mejorado de la sierra circular con ajustes de profundidad bloqueados demostró estabilidad a lo largo del procedimiento de corte; (c) eran necesarias mejoras en el soporte de madera para proporcionar una guía más efectiva para la sierra circular; (d) los cortes con sierra no ejercieron una influencia discernible a una distancia de 0,35 metros; y (e) la fuerza de tensión en el cable pudo ser monitoreada de manera efectiva utilizando solo un transductor de fuerza ubicado en un extremo.

### 5.3. Viga 2b

Este prototipo fue una réplica de la Viga 2a, con una modificación en relación al cable de pretensado y el gato de tensado: el diámetro del cable era de 15,2 mm y el gato de cable único (Figura 60) no tenía un sistema de bloqueo. Al igual que en la Viga 1 y la Viga 2a, el cable fue tensionado a 1400 MPa, lo que correspondía a 196 kN. Sin embargo, la fuerza efectiva de pretensado final en el anclaje fue solo de 112 kN (pérdida de asiento del 43%).



Figura. 60. Gato de cable único para un diámetro de cable de 15,2 mm. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Con respecto al soporte de madera, se agregó una plataforma complementaria en la parte central, como se muestra en la Figura 61. La ventaja era permitir una mejor guía y acción de la sierra de disco. Sin embargo, una desventaja principal fue la imposibilidad de realizar una medición directa desde los puntos Demec sin retirar el soporte de madera después de realizar cada profundidad deseada de un par de cortes con sierra.



Figura. 61. Realización de un corte con sierra en la Viga 2b (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

## 5.4. Conclusiones

Así pues, tras comentar los prototipos previos a la viga ensayada se pudo obtener:

- La disminución de las tensiones de compresión en el hormigón fue distinta según la separación entre los cortes en cada zona de prueba. La distancia de 0,12 m entre cortes parece ser la más adecuada para combinar diferentes longitudes de base de medición de dispositivos extensométricos electrónicos y mecánicos.
- El gato de un solo cable con bloqueo en el dispositivo de anclaje para cables de 13 mm mostró un buen equilibrio en términos de facilidad y rapidez de uso, así como en el nivel de pretensado.
- El rendimiento de la sierra de disco, junto con un soporte específico para facilitar su ubicación y guía, son cruciales para garantizar un corte preciso con la profundidad y el ancho deseados. Debe diseñarse un soporte mejorado con una plataforma complementaria de fácil extracción para permitir la medición entre cortes sin retirar todo el soporte de su ubicación.
- Basándose en algunos elementos de hormigón como referencia, se pueden llevar a cabo diferentes escenarios de tensiones/deformaciones para ser probados al combinar edades de pretensado y pruebas, ya que las propiedades del hormigón varían con el tiempo.

## 6. Características de la viga de ensayo

En el presente apartado, se procede a realizar la descripción del elemento estructural de hormigón pretensado, con la finalidad de poder estudiar únicamente el efecto del pretensado en la viga, se decide que no es necesaria la implementación de armadura pasiva.

### 6.1. Geometría

El espécimen experimental es un elemento de hormigón pretensado con una longitud total de 3,20 metros. La longitud libre entre los apoyos es de 3 metros, lo que significa que hay un espacio de 20 centímetros en cada extremo que no está sujeto a restricciones de apoyo. Esta configuración permite analizar el comportamiento del elemento en condiciones de carga y deformación específicas. En cuanto a la altura de colocación del cable de pretensado, este presenta un recorrido recto y una excentricidad respecto al centro de gravedad de la sección bruta de hormigón de 0.035 metros.

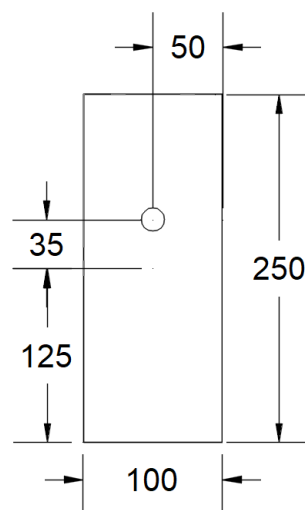


Figura. 62. Vista de la sección transversal del espécimen. (Fuente: Elaboración Propia)

La sección transversal del espécimen tiene un canto de 0,25 metros y un ancho de 0,10 metros. Esta sección transversal rectangular proporciona una superficie de contacto adecuada para el pretensado y asegura la resistencia y estabilidad del elemento. Además, el tamaño de la sección transversal está diseñado para cumplir con los requisitos de diseño específicos y garantizar una capacidad de concentración de tensiones debido al pretensado suficiente para eliminar el efecto Splitting. Para ello, se utilizan placas de reparto de acero con un canto de 0,25 metros y un ancho de 0,10 metros. Estas placas se

colocan en los extremos para distribuir y transmitir las fuerzas de pretensado de manera eficiente. El uso de las placas de reparto de acero permite aplicar una fuerza de pretensado uniforme y controlada al elemento. En la Figura 63 puede observarse las características de la sección transversal, así como la longitudinal.

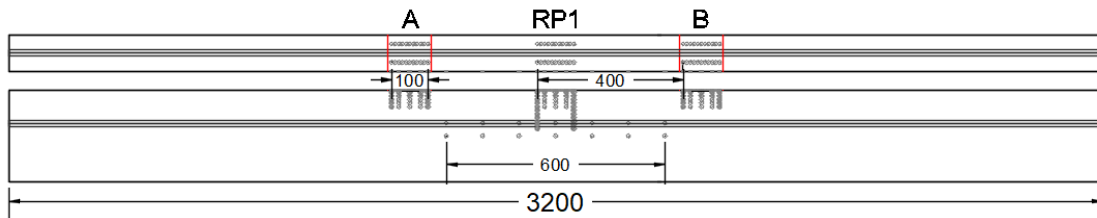


Figura. 63. Vista en planta (parte superior) y alzado (parte inferior) del espécimen a ensayar. (Fuente: Elaboración Propia)

El espécimen experimental se ha diseñado y construido con el propósito de realizar pruebas para el método de obtención del pretensado a partir de la técnica del *saw-cut* y poder realizar un análisis detallado sobre su comportamiento estructural tras la ejecución de las entallas.

## 6.2. Materiales empleados para la dosificación

El hormigón utilizado para la ejecución del elemento estructural de hormigón pretensado en cuestión presentaba ciertas características necesarias para poder adquirir una resistencia mínima a las 48 horas de 27 MPa con la finalidad de poder ser transportadas evitando así problemas de fisuración, para ello en la tabla 3, se muestra la dosificación empleada.

Tabla. 3. Dosificación por metro cúbico de hormigón (Fuente: Elaboración Propia)

Material	Peso en kg
<b>Grava 8/16</b>	690 kg
<b>Grava 4/8</b>	290 kg
<b>Arena Roja</b>	820 kg
<b>Arena Blanca</b>	74 kg
<b>Cemento</b>	450 kg
<b>Agua</b>	180 kg
<b>Aditivo</b>	6 kg

En la Figura 64, se muestra la forma de suministración de los áridos empleados en la dosificación del hormigón, a continuación, se muestran las densidades en función de la humedad de cada uno de los áridos proporcionados.

Tabla. 4. Propiedades de los materiales suministrados. (Fuente: documentación facilitada por el proyecto PREPER)

Material	Densidad aparente	Densidad seca	Densidad saturada
<b>Grava 8/16</b> (Fig. 64. Superior izquierda)	2,76	2,69	2,71
<b>Grava 4/8</b> (Fig. 64. Superior derecha)	2,76	2,69	2,71
<b>Arena Roja</b> (Fig. 64. Inferior izquierda)	2,74	2,67	2,69
<b>Arena blanca</b> (Fig. 64. Inferior derecha)	2,52	2,46	2,48



Figura. 64. Áridos empleados en la dosificación del hormigón. (Fuente: Elaboración Propia)

En cuanto al cemento empleado se trata de un tipo CEM I 42,5 R-SR5 apto para protección a ambientes marinos, apto para hormigones de altas resistencias y resistente a sulfatos, estos son suministrados en sacos de 25 kilogramos tal y como puede observarse en la Figura 65. Se trata de un cemento muy empleado para elementos con necesidades

de elevadas resistencias iniciales, por lo que dadas todas estas características se concluyó que resultaría ser un material a emplear adecuado gracias todos estos factores.



Figura. 65. Áridos empleados en la dosificación del hormigón. (Fuente: Elaboración Propia)

Al tratarse de un hormigón con un contenido de cemento elevado y buscar resistencias elevadas a las 48 horas por la necesidad de manipulación y acopio, fue necesaria la utilización de un aditivo comercializado por la marca Sika correspondiente con el tipo Viscocrete 5970 visible en la Figura 66. Se trata de un aditivo superplastificante de tercera generación para hormigones preparados, tanto en planta de hormigón como en planta de obra y está exento de cloruros, en cuanto a los usos que se recomiendan son:

- Hormigones fluidos y autocompactante.
- Hormigones proyectados.
- Hormigones con altas resistencias iniciales y finales.
- Hormigones de altas durabilidad.
- Hormigones fabricados en obra.
- Hormigones fabricados en planta.
- Hormigonado con temperaturas bajas-medias.
- Hormigonado con curvas granulométricas no muy adecuadas.



Figura. 66. Aditivo superplastificante de tercera generación Sika Viscocrete 5970. (Fuente: Elaboración Propia)

### 6.3. Encofrado

Para la ejecución del prototipo se utilizaron planchas de encofrado metálicas en la ejecución del prototipo, colocadas sobre una superficie nivelada. Cada plancha de encofrado tenía dimensiones de 90 centímetros de ancho y tres metros de largo. Con el propósito de lograr una longitud total de 3,20 metros, se añadió otra plancha en un ángulo de 90 grados, resultando en una longitud total de encofrado de 3,90 metros, lo que permitía la creación de vigas de 3,20 metros.

En el proceso de realizar la viga mostrada, se empleó el encofrado para construir dos vigas adicionales con el mismo material. Esto requirió la colocación de largueros de madera a lo largo de las vigas y dos travesaños para garantizar la horizontalidad de la vaina de paso del cable. Para evitar que se produjeran desviación en el recorrido de la vaina por el cual pasaría el cable se introdujeron barras de acero corrugado.

### 6.4. Hormigonado de la viga

Para la realización de la viga, es necesario tener en consideración todos los aspectos previos a la realización del hormigón, entre ellos, lo primero es ajustar la dosificación para el volumen requerido para el hormigonado de las vigas. Para este caso concreto, se realizó un total de 380 litros, cerca del límite de la amasadora con mayor capacidad ubicada en el ICITECH que son 400 litros.



En cuanto a la necesidad exacta para la ejecución de las 3 vigas con dimensiones previstas de 3,2 metros de largo, 0,25 metros de canto y 0,10 metros de ancho por viga, se obtiene el siguiente cálculo de hormigón necesario:

$$V_{vigas} = (3,2 * 0,25 * 0,1) * 1000 * 3 = 240 \text{ Litros.}$$

Por lo tanto, se tiene que, entre las probetas cilíndricas estimadas, que son 14 (5,4 litros por probeta), para las probetas de flexotracción que son de 16 litros por probeta y lo necesario para la realización del ensayo de impermeabilidad y el cono de Abrams (16 litros) y suponiendo un valor total de pérdidas durante el vertido al 10%, se obtiene que:

$$V_{total} = (240 + 12 * 5,4 + 16 * 3 + 16) * 1,1 = 379 \text{ Litros}$$

Por lo que se necesitará la mayor capacidad posible de la amasadora, así pues, ajustando la dosificación del hormigón para un total de 380 litros se obtienen los siguientes kilos de materiales para poder ejecutar las vigas:

Tabla. 5. Peso de los materiales a verter en la hormigonera para 380 litros. (Fuente: Elaboración Propia).

Material	Peso en kg
<b>Grava 8/16</b>	262,2 kg
<b>Grava 4/8</b>	110,2 kg
<b>Arena Roja</b>	311,6 kg
<b>Arena Blanca</b>	28,12 kg
<b>Cemento</b>	171 kg
<b>Agua</b>	68,4 kg
<b>Aditivo</b>	2,28 kg

Una vez obtenido los valores necesarios para la dosificación ajustada a un volumen total de hormigón de 380 Litros, el día previo al hormigonado, se procede a la preparación del encofrado y al pesaje del material empleado en la dosificación, para ello se realiza el pesado en la báscula ubicada en el ICITECH mostrada en la siguiente figura, junto a los materiales preparados para el vertido en la amasadora.



Figura. 67. Báscula de pesaje del material (Parte izquierda) y material pesado preparado para el vertido (Parte derecha) (Fuente: Elaboración propia)

Tal y como puede observarse, existe un material ubicado en la Figura 67 parte izquierda que se encuentra tapado, se trata del material correspondiente a la arena roja, ya que, al tratarse de una arena con una cierta humedad, durante el pesaje del material, se procede a extraer una muestra, que se coloca en el horno a una temperatura de 100 °C con la finalidad de poder conocer la humedad de la arena roja y poder realizar la corrección por humedad de este material.

Para ello, en este caso concreto, el día anterior al hormigonado se realizó el pesaje de la muestra húmeda, y tras el paso de 24 horas se pesó la muestra seca de la arena, todo ello en el laboratorio de química ubicado en el ICITECH.



Figura. 68. Laboratorio de química ubicado en el ICITECH. (Fuente: Elaboración Propia)

Para el caso concreto de esta amasada, se obtuvieron uno valores de peso húmedo de la muestra seleccionada de 3,3320 kg y tras dejarlo en el horno 24 horas, se observa un peso de 3,220 kg ambos pueden ser observados en la Figura 69, en cuanto al recipiente utilizado para el pesaje de la muestra, resultó aportar un valor de 0,3895 kg.



Figura. 69. Peso húmedo (Parte izquierda) y peso seco (Parte derecha) de la muestra de arena seleccionada. (Fuente: Elaboración propia).

A continuación, se procede a realizar la corrección por humedad:

$$\%W = \frac{P_s - P_h}{P_s} * 100 = \frac{3,3320 - 3,2200}{3,2200 - 0,3895} * 100 = 3,8\%$$

$$\text{Arena a añadir} = 311,6 * \frac{3,8}{100} = 12,11 \text{ kg}$$

$$\text{Arena total} = 311,6 + 12,11 = 323,71 \text{ kg}$$

$$\text{Agua a reducir} = 323,71 * \frac{3,8}{100} = 12,3 \text{ kg}$$

$$\text{Agua a añadir} = 68,4 - 12,3 = 56,1 \text{ kg}$$

Así pues, una obtenida la corrección necesaria por humedad de la arena roja se procede a realizar el procedimiento de amasado del hormigón, para el amasado del hormigón se utiliza una máquina con capacidad máxima de 400 litros representada en la Figura 70.



Figura. 70. Zona de amasado y amasadora utilizada para el amasado. (Fuente: Elaboración propia)

El procedimiento para la realización del hormigón es el siguiente: en primer lugar, se procede a realizar una limpieza de la maquina en cuestión con el fin de poder evitar que se produzca contaminación con otras amasadas realizadas con anterioridad por otros grupos de investigación, posteriormente se procede a eliminar el agua restante tras la limpieza y a dejar la maquina con cierta humedad para evitar así que se produzcan pérdidas de agua por absorción de los distintos elementos que componen la máquina. Una vez realizado este paso previo, se procede a verter el material grueso en primer lugar, para posteriormente verte la arena roja, tras verter la arena roja se mezcla el material con la finalidad de conseguir repartir el material por toda la máquina y evitar así que se produzca una concentración de material en la compuerta de la máquina, una vez realizado esto se procede a verte el material restante, la gravilla y la arena blanca, tras el vertido de todo el material a excepción del cemento, se pone en marcha la amasadora con la finalidad de que se produzca una mezcla homogénea de los distintos materiales.

Una vez mezclados los materiales, se procede a verter el cemento en la amasadora, y de nuevo se vuelve a homogenizar la mezcla poniendo en marcha la amasadora, mientras esta se encuentra dando vueltas se procede verter el agua con la amasadora en movimiento, y tras verter el agua se deja un minuto la amasadora en funcionamiento antes de proceder al vertido del aditivo superplastificante, al igual que el agua se vierte el

aditivo y se deja el hormigón 5 minutos amasando la mezcla antes de verter el hormigón sobre el balde de hormigón mostrado en la Figura 71, este balde es utilizado para llevar el hormigón desde la amasadora hasta el encofrado para poder hormigonar las vigas, las probetas de acompañamiento y los distintos ensayos de permeabilidad y consistencia del hormigón.



Figura. 71. Balde de hormigón. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez llevada el balde con el hormigón al punto de vertido del hormigón, se procede a realizar el vertido sobre el encofrado, preparado previamente con desencofrante para poder realizar las tareas de desencofrado de una manera mucho más sencilla y rápida. Tras ubicarlo en el punto de vertido, mediante el puente grúa se eleva y se procede a llenar varias espuelas de plástico para poder llenar las distintas probetas de caracterización del hormigón, así como para realizar el ensayo del cono de Abrams y el ensayo de permeabilidad.

En la Figura 72 puede observarse como se ejecuta la operación de vertido del hormigón en el encofrado, intentando realizar un reparto adecuado en todas las partes en especial en las zonas extremas, en ella se puede observar el procedimiento y el personal requerido para poder realizar esta operación de hormigonado lo mejor posible, se utilizaron 14 probetas cilíndricas y 3 de flexotracción.



Figura. 72. Proceso de vertido y colocación del hormigón. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER)

Paralelamente al proceso de hormigonado de las vigas, se procede al relleno de las probetas cilíndricas en tres capas, la compactación se realiza con la barra de compactar. Se distribuyen los golpes de la barra de compactar, de una manera uniforme sobre la sección transversal del molde. Se tendrá cuidado de que la barra de compactar no golpee fuertemente la parte inferior del molde, cuando se compacte la primera capa, ni penetre significativamente en la capa inferior. Se somete el hormigón al menos a 25 golpes por capa [UNE-EN 12390-2], en la Figura 73 se puede observar el proceso de llenado y compactación de estas probetas cilíndricas.



Figura. 73. Proceso de llenado y compactación de las probetas cilíndricas. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

En cuanto a las probetas de flexotracción se rellena en una única tongada, la compactación se realiza con la barra de compactar. Se distribuyen los golpes de la barra de compactar, de una manera uniforme sobre la sección transversal del molde. Se tendrá cuidado de que la barra de compactar no golpee fuertemente la parte inferior del molde. Se somete el hormigón al menos a 50 golpes, en la Figura 74 se puede observar el proceso de llenado y compactación de estas probetas de flexotracción.



Figura. 74. Proceso de compactación de las probetas de flexotracción. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Durante el hormigonado, se procede a la realización del cono de Abraham para poder obtener el grado de consistencia obtenido en la elaboración del hormigón, en este caso concreto de 25 centímetros consiguiendo así un hormigón con consistencia líquida gracias al aditivo superplastificante obteniendo así un hormigón autocompactante visible en la Figura 75.



Figura. 75. Valor de consistencia obtenida en el cono de Abrams. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Por último, para poder saber la caracterización del hormigón, se realiza un ensayo de permeabilidad, el cual consiste en determinar la deformación elástica que experimenta el hormigón fresco bajo una presión dada y en condiciones definidas, y compararla con la de un volumen conocido de aire sometido a la misma presión, obteniendo un valor de 2,8%, como se puede observar en la Figura 76.



Figura. 76. Ensayo de permeabilidad y aire ocluido del hormigón. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Una vez realizado el hormigonado de las vigas, se procede a realizar el desencofrado, tanto de las probetas cilíndricas como de las distintas vigas, este proceso es necesario que pasen 24 horas desde el hormigonado para poder manipular las vigas, puesto que han alcanzado la suficiente resistencia. Así pues, una vez desmoldeadas las probetas, se numeran con la fecha y el grupo de investigación al que pertenece y se guarda en una cámara húmeda a una temperatura de 20 °C y una humedad del 100%. En cuanto a las vigas se procede al desmoldeo de las misma y se almacenan en el sótano del ICITECH para su futuro ensayo, tal y como se puede observar en la Figura 77.





Figura. 77. Zona de acopio de las vigas realizadas. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.5. Propiedades mecánicas

Para la ejecución de los ensayos de caracterización del hormigón se ejecutaron a partir de la maquina proporcionada por Ibertest. Las máquinas de ensayos a compresión MEH LC son equipos diseñados para llevar a cabo pruebas de compresión en materiales, como hormigón, rocas y otros materiales estructurales. Estas pruebas son esenciales para evaluar la resistencia de los materiales a fuerzas de compresión y su capacidad para soportar cargas verticales. Por lo tanto, las máquinas MEH LC son equipos de ensayo de compresión diseñados con características específicas para cumplir con las normativas europeas y garantizar la precisión y confiabilidad de las pruebas. Estas máquinas son esenciales en la industria de la construcción y materiales para asegurar la calidad y seguridad de las estructuras y materiales, en la Figura 78 puede observarse la maquina empleada para caracterizar el hormigón.



Figura. 78. Máquina IberTest utilizada para caracterizar el hormigón. (Fuente: Elaboración propia).

A continuación, se comentan algunas de las características y normativas que incluyen este tipo de equipos como son:

**Normativas Europeas UNE-EN 12390-4 y EN 722-1:** Estas normativas son estándares europeos que establecen los requisitos y métodos de prueba para máquinas de ensayos de compresión. La UNE-EN 12390-4 se centra en los métodos de ensayo para el hormigón, y la EN 722-1 aborda los requisitos generales de las máquinas de ensayo de compresión. Las máquinas MEH LC están diseñadas específicamente para cumplir con los requisitos de estas normativas, lo que garantiza que se adhieran a estándares reconocidos en la industria.

#### **Características del diseño:**

- Rigidez y estabilidad del marco de ensayos: Esto asegura que la máquina mantenga su integridad estructural durante las pruebas, evitando deformaciones que puedan afectar los resultados.
- Sistema de rótula autoblocante: Proporciona una sujeción confiable de las muestras durante las pruebas, evitando movimientos no deseados.
- Axialidad de la carga: Asegura que la fuerza se aplique de manera precisa y vertical en relación con la muestra, evitando desviaciones que puedan afectar los resultados.

- Autoalineamiento y bloqueo del plato superior: Garantiza que las muestras se coloquen de manera correcta y uniforme en la máquina, lo que contribuye a la precisión de los resultados.
- Dureza, planeidad y paralelismo de los platos de compresión: Estas características en los platos de compresión aseguran una distribución uniforme de la carga sobre la muestra y minimizan las posibles fuentes de error.

El hormigón utilizado para la ejecución del espécimen una resistencia media a las 48 horas obtenidas a partir de la rotura a compresión de 3 probetas cilíndricas de 41,66 MPa, cuyo módulo de elasticidad resultó ser de 34645 MPa. El día del ensayo, es decir, a los 7 días de su ejecución, los valores de la resistencia a compresión de las probetas fueron de 51, 52 y 53 MPa, mientras que el módulo de elasticidad del hormigón a los 7 días resultó ser de 36579 MPa.

Por otro lado, el acero empleado para la armadura activa se trata de un acero estandarizado tipo Y1860 S7 de 13mm de diámetro, con un módulo elástico aportado por el fabricante de 195000 MPa.

## **7. Ensayo *saw-cut* en la viga**

Para la realización del ensayo, se exponen los equipo e instrumentación a utilizar en el ensayo, para posteriormente comentar la metodología seguida para la realización del ensayo para este caso concreto, todo ello basado en prototipos realizados con anterioridad.

### **7.1. Equipos necesarios para el ensayo**

Para las distintas fases del ensayo son necesarios diferentes tipos de dispositivos para poder ejecutar el ensayo de manera fiable, a continuación, se procede a comentar cada uno de ellos y la intervención de cada uno de ellos:

#### a) Dispositivo de tesado

**Gato hidráulico:** se trata de una herramienta indispensable para el tesado de los tendones. Para este caso en concreto se trata de un gato tipo mono-strand con regulación de la carga mediante circuito hidráulico manual representado en la Figura 79, en este caso es utilizado para el postesado de la viga, los pasos a seguir durante el proceso de tesado son:

- Preparación del tendón: Una vez ejecutada la viga, con la vaina ya preparada, se coloca un tendón de acero por el interior de la vaina.
- Tensado del tendón: Una vez que el tendón está en su lugar, el gato hidráulico entra en acción. Se coloca en el extremo del tendón y se ajusta de manera que esté en contacto con la superficie de la viga de hormigón. Luego, se aplica una fuerza hidráulica al gato.
- Aplicación de la carga: Al ejercer fuerza hidráulica sobre el tendón, el gato hidráulico comienza a estirarlo. Esta acción provoca una tracción en el tendón.
- Regulación de la carga: En el caso de un gato hidráulico con regulación de la carga mediante circuito hidráulico manual, se puede ajustar la cantidad de fuerza aplicada al tendón utilizando el sistema hidráulico. Esto es importante para asegurarse de que el tendón alcance la tensión deseada, siempre por debajo del límite elástico del acero.
- Fijación del tendón: Una vez que se alcanza la tensión deseada, el tendón se fija en su lugar mediante anclajes o cuñas para mantener la tensión incluso después de que se retire el gato hidráulico.



Figura. 79. Gato hidráulico tipo mono-strand. (Fuente: Elaboración propia)

#### b) Dispositivo de medición de la carga

Para poder medir la carga de pretensado que se produce en la viga, es muy importante disponer de dos dispositivos que ejercen un papel fundamental, estos dos dispositivos son transductor de fuerza y amplificador:

- **Transductor de fuerza o célula de carga:** Las células de carga de pasador basculante C16 garantizan una introducción de fuerza óptima. Son particularmente robustas y garantizan exactitud hasta su carga nominal, que oscila entre 20 y 400 toneladas, en la Figura 80 parte derecha puede verse el dispositivo. Además, tienen una clase de precisión de hasta C5 según la norma OIML R60. Pueden trabajar en entornos difíciles; por ejemplo, en básculas de puente para vehículos de carretera o material rodante ferroviario, o para medición de niveles en silos. Asimismo, se encuentran disponibles versiones de la célula C16A con clase de protección IP69K y diseños a prueba de explosiones IECEx-ATEX. Como elementos de protección adicional, disponen de un freno de rotación, protección contra sobretensiones y distintas variantes robustas de cable [insertar cita] ([Célula de carga pendular C16A para cargas pesadas | HBM](#)).



Figura. 80. Célula de carga (parte izquierda) y amplificador (parte derecha). (Fuente: Elaboración propia)

- **Amplificador:** El amplificador de medida MVD2555 se adapta de forma ideal a los requisitos de medición de los entornos industriales. Disponen de una carcasa robusta y protegida contra el polvo, optimizada para montaje en cuadros de distribución. Los amplificadores cuentan con memorias de mínimo/máximo, interruptores de valor límite y distintos tipos de señales, todo para garantizar la máxima fiabilidad en las diferentes aplicaciones. Ambos dispositivos tienen una salida analógica libremente escalable perfecta para adaptarlos rápidamente a todo tipo de condiciones de medición específicas, garantizando resultados de alta calidad, el dispositivo puede observarse en la Figura 80 parte derecha [insertar cita] ([Amplificadores de frecuencia portadora y CC serie MVD | HBM](#)).

c) Dispositivo de medición de los desplazamientos

Para poder realizar la medición de los desplazamientos, debido a la incertidumbre de los resultados arrojados por las galgas extensiométricas eléctricas [Kralovanec], se escoge otro sistema de medición de desplazamientos denominada DEMEC.

DEMEC es una herramienta útil que ofrece varias ventajas en comparación con los medidores de tensión de resistencia eléctrica montados en la superficie para el hormigón. Aquí hay algunas razones por las que DEMEC es una opción preferida:

- **Precisión y confiabilidad:** DEMEC permite mediciones precisas y confiables de deformaciones. Con una fabricación precisa y un uso cuidadoso, se puede lograr una alta precisión de medición en diferentes puntos de una estructura. Esto es especialmente importante en aplicaciones de ingeniería civil y construcción, donde la precisión es crucial para evaluar la integridad estructural y la seguridad.
- **Costo-efectividad:** DEMEC ofrece una alternativa rentable a los medidores de tensión eléctrica. No requiere equipos eléctricos complejos ni instalaciones complicadas. Además, al ser un instrumento reutilizable, se puede utilizar para múltiples mediciones, lo que reduce los costos a largo plazo.
- **Facilidad de uso:** DEMEC es fácil de usar y no requiere conocimientos técnicos especializados. Con práctica adecuada, se pueden realizar mediciones rápidas y precisas. Además, el instrumento viene con barras de referencia y ajuste, lo que facilita aún más su implementación.
- **Adaptabilidad a diferentes materiales y estructuras:** A diferencia de los medidores de tensión eléctrica que se enfocan principalmente en la superficie de hormigón, DEMEC se puede usar en una amplia gama de materiales y estructuras. Ya sea hormigón, acero u otros materiales estructurales, DEMEC se puede adaptar a diferentes aplicaciones y entornos.
- **Eliminación de efectos térmicos:** DEMEC está diseñado teniendo en cuenta los efectos térmicos. Utiliza una barra de referencia Invar, un metal con un coeficiente de expansión térmica muy bajo, que ayuda a eliminar los efectos de los cambios de temperatura en las mediciones. Además, si se esperan cambios significativos de temperatura en el hormigón durante las pruebas, se puede usar una barra de hormigón simulado para eliminar los efectos térmicos en el instrumento.

La elección de este dispositivo se basó en la comparación entre los medidores de tensión que miden la deformación mediante resistencia eléctrica y los medidores de tensión mecánica en estudios previos. Se observó que los medidores de tensión mecánica muestran una sensibilidad más baja a las variaciones térmicas en comparación con los de resistencia eléctrica. Cuando se realizaron cortes radiales cerca de la ubicación del medidor de tensión, las mediciones de los medidores de tensión mecánica se vieron afectadas debido al aumento de temperatura durante el proceso de corte. Estos factores se han abordado en otros trabajos de investigación (Kralovanec *et al.*, 2021b) que discuten problemas potenciales relacionados con las variaciones de temperatura durante el corte y su impacto en las mediciones.

Los instrumentos de medición utilizados para la prueba fueron un dispositivo DEMEC con un brazo de 100 mm visible en la Figura 81 y otro dispositivo DEMEC con un brazo de 400 mm en la figura 82. Al utilizar estos dispositivos, se pudieron tomar mediciones desde una ubicación lo suficientemente lejos de las zonas de corte para evitar interferencias o desplazamientos que pudieran afectar las mediciones.



Figura. 81. DEMEC con base de medida 100 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)



Figura. 82. DEMEC con base de medida 400 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

## d) Dispositivo de corte y centrador

Para la realización del corte de las entallas se utilizó amoladora angular AG 230-24D de la marca Hilti se trata de una amoladora angular de 2400 W con interruptor de emergencia de tipo "dead man", empuñadura giratoria y escobillas de carbono de larga duración para discos de hasta 230 mm, además para evitar la generación de polvo se incorporó una campana antipolvo para corte tipo DC-EX230/ 9" C consistente en un sistema de aspiración del polvo y componentes para tareas de corte tal y como se puede observar en la Figura 83.

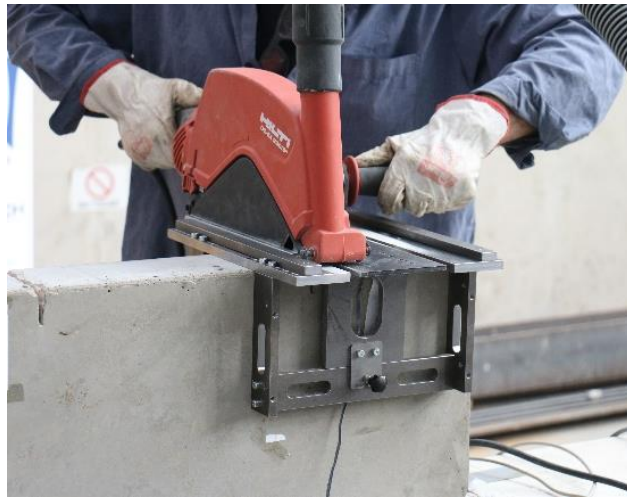


Figura. 83. Amoladora junto con la campana. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER).

Para proceder al guiado del corte lo más perpendicular a la cara de las vigas, se utilizó un dispositivo diseñado por el catedrático de la UPV y director del proyecto José Rocío Martí Vargas y encargado para su elaboración a una empresa especialista mostrado en la Figura 84.



Figura. 84. Dispositivo de guiado de corte. (Fuente: Imágenes cedidas por el proyecto PREPER).



## 7.2. Instrumentación utilizada en el ensayo

Para la realización del ensayo, debido a la necesidad de poder obtener una gran cantidad de datos para poder diseñar una futura campaña experimental se decidió realizar una única zona de corte central denominada C, debido a la ubicación en el centro-luz de la viga, mientras que se tomarían dos zonas de referencia denominadas RP, por sus siglas en inglés "Reference Point", denominadas en RP1 la ubicada al lado izquierdo del punto de corte y RP2 la ubicada al lado derecho, estos puntos se consideran inmóviles con respecto a la zona de corte y debido a la limitación del DEMEC con base de media 400 milímetros se ubican a distancia de 40 centímetros entre los puntos de RP y de corte, visible en las figuras 85 y 86.

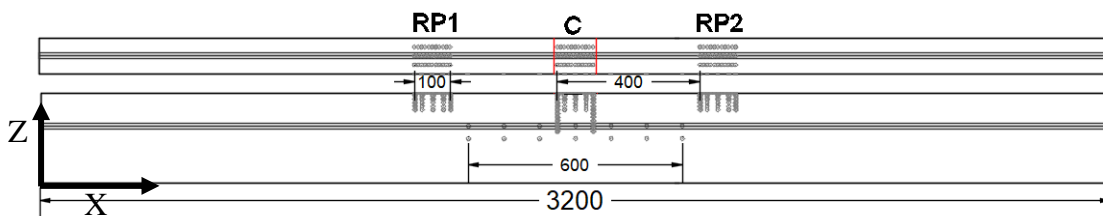


Figura. 85. Esquema de instrumentación general de la viga de ensayo. (Fuente: Elaboración propia)

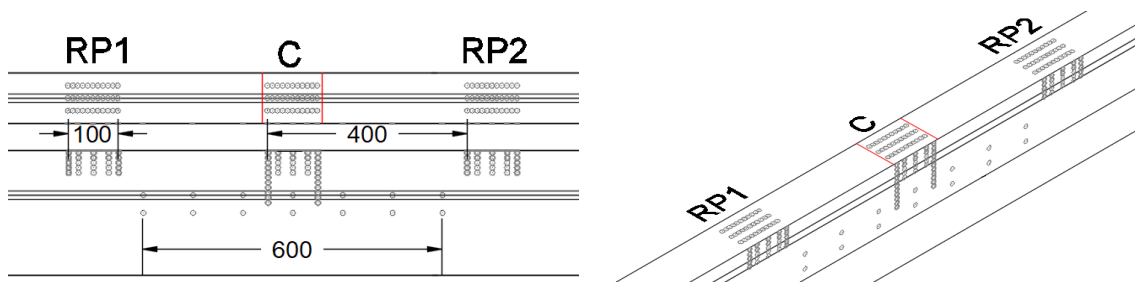


Figura. 86. Vista de la instrumentación en planta y alzado (parte izquierda) y vista en 3D (parte derecha). (Fuente: Elaboración propia).

Se instalaron un total de 200 DEMECs. En la cara superior, se colocaron tres filas de DEMECs a intervalos de un centímetro, posicionados a alturas de  $Y=25$  mm,  $Y=50$  mm y  $Y=75$  mm desde la lateral. Se hizo la misma disposición para RP1, ubicado a 400 mm, y para C, equidistante en la dirección opuesta desde RP2, también a 400 mm de RP1. Estos DEMECs fueron los encargados de medir la deformación inducida por los cortes en la cara superior, el origen de coordenadas de la viga puede visualizarse en la Figura 85.

En cuanto a las caras laterales de la viga, se establecieron cuatro zonas de medición. Una zona se ubicó en la cota correspondiente al centro de gravedad de la sección transversal de la viga ( $Z=125$  mm), con 7 DEMECs colocados a 100 mm de distancia

entre sí, proporcionando una longitud de control total de 600 mm en esa zona. De manera similar, se colocó otra zona en la altura del cable ( $Z=160$  mm), creando dos zonas de medición para monitorear la deformación en los puntos centrales de la viga. Además, con el fin de evaluar la concentración de tensiones una vez que se realizaron las muescas en los dos puntos de corte, se colocaron en las zonas de RP1 y RP2 demecs en la cara lateral correspondientes a las cotas ( $Z=24,5$ ;  $Z=23,5$ ;  $Z=22,5$ ;  $Z=21,5$ ;  $Z=20,5$ ), mientras que en la zona de C, se colocaron a la misma cota, añadiendo demecs hasta alcanzar la altura del cable y colocación de 2 demecs más, es decir a las cotas ( $Z=19,5$ ;  $Z=18,5$ ;  $Z=17,5$ ;  $Z=16,5$ ;  $Z=15,5$ ;  $Z=14,5$ ), todo esto puede visualizarse en la Figura 86 con mayor claridad.

### 7.3. Parámetros considerados en el ensayo

---

#### a) Número de zonas de corte y puntos de referencia

A partir de toda la documentación recogida en el apartado “estado del arte”, se sugirió realizar un único punto de corte, comentado anteriormente y denominado “C”, cuya ubicación es el centro de luz de la viga. Así mismo, se especificaron dos puntos de referencia (RP1 y RP2) distanciados ambos a 400 milímetros del punto de corte, debido a la limitación generada por los instrumentos de medición, DEMEC con base de medida 400 milímetros, en los cuales se tomarían las medidas con la finalidad de poder observar el fenómeno producido en la zona de corte.

#### b) Parámetros de corte

Los distintos parámetros implementados a la hora de la realización de los cortes son los siguientes, todos ellos fundamentados en ensayos realizados anteriormente.

- **Distancia entre entallas:** la distancia escogida para la separación de los cortes es la de 12 milímetros, esto ha sido seleccionado de esta forma con la finalidad de poder obtener las deformaciones que se han producido entre los puntos extremos de la zona de corte, y poder comparar los resultados con los obtenidos desde los puntos de referencia.
- **Ancho de corte:** el ancho de las entallas, aunque tal y como se ha podido comprobar anteriormente no supone un parámetro clave en la realización del ensayo, ha sido el proporcionado por los discos de corte compatibles con la amoladora a utilizar, en este caso es de 4 milímetros.

- **Profundidad de corte:** con la finalidad de poder obtener una importante recopilación de datos y poder observar los fenómenos que se producen a medida que se avanza en la profundidad de los cortes, se establece la siguiente secuencia de cortes: 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 milímetros.

#### 7.4. Secuencia de ensayo

Es fundamental discutir la serie de pasos seguidos durante la ejecución del ensayo, de manera que podamos comprender con claridad cómo se llevó a cabo dicho ensayo.

1. **Posicionamiento de la viga y Dispositivos de Soporte:** Para garantizar la estabilidad, se dispuso la viga en la ubicación de prueba y se instalaron dispositivos de soporte que evitaran el desplazamiento de la viga una vez colocada.
2. **Registro de Mediciones Iniciales:** Se tomaron mediciones iniciales para establecer un punto de referencia antes de comenzar el ensayo.
3. **Registro del Valor Inicial del Transductor:** Se capturó el valor inicial del transductor, en este caso, registrando -14,71 kN.
4. **Colocación del Cable y Placas de Distribución:** Se fijaron el cable y las placas de distribución en los extremos de la viga.
5. **Instalación del Transductor de Fuerza y Cuñas de Anclaje:** Se montó el transductor de fuerza y se colocaron las cuñas de anclaje para el pretensado como se puede observar en la Figura 87.



Figura. 87. Estado de la viga tras acuñar la viga, vista del anclaje pasivo. (Fuente: Elaboración propia)

6. **Tesado del cable:** Se aplicó tensión al cable de tesado hasta alcanzar 150 kN real, con un valor de fuerza en amplificador de 135,29 kN y se mantuvo esta fuerza durante 5 minutos para prevenir pérdidas debido a la relajación del acero. Luego, se aseguró esta fuerza mediante el acañamiento del gato y se observó el valor de referencia a tener en cuenta a la hora de conocer la tensión inicial en la viga, este valor fue de 126,89 kN, un valor observado en el amplificador de 112,28 kN.

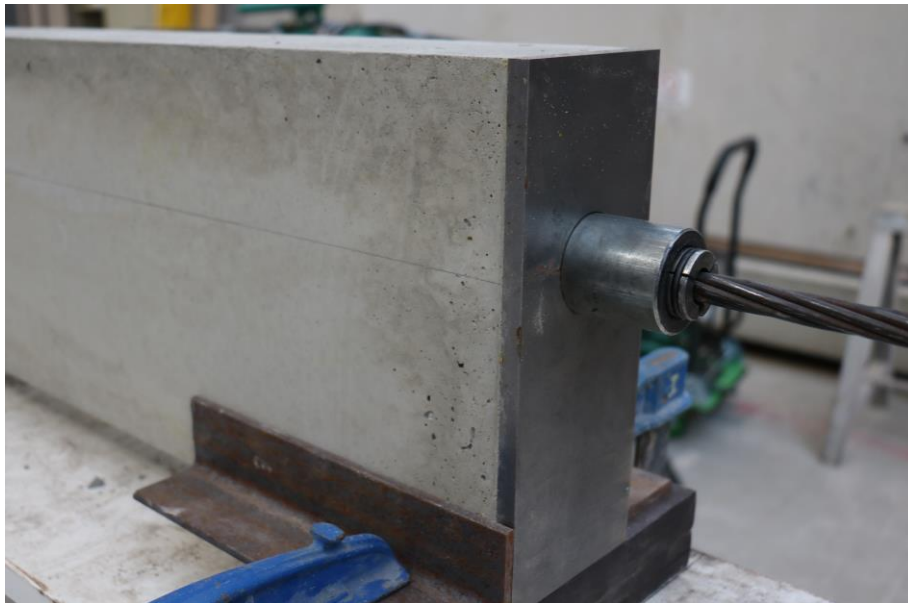


Figura. 88. Estado de la viga tras acañar la viga, vista del anclaje activo. (Fuente: Elaboración propia)

7. **Mediciones de Deformación:** Una vez que la fuerza del cable se estabilizó, se llevaron a cabo mediciones para evaluar las deformaciones resultantes después del tesado de la viga. Esto se realizó después de considerar las pérdidas debidas a la penetración de las cuñas de anclaje.



Figura. 89. Toma de mediciones de las deformaciones. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)

- 8. Secuencia de Cortes:** La ejecución del ensayo se basó en una secuencia de cortes que consistieron en cortes completos del bloque. Estos cortes se llevaron a cabo mediante la realización de dos entallas distanciadas por 12 mm cada una, en direcciones opuestas. La metodología empleada fue constante para todas las profundidades de corte: 5, 15, 25, 30, 35, 40 y 50 milímetros en la sección de hormigón. Después de cada corte, se realizaron mediciones para evaluar el comportamiento y las deformaciones del bloque.



Figura. 90. Secuencia de Corte. (Fuente: Elaboración propia)

- 9. Mediciones con DEMEC:** Se llevaron a cabo mediciones con el dispositivo DEMEC en dos bases distintas: una de 400 mm y otra de 100 mm. Estas mediciones se realizaron en la cara superior y las caras laterales de la viga, con el propósito de analizar las deformaciones y el comportamiento entre puntos cercanos.

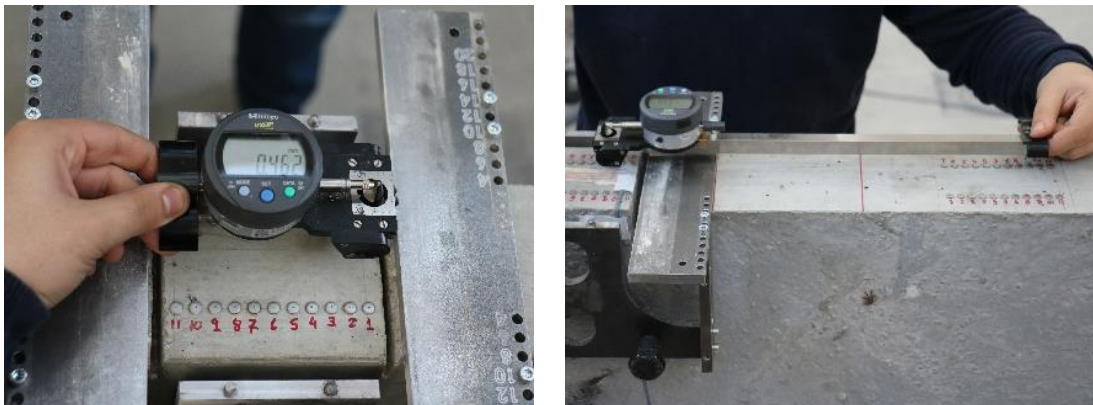


Figura. 91. Toma de mediciones de las deformaciones tras corte. (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)

**10. Destesado de la Viga:** Finalmente, después de completar todas las mediciones y ensayos, se procedió al destesado de la viga, esto fue posible gracias a un útil diseñado y pensado por el catedrático Jose Rocío Martí Vargas.

Este plan operativo exhaustivo y detallado aseguró la precisión y la integridad de los resultados obtenidos en el ensayo, proporcionando una comprensión completa del comportamiento de la viga bajo las condiciones establecidas, a continuación, se muestran imágenes del estado de la viga tras finalizar la secuencia de cortes.



Figura. 92. Viga tras la finalización de la secuencia de cortes. (Fuente: Elaboración propia)



Figura. 93. Viga tras la finalización de la secuencia de cortes. (Fuente: Elaboración propia)



Figura. 94. Vista superior de la viga en C (izquierda) y en punto de referencia RP2 (derecha). (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)

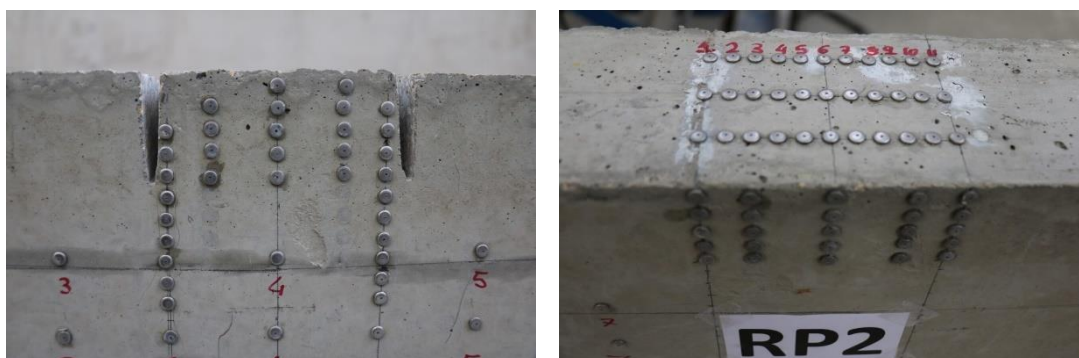


Figura. 95. Vista lateral de la viga en C (izquierda) y en punto de referencia RP2 (derecha). (Fuente: imágenes cedidas por el proyecto PREPER)

Tal y como se puede observar en la Figura 95, se produjo el desprendimiento de algunos puntos de medida debido a la proximidad de las entallas a estos puntos, a pesar de ello, se pudo extraer una cantidad muy elevada de datos que se presentan a continuación para poder realizar con posterioridad un análisis, así pues, a continuación, se procede a mostrar los resultados obtenidos en función de la profundidad de corte.

## 8. Resultados Experimentales

En el presente apartado se procede a mostrar los distintos resultados obtenidos del ensayo experimental, para posteriormente poder discutirlos y obtener la fuerza de pretensado actuante y verificar si efectivamente coincide con la real. En los siguientes apartados se muestran los resultados por profundidad de corte, expresado en milímetros.

### 8.1. Resultados de RP1-C en la cara superior

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de la cara superior, tomando como punto de referencia RP1 y el punto de corte C, todos ellos corresponden con el promedio de las distintas filas de DEMECs colocadas en la cara superior.

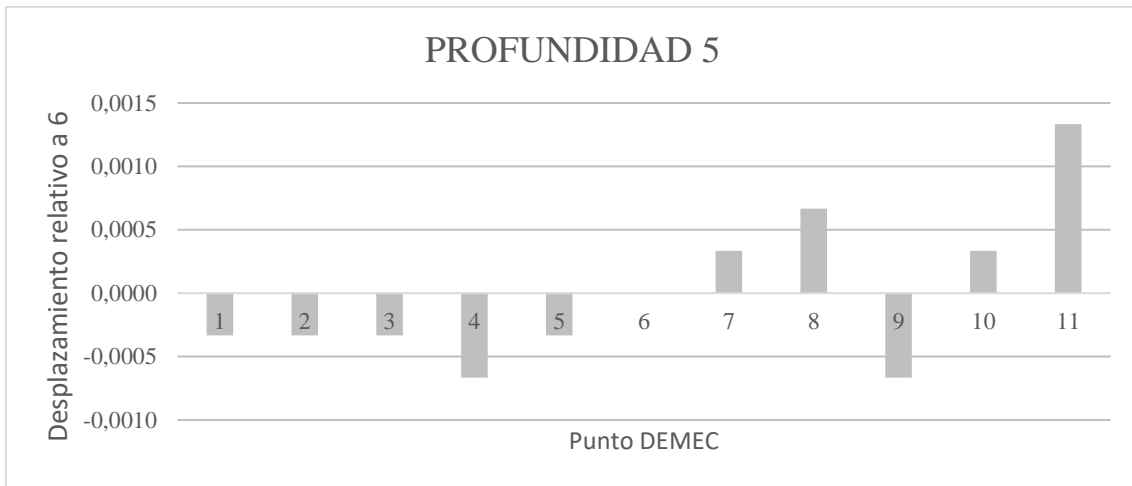


Gráfico. 1. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

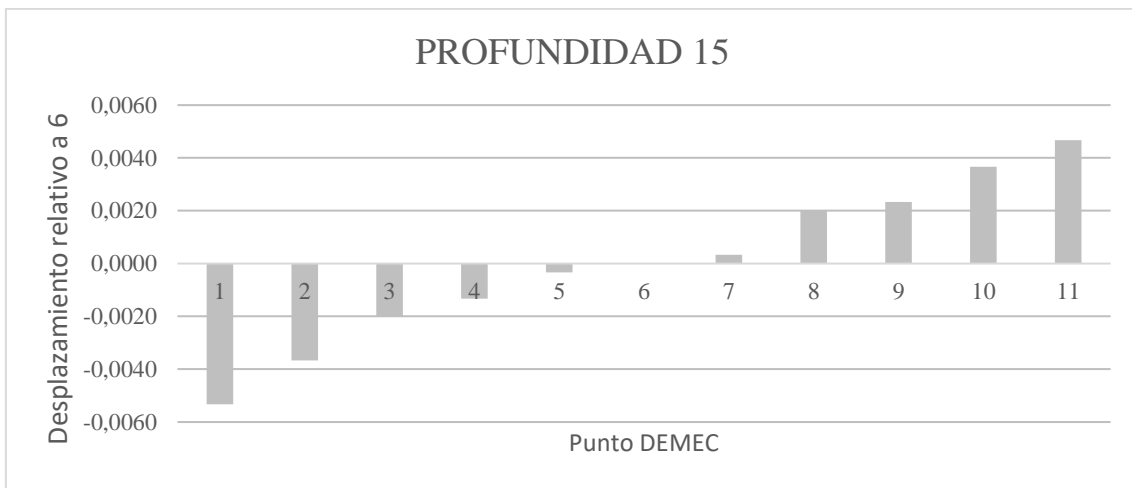


Gráfico. 2. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

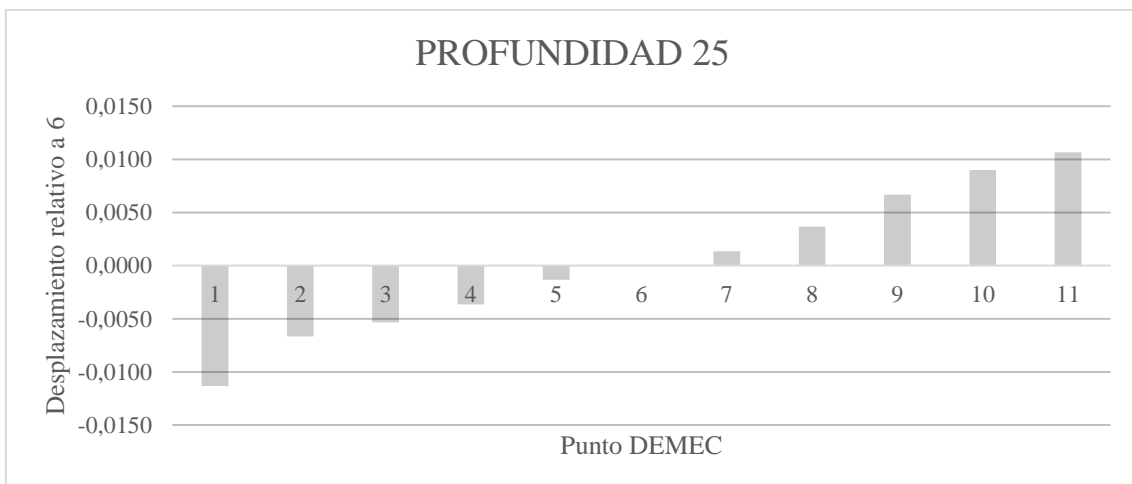


Gráfico. 3. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)



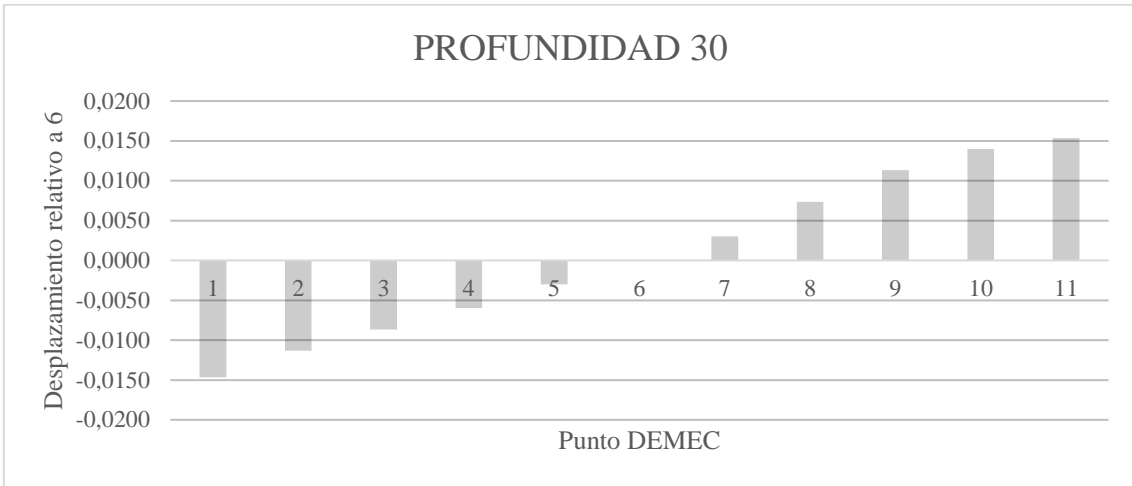


Gráfico. 4. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

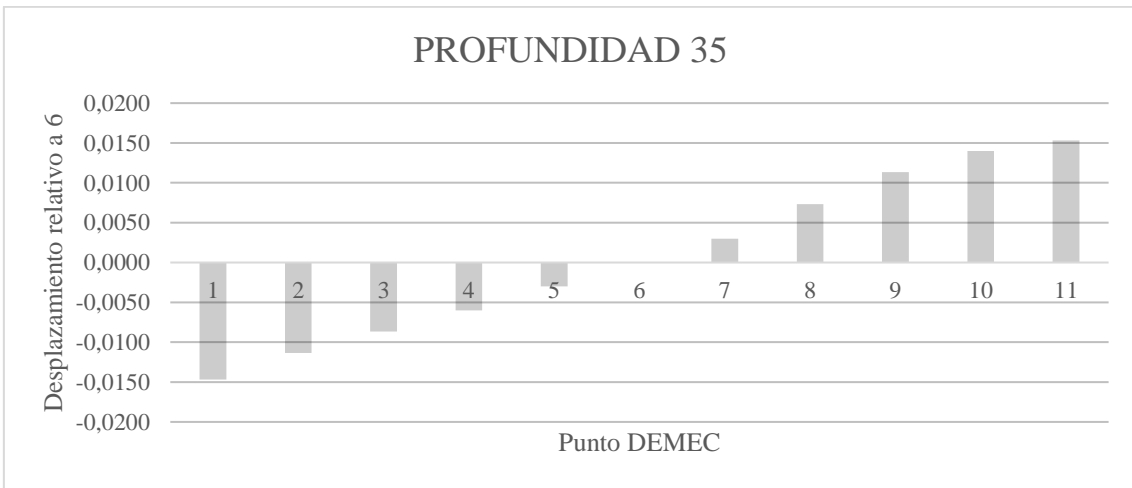


Gráfico. 5. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

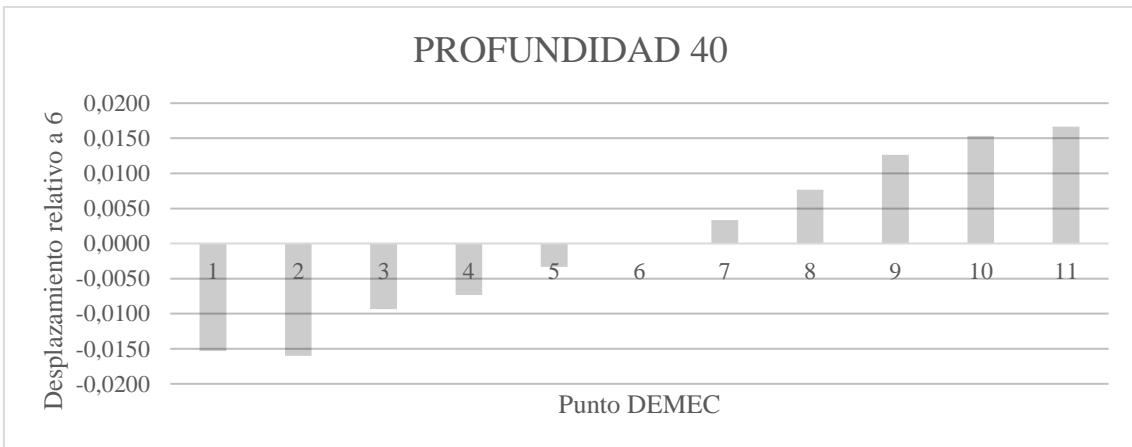


Gráfico. 6. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

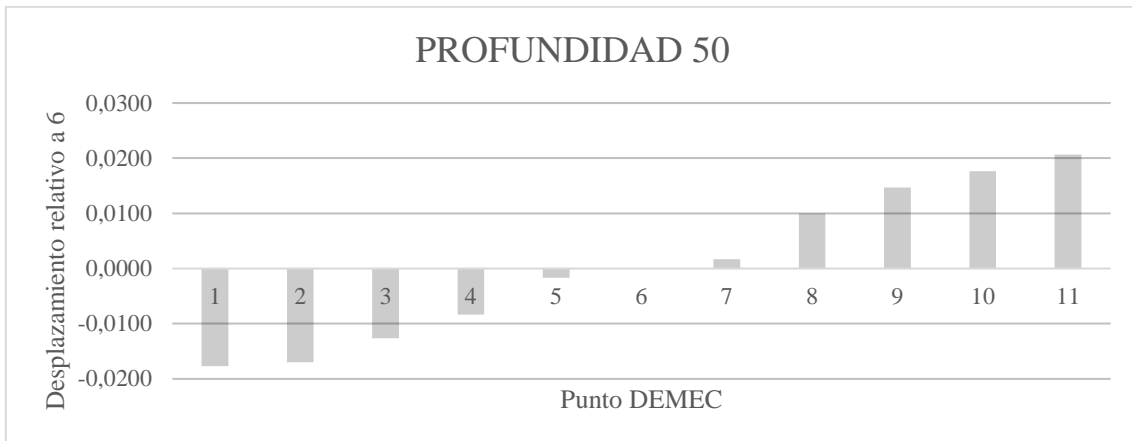


Gráfico. 7. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

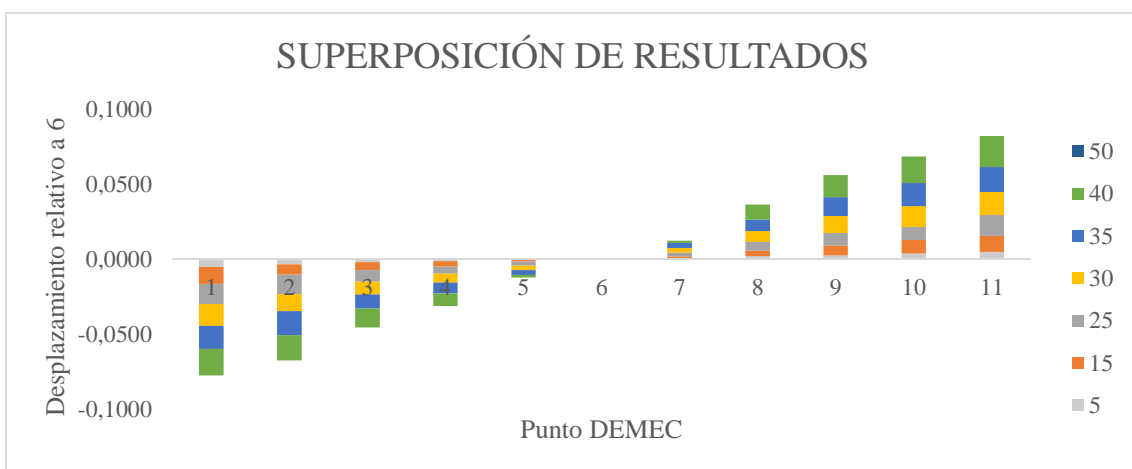


Gráfico. 8. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP1 para todas las profundidades de corte. (Fuente: Elaboración propia)

En relación a los resultados previamente presentados, resulta interesante resaltar la evolución de las deformaciones entre los distintos puntos, tomando como punto de referencia el centro denominado DEMEC 6. Es notable cómo a medida que se incrementa la profundidad de los cortes, el gráfico adquiere un perfil notablemente simétrico, lo que sugiere un comportamiento simétrico del bloque. Cabe mencionar que no es sino hasta que se alcanza una profundidad de corte de 15 milímetros que comienza a estabilizarse. Esto indica que, para cortes de menor profundidad, como en el caso de 5 milímetros, se observa una alta dispersión de resultados. Esta observación sugiere que el tamaño del árido podría ser un factor determinante al seleccionar las profundidades de corte apropiadas para obtener la fuerza de pretensado actuante en la viga. Estos resultados apuntan a que, a medida que la profundidad de los cortes aumenta, la zona descomprimida tiende a crecer. En valores de 50 milímetros, los dos puntos extremos contribuyen con valores similares, lo que podría indicar que se ha alcanzado el máximo nivel de descompresión en los extremos.

## 8.2. Resultados de C-RP2 en la cara superior

En esta ocasión se representan los resultados obtenidos con respecto al punto de referencia RP2 y C que corresponden con el promedio de las distintas filas de DEMECs.

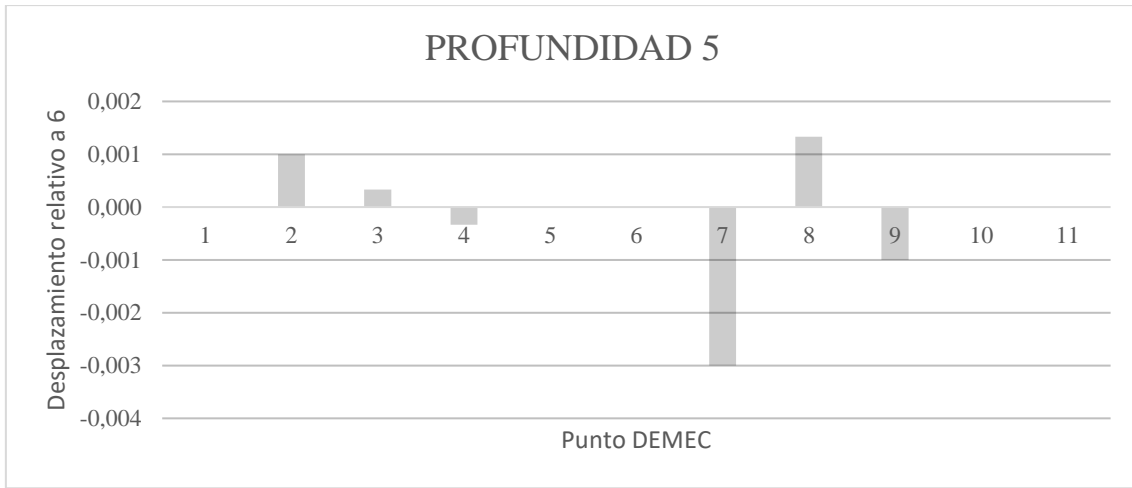


Gráfico. 9. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

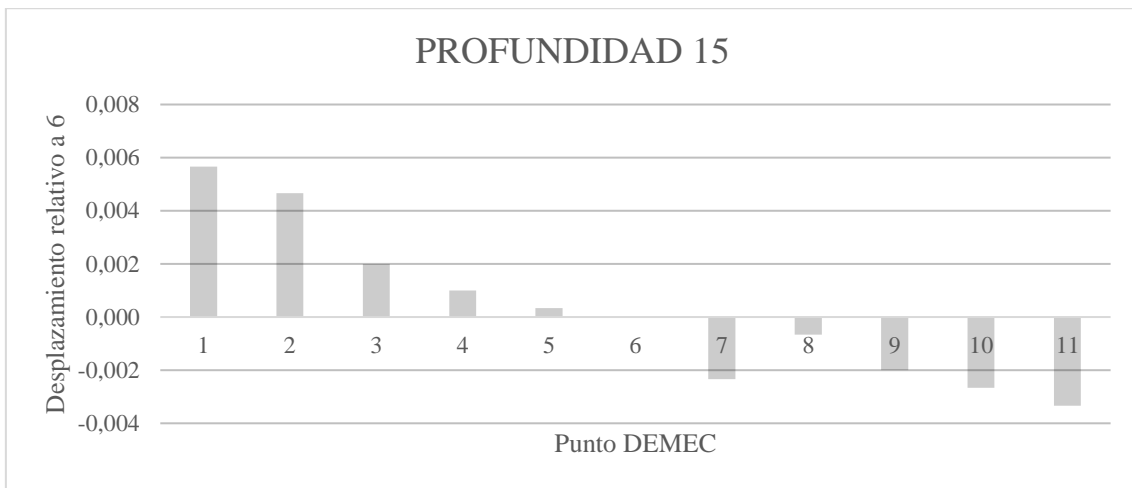


Gráfico. 10. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

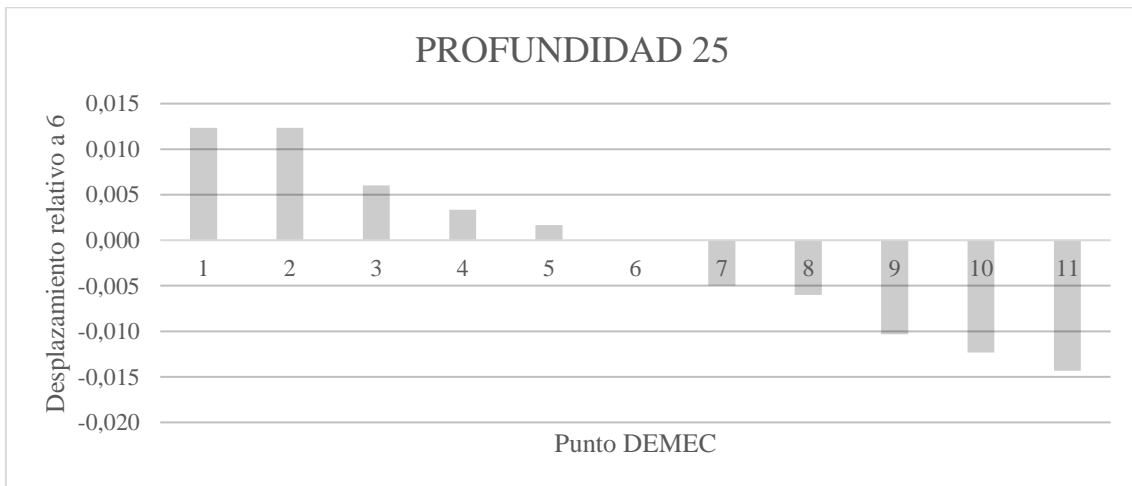


Gráfico. 11. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

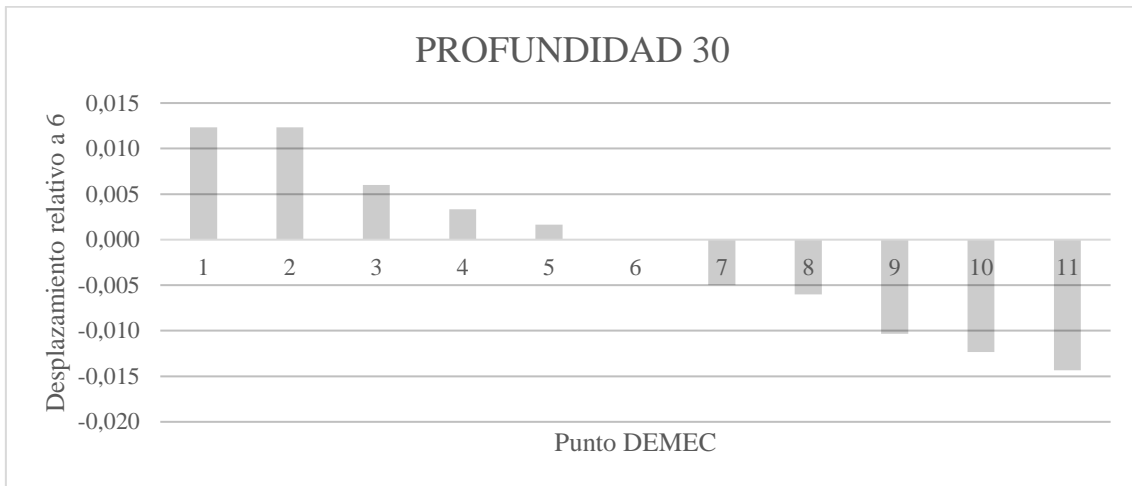


Gráfico. 12. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

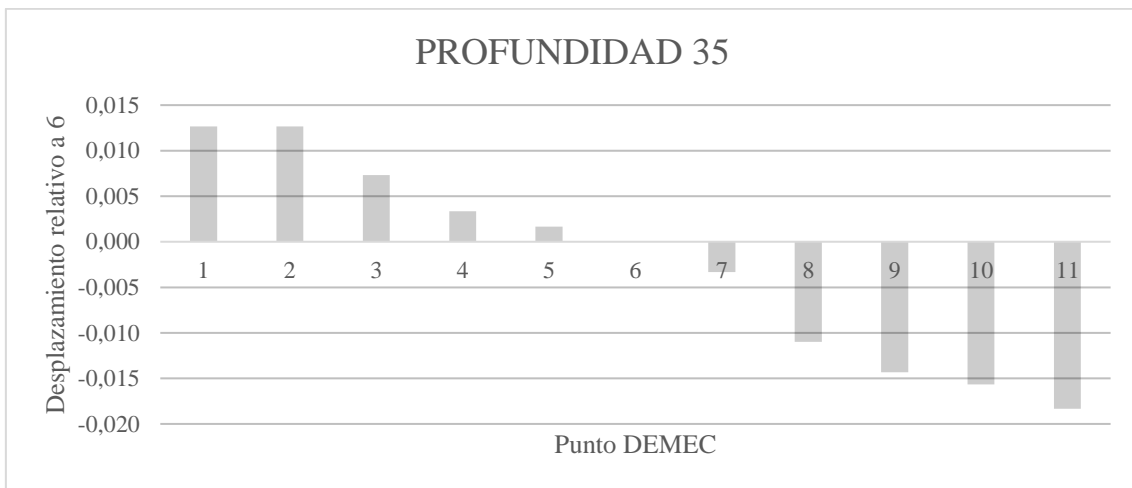


Gráfico. 13. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

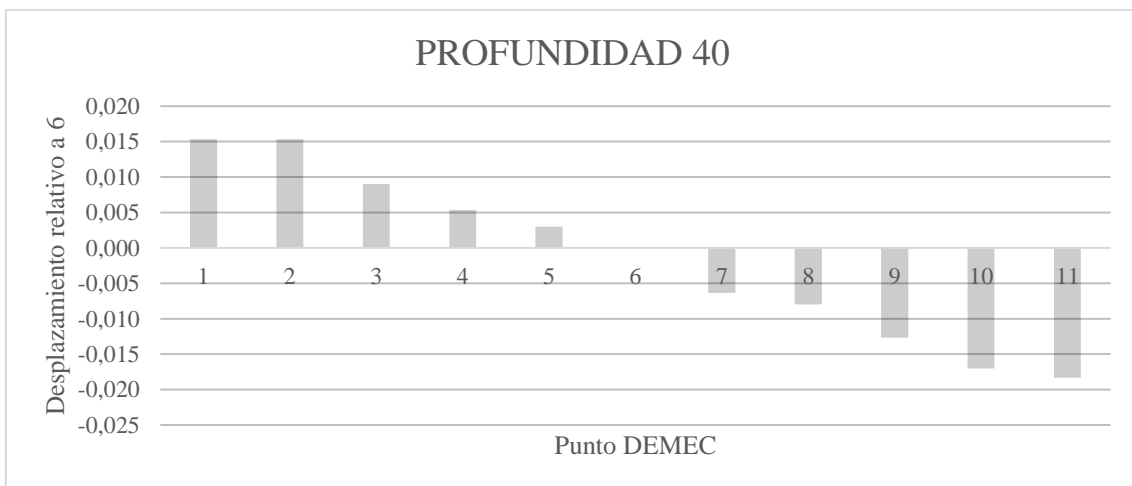


Gráfico. 14. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

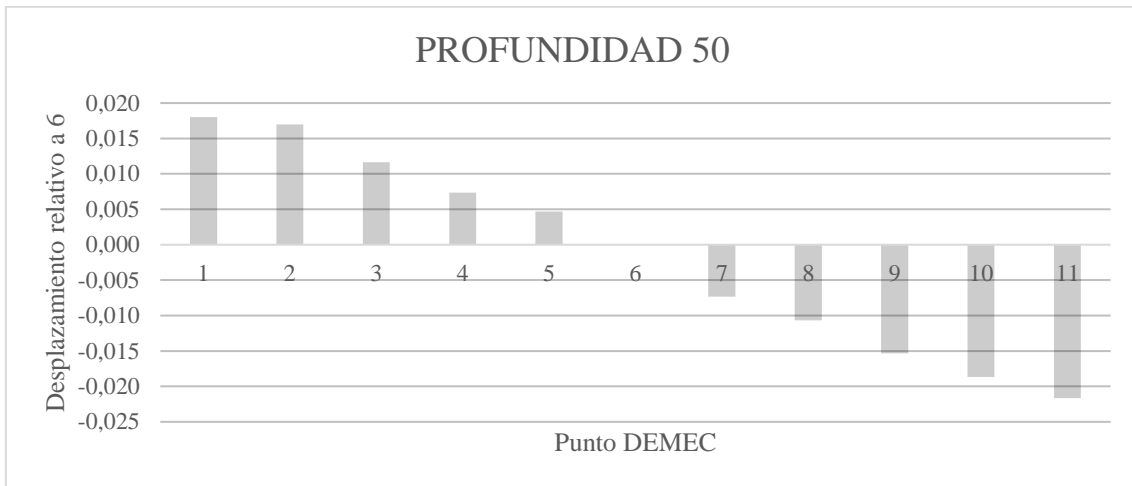


Gráfico. 15. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

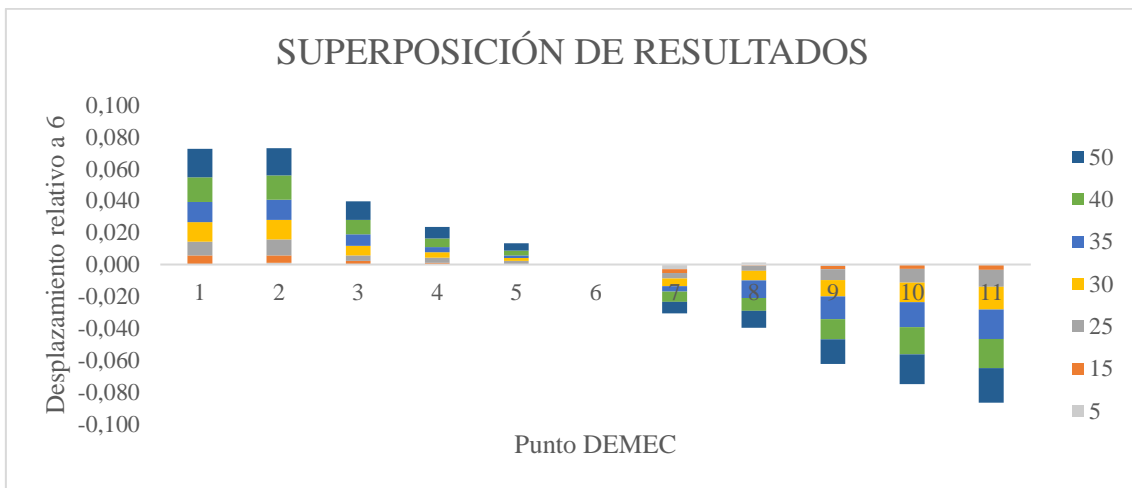


Gráfico. 16. Variación con respecto al DEMEC 6 en la zona de corte desde RP2 para todas las profundidades de corte. (Fuente: Elaboración propia)

De manera similar a cómo se observa en los resultados previamente presentados, es de gran relevancia destacar la evolución coherente de las deformaciones entre los puntos diversos, utilizando como punto de referencia el centro denominado DEMEC 6. Resulta sumamente notable cómo, a medida que se aumenta gradualmente la profundidad de los cortes, el gráfico adopta un perfil de simetría llamativa, lo que denota un comportamiento altamente equilibrado en la estructura. No podemos dejar pasar por alto el hecho de que solo cuando la profundidad de corte alcanza los 15 milímetros se logra una estabilización palpable. Este fenómeno insinúa que, en casos de cortes menos profundos, como aquellos con una profundidad de 5 milímetros, se manifiesta una dispersión considerable en los resultados obtenidos. Estos descubrimientos conllevan la implicación de que el tamaño del árido podría ejercer una influencia determinante al momento de decidir las profundidades de corte más adecuadas con el fin de obtener la fuerza de pretensado deseada en la viga.

Los resultados, de manera consecuente y persistente, revelan que a medida que la profundidad de los cortes se incrementa, la región descomprimida tiende a crecer en magnitud. Es en momentos en los que se alcanzan valores de 50 milímetros que los dos puntos extremos contribuyen con valores prácticamente idénticos. Este fenómeno podría insinuar que se ha llegado al apogeo de la descompresión en los extremos. Dicha constancia en los resultados sugiere un patrón que se alinea con la noción de que los cortes influyen directamente en la redistribución de tensiones a lo largo de la estructura, lo que a su vez impacta en las características de deformación observadas.

### 8.3. Resultados de las deformaciones en la cara lateral

A continuación, se representa el perfil de la cara lateral de deformaciones en función de la profundidad de corte que experimenta la viga.

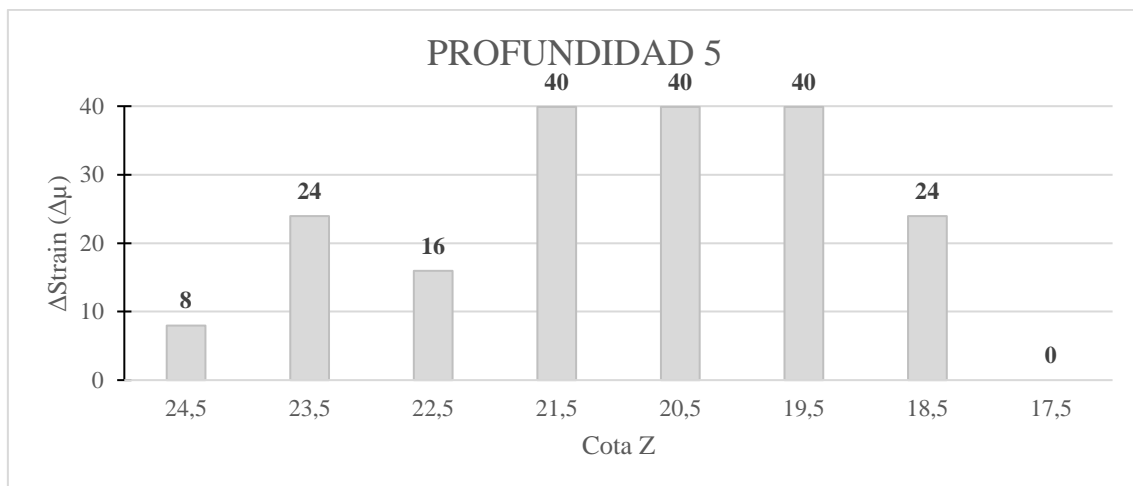


Gráfico. 17. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 5 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

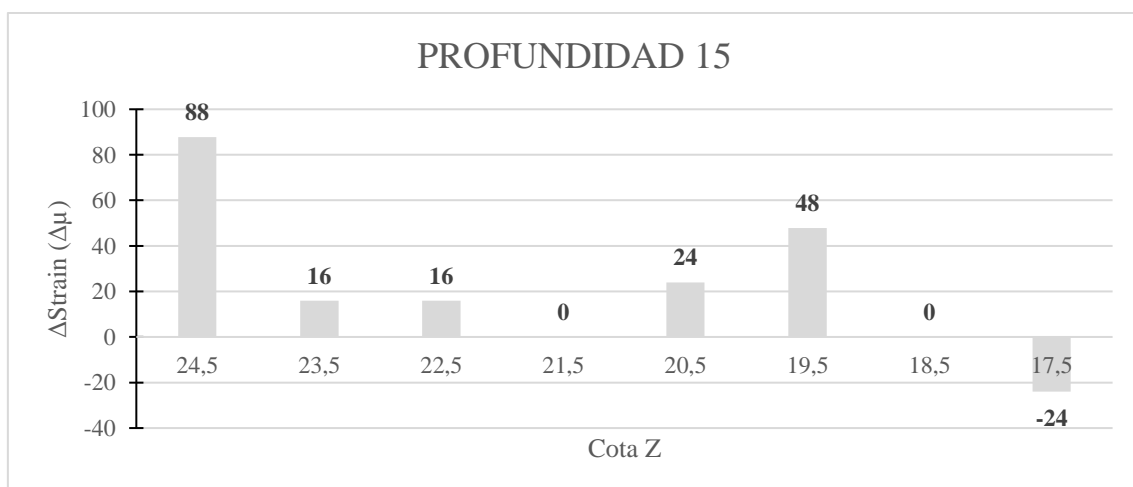


Gráfico. 18. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 15 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

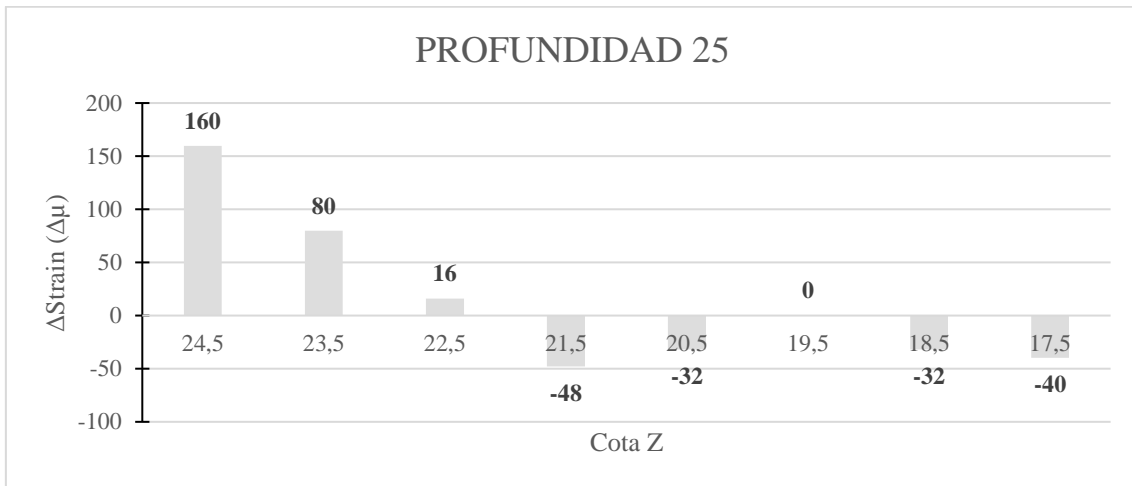


Gráfico. 19. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 25 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

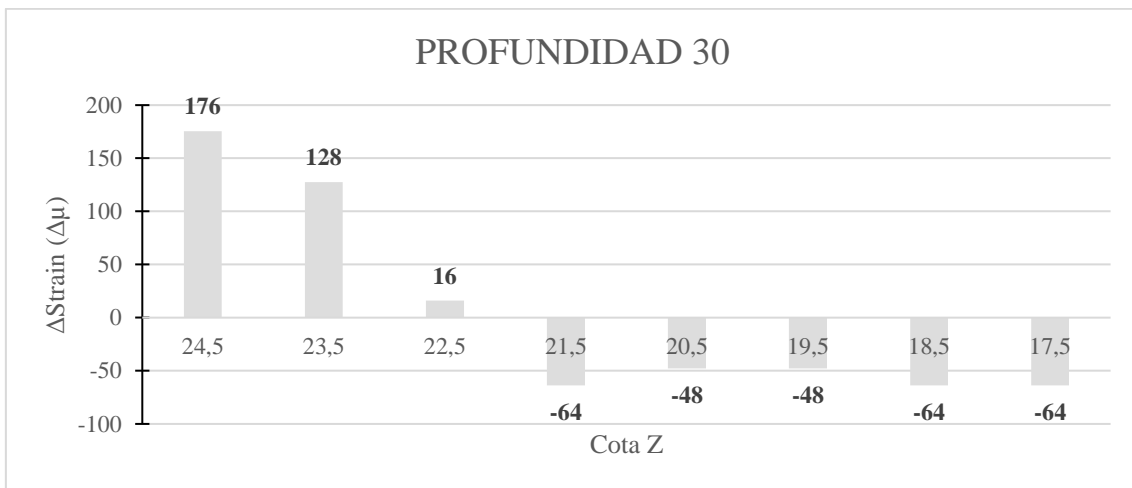


Gráfico. 20. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 30 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

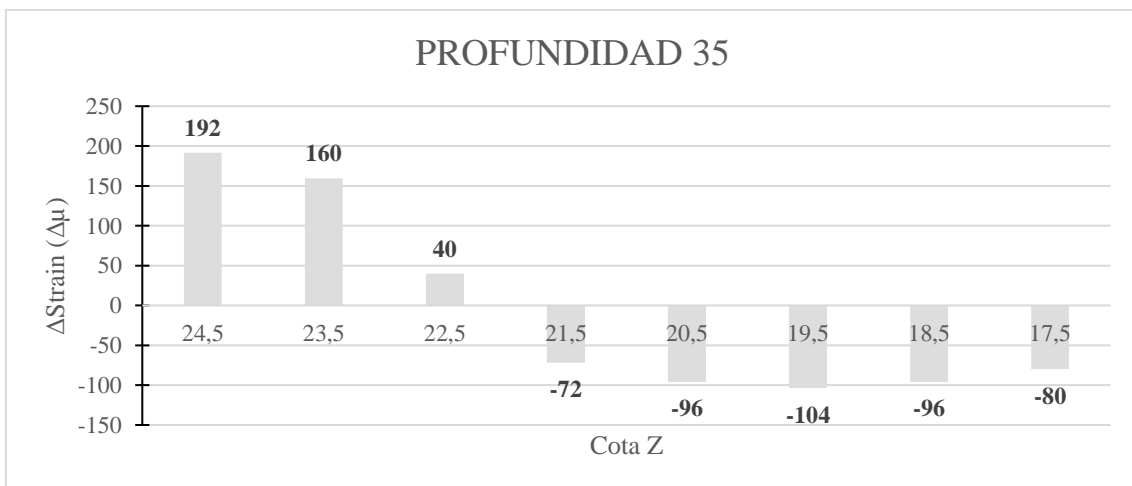


Gráfico. 21. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 35 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

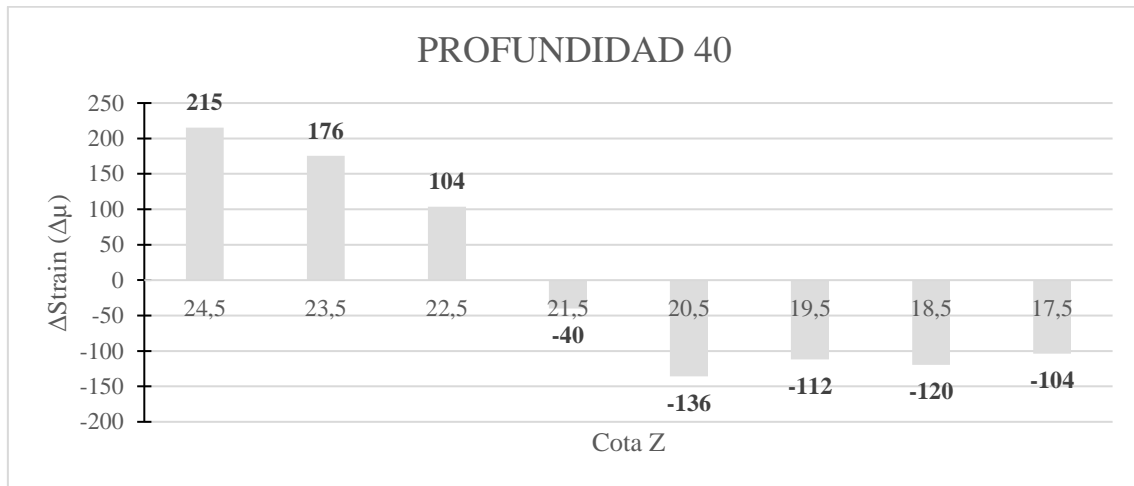


Gráfico. 22. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 40 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

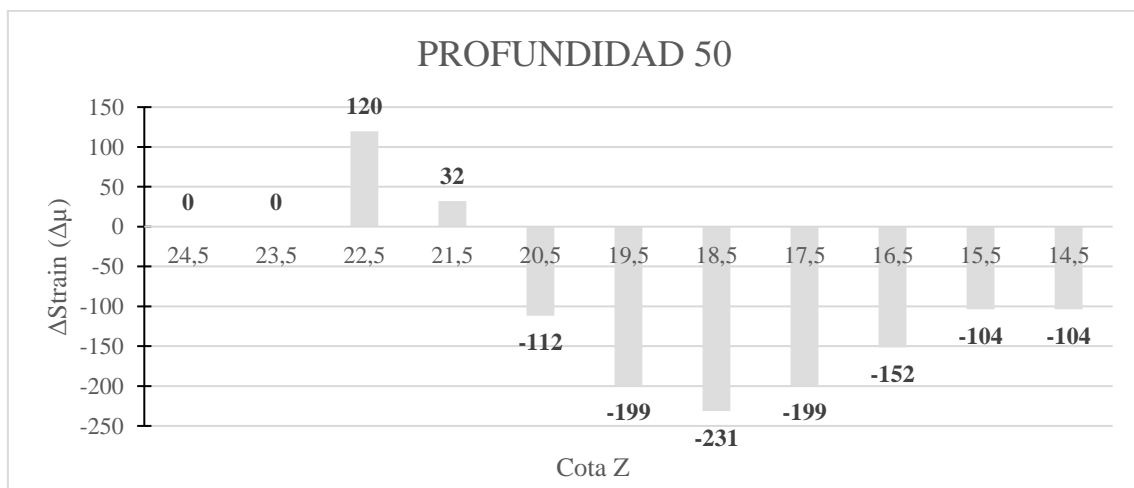


Gráfico. 23. Representación de la liberación de deformaciones en la cara lateral para una profundidad de corte de 50 milímetros. (Fuente: Elaboración propia)

En esta ocasión, los resultados que se presentan corresponden al perfil de deformaciones ubicado en la zona más próxima a los cortes en función de su profundidad. Estos resultados destacan un patrón intrigante: a medida que la profundidad del corte se incrementa, los puntos inmediatamente cercanos al corte experimentan una ligera descompresión, seguida por una compresión más intensa en la región adyacente. Este comportamiento parece estar en consonancia con la lógica de la ejecución de los cortes, ya que la acción de reducir el espesor de la pieza mediante los cortes de hormigón conlleva una inevitable concentración de tensiones en las áreas afectadas.

Este fenómeno se interpreta como una respuesta del material a las alteraciones estructurales introducidas por los cortes. Al disminuir el canto de la pieza en las proximidades de los cortes, se genera una redistribución de las fuerzas internas, lo que a su vez incita a la descompresión seguida de una compresión mayor en las áreas



circundantes. Esta dinámica subraya la importancia de considerar la interacción compleja entre las fuerzas aplicadas y la geometría resultante al llevar a cabo cortes en elementos de hormigón.

Cabe señalar que el gráfico 21 presenta un perfil completo que no estaba disponible en secuencias anteriores debido a limitaciones en la medición. La interferencia del instrumento de guía de corte restringió la capacidad de medir todos los puntos en esas instancias previas. A pesar de esta limitación técnica, los patrones observados en los resultados actuales respaldan la noción de que los cortes inducen una respuesta mecánica compleja en la estructura de hormigón, la cual es esencial para comprender y optimizar el comportamiento de estos elementos en diversas aplicaciones.

#### 8.4. Deformaciones obtenidos en RP1-C y C-RP2

En esta sección, se presentan los resultados derivados tanto de la base de medición como de la profundidad de corte. Como se puede observar en la tabla, los datos son recopilados a partir de las mediciones realizadas mediante el DEMEC 400. Estas mediciones se efectuaron desde el punto de referencia hacia el interior del bloque C. Debido a la amplia gama de puntos de medición, se logra capturar mediciones en diversas bases de medida. Cada una de estas bases de medida representa el desplazamiento en el punto central del bloque aislado y se comparan con las mediciones obtenidas a través del dispositivo DEMEC 100. Estas últimas mediciones implican el desplazamiento medido en el interior del bloque.

Tabla. 6. Mediciones de las deformaciones en microstrains en RP1-C. (Fuente: Elaboración propia)

Mediciones en $\Delta$ Strain ( $\Delta\mu$ )						
Aparato	DEMEC 400					DEMEC 100
Base	20	40	60	80	100	100
Profundidad						
<b>5</b>	40,13	26,81	-4,41	6,62	13,23	7,94
<b>15</b>	133,76	67,01	57,34	72,78	79,40	92,63
<b>25</b>	240,76	147,43	158,80	155,49	174,68	185,27
<b>30</b>	468,15	207,74	211,73	251,43	217,03	206,44
<b>35</b>	535,03	268,05	264,67	251,43	238,20	238,20
<b>40</b>	508,28	301,56	291,13	310,98	254,08	251,43
<b>50</b>	481,53	368,57	361,71	344,07	304,37	269,96

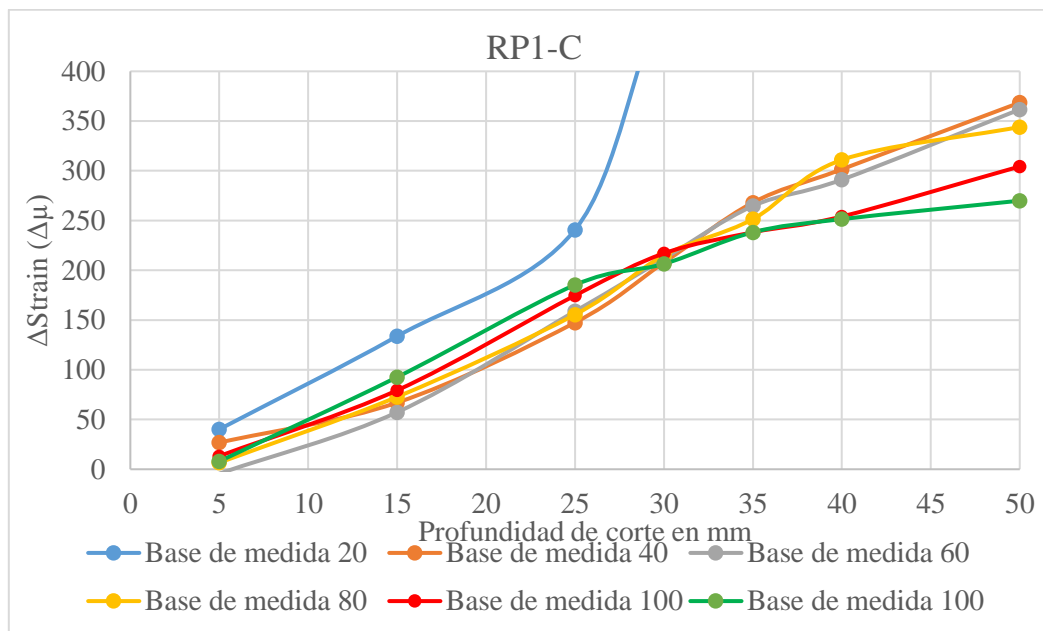


Gráfico. 24. Comparación de deformaciones en función de la base de medida en RP1-C. (Fuente: Elaboración propia).

Tabla. 7. Mediciones de las deformaciones en microstrains en C-RP2. (Fuente: Elaboración propia)

Mediciones en $\Delta$ Strain ( $\Delta\mu$ )						
Aparato	DEMEC 400					DEMEC 100
Base	20	40	60	80	100	100
Profundidad						
<b>5</b>	39,70	-39,70	0,00	29,77	0,00	31,76
<b>15</b>	79,40	39,70	52,93	99,25	63,52	103,22
<b>25</b>	158,80	138,95	158,80	208,43	190,56	206,44
<b>30</b>	317,60	178,65	211,73	267,98	214,38	214,38
<b>35</b>	357,30	258,05	264,67	317,60	254,08	246,14
<b>40</b>	357,30	288,00	277,90	347,38	269,96	262,02
<b>50</b>	516,10	397,00	357,30	387,08	317,60	285,84

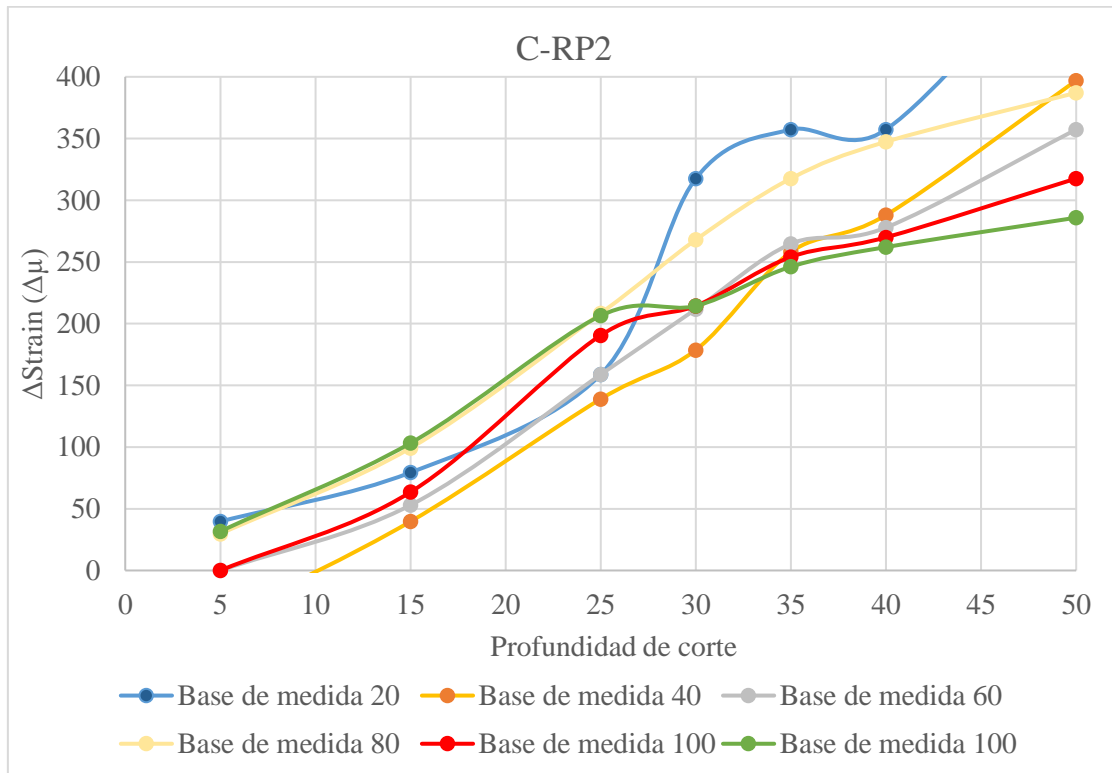


Gráfico. 25. Comparación de deformaciones en función de la base de medida en C-RP2. (Fuente: Elaboración propia).

En el gráfico 22 y 23 se muestran las distintas gráficas obtenidas a partir de la representación de los datos obtenidos en el ensayo experimental, en ambas puede observarse como la base de medida de 20 milímetros no aporta unos datos consistentes y existe una alta variabilidad de los datos, esto es debido a los posibles errores de medida, ya que al tratarse de una base de medida inferior un pequeño error de medición se traduce en una alta dispersión del resultado. En cuanto a la base de medida 100 tomada con el DEMEC 400 (color rojo en ambas gráficas) y la realizada de manera interna en C (color verde en ambas gráficas), se observa como efectivamente adoptan tendencias similares y por lo tanto se puede considerar como una redundancia de datos para poder comparar los resultados obtenidos.

## 8.5. Obtención del módulo elástico por método inverso

Para poder obtener la fuerza de pretensado exacta, a partir de los datos experimentales obtenidos es posible obtener el módulo de elasticidad del hormigón de manera inversa a partir de la deformación, de la fuerza de pretensado y consecuentemente de la tensión normal actuante en la viga a partir de las características geométrica de la viga en cada uno de los puntos donde se han colocado dispositivos de medición.

Así pues, a partir de la siguiente formulación es posible obtener el resultado del módulo de elasticidad en cada uno de los puntos de medición del ensayo.

$$E_i = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{P}{A} + \frac{P * e - M_g}{I} * z$$

Así pues, con la expresión anterior es posible obtener el módulo elástico del hormigón en cada uno de los puntos y por lo tanto es posible obtener el módulo de elasticidad real del hormigón en cada punto, y mediante un promedio obtener el módulo de elasticidad promedio del hormigón en este caso concreto. En esta ocasión el valor del módulo de elasticidad ha dado como resultado un valor de 34750 MPa, correspondiente con una variación con respecto a las probetas ensayadas del 5%, por lo que a continuación se procede a obtener la fuerza de pretensado para cada uno de los distintos módulos, seleccionando los valores de 34750 MPa (95%  $E_c$ ), 36579 MPa (100%  $E_c$ ) y 38407 MPa (105%  $E_c$ ).

## 8.6. Obtención de la fuerza de pretensado

Para obtener la fuerza de pretensado se obtiene a partir de los datos comentados con anterioridad. Para ello, a partir de los desplazamientos obtenidos, se obtiene la tensión de descompresión que se está produciendo en el hormigón y se calculó la fuerza de pretensado a partir de una función objetivo-encargada de resolver la siguiente expresión:

$$\sigma = \varepsilon * E_c = \frac{P}{A} + \frac{P * e}{I} * v1 + \frac{M_g}{I} * v1$$

Siendo:

- $\varepsilon$ : deformación medida en el ensayo experimental
- $E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón
- P: fuerza de pretensado
- e: excentricidad del cable de pretensado
- A: área del hormigón
- I: inercia de la viga
- v1: cota de la fibra superior
- $M_g$ : momento generado por el peso propio de la viga

Por lo tanto, es fácil de igualar a 0 y marca la fuerza de pretensado como el valor a obtener para cumplir la función objetivo, siendo la función objetivo la siguiente:

$$\varepsilon * E_c - \frac{P}{A} + \frac{P * e}{I} * v1 + \frac{M_g}{I} * v1 = 0$$

A continuación se muestran la obtención de la fuerza de pretensado tras la medición de la deformación, en cuanto a los valores correspondientes con la columna de error, los valores positivos corresponden con una infravaloración de la fuerza de pretensado, mientras que los datos en negativo se corresponden con datos por encima de los reales:

a) Módulo de ensayo de caracterización

En esta ocasión el módulo de utilizado para la obtención de la fuerza de pretensado ha sido el obtenido en el ensayo de caracterización correspondiente con un valor de 36579 MPa.

Tabla. 8. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 Ec real. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>C-RP1</b>					
<b>Prof</b>	<b>ΔStrain</b>	<b>σ1 (MPa)</b>	<b>P. (kN)</b>	<b>F. objetivo</b>	<b>Error (%)</b>
<b>5</b>	13,23	0,48	15,75	0,00	88%
<b>15</b>	79,40	2,90	48,63	0,00	62%
<b>25</b>	174,68	6,39	95,99	0,00	24%
<b>30</b>	217,03	7,94	117,03	0,00	8%
<b>35</b>	238,20	8,71	127,56	0,00	-1%
<b>40</b>	254,08	9,29	135,45	0,00	-7%
<b>50</b>	304,37	11,13	160,44	0,00	-26%

Tabla. 9. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para Ec real. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>RP2-C</b>					
<b>Prof</b>	<b>ΔStrain</b>	<b>σ1 (MPa)</b>	<b>P. (kN)</b>	<b>F. objetivo</b>	<b>Error (%)</b>
<b>5</b>	0,00	0,00	9,17	0,00	93%
<b>15</b>	63,52	2,32	40,74	0,00	68%
<b>25</b>	190,56	6,97	103,88	0,00	18%
<b>30</b>	214,38	7,84	115,72	0,00	9%
<b>35</b>	240,20	8,79	128,55	0,00	-1%
<b>40</b>	269,96	9,87	143,34	0,00	-13%
<b>50</b>	317,60	11,62	167,02	0,00	-32%

Tabla. 10. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para Ec real. (Fuente: Elaboración Propia)

DEMEC 100 en C					
Prof	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
5	7,94	0,29	13,12	0,00	90%
15	92,63	3,39	55,21	0,00	56%
25	185,27	6,78	101,25	0,00	20%
30	206,44	7,55	111,77	0,00	12%
35	238,20	8,71	127,56	0,00	-1%
40	251,43	9,20	134,13	0,00	-6%
50	269,96	9,87	143,34	0,00	-13%

Como se puede observar en las tablas anteriores, los resultados revelan una variación considerable en las mediciones de fuerza de pretensado para diferentes profundidades de corte. En general, se observa una tendencia de acercamiento gradual a la fuerza real a medida que la profundidad de corte se aproxima a los 35 mm.

A profundidades menores, como 5 mm y 15 mm, se registra una discrepancia sustancial con la fuerza real. En estos casos, los valores medidos de fuerza están significativamente por debajo del valor objetivo, con errores porcentuales elevados (88% y 62% respectivamente). Esto sugiere que la fuerza de pretensado resultante de estas profundidades de corte aporta una información sustancial a lo que la fuerza de pretensado se refiere.

A medida que la profundidad de corte aumenta a 25 mm y 30 mm, los errores porcentuales disminuyen (24% y 8% respectivamente), indicando una mayor aproximación a la fuerza objetivo. Sin embargo, aún existe una diferencia significativa entre los valores medidos y el valor real.

Curiosamente, a una profundidad de corte de 35 mm, la discrepancia entre los valores medidos y el valor objetivo disminuye considerablemente. En este punto, los valores medidos se aproximan mucho más al valor objetivo, con un error porcentual mínimo (1%). Esto sugiere que la profundidad de corte de 35 mm es la que mejor se ajusta a las condiciones necesarias para poder realizar la medición de la fuerza de pretensado real.

A medida que la profundidad de corte continúa aumentando a 40 mm y 50 mm, los valores medidos exhiben un alejamiento gradual de la fuerza objetivo. Los errores

porcentuales aumentan (-7% y -26% respectivamente), indicando una disminución en la precisión y un alejamiento de la fuerza deseada.

Por lo tanto, los resultados demuestran claramente que la profundidad de corte de 35 mm es la que se acerca más a la fuerza de pretensado objetivo de 126,89 kN. La variabilidad en los resultados disminuye significativamente a medida que se alcanza esta profundidad, lo que sugiere que esta profundidad específica permite lograr un mejor control y previsión de la fuerza de pretensado en comparación con otras profundidades evaluadas.

b) Módulo inferior en un 5% al obtenido en el ensayo de caracterización.

En esta ocasión el módulo de utilizado para la obtención de la fuerza de pretensado ha sido de un 5% menos que el obtenido en el ensayo de caracterización correspondiente con un valor de 34750 MPa.

Tabla. 11. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 para 0,95\*Ec. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>C-RP1</b>					
<b>Prof</b>	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
<b>5</b>	13,23	0,50	15,42	0,00	88%
<b>15</b>	79,40	3,02	50,17	0,00	60%
<b>25</b>	174,68	6,64	99,36	0,00	22%
<b>30</b>	217,03	8,25	121,22	0,00	4%
<b>35</b>	238,20	9,05	132,15	0,00	-4%
<b>40</b>	254,08	9,66	140,35	0,00	-11%
<b>50</b>	304,37	11,57	166,32	0,00	-31%

Tabla. 12. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para 0,95\*Ec. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>RP2-C</b>					
<b>Prof</b>	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
<b>5</b>	0,00	0,00	9,17	0,00	93%
<b>15</b>	63,52	2,41	41,97	0,00	67%
<b>25</b>	190,56	7,24	107,56	0,00	15%
<b>30</b>	214,38	8,15	119,86	0,00	6%
<b>35</b>	240,20	9,13	133,19	0,00	-5%
<b>40</b>	269,96	10,26	148,55	0,00	-17%
<b>50</b>	317,60	12,07	173,15	0,00	-36%

Tabla. 13. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para  $0,95*E_c$ . (Fuente: Elaboración Propia)

DEMEC 100 en C					
Prof	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
5	7,94	0,30	13,27	0,00	90%
15	92,63	3,52	57,00	0,00	55%
25	185,27	7,04	104,83	0,00	17%
30	206,44	7,84	115,76	0,00	9%
35	238,20	9,05	132,15	0,00	-4%
40	251,43	9,55	138,99	0,00	-10%
50	269,96	10,26	148,55	0,00	-17%

Observando los resultados con un módulo elástico reducido en un 5%, se aprecia que las diferencias entre los valores medidos y los valores objetivos siguen una tendencia similar a la de los resultados originales. Sin embargo, dado que el módulo elástico se ha reducido, los valores medidos en general tienden a ser más bajos, lo que resulta en errores porcentuales más altos.

A medida que nos acercamos a la profundidad de corte de 35 mm, podemos observar que los errores porcentuales disminuyen o se mantienen estables en los tres conjuntos de mediciones. En particular, en el caso de DEMEC 100 en C, el error porcentual disminuye de 9% a -4% a medida que la profundidad se acerca a 35 mm. Esto indica que la profundidad de corte de 35 mm sigue siendo una opción que se ajusta de manera más precisa a la fuerza objetivo incluso con un módulo elástico inferior.

En resumen, aunque los valores medidos varían con un módulo elástico inferior, la tendencia muestra que la profundidad de corte de 35 mm sigue siendo la más adecuada para aproximarse a la fuerza de pretensado objetivo.

c) Módulo inferior en un 5% al obtenido en el ensayo de caracterización.

Por último, se muestran los obtenidos, considerando una estimación de modulo elástico de un 5% mayor que el obtenido en el ensayo de caracterización correspondiente con un valor de 38408 MPa.



Tabla. 14. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP1 para 1,05\*Ec. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>RP1-C</b>					
<b>Prof</b>	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
<b>5</b>	13,23	0,50	16,08	0,00	87%
<b>15</b>	79,40	3,02	50,61	0,00	60%
<b>25</b>	174,68	6,64	100,33	0,00	21%
<b>30</b>	217,03	8,25	122,43	0,00	4%
<b>35</b>	238,20	9,05	133,48	0,00	-5%
<b>40</b>	254,08	9,66	141,76	0,00	-12%
<b>50</b>	304,37	11,57	168,00	0,00	-32%

Tabla. 15. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C-RP2 para 1,05\*Ec. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>C-RP2</b>					
<b>Prof</b>	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
<b>5</b>	0,00	0,00	9,17	0,00	93%
<b>15</b>	63,52	2,41	42,32	0,00	67%
<b>25</b>	190,56	7,24	108,61	0,00	14%
<b>30</b>	214,38	8,15	121,04	0,00	5%
<b>35</b>	240,20	9,13	134,52	0,00	-6%
<b>40</b>	269,96	10,26	150,05	0,00	-18%
<b>50</b>	317,60	12,07	174,91	0,00	-38%

Tabla. 16. Valores de la fuerza de pretensado residual obtenida en función de la profundidad de los cortes para los valores obtenidos en C internamente para 1,05\*Ec. (Fuente: Elaboración Propia)

<b>DEMEC 100 en C</b>					
<b>Prof</b>	$\Delta$ Strain	$\sigma_1$ (MPa)	P. (kN)	F. objetivo	Error (%)
<b>5</b>	7,94	0,30	13,31	0,00	90%
<b>15</b>	92,63	3,52	57,51	0,00	55%
<b>25</b>	185,27	7,04	105,85	0,00	17%
<b>30</b>	206,44	7,84	116,90	0,00	8%
<b>35</b>	238,20	9,05	133,48	0,00	-5%
<b>40</b>	251,43	9,55	140,38	0,00	-11%
<b>50</b>	269,96	10,26	150,05	0,00	-18%

En general, al considerar un valor de módulo elástico un 5% superior al valor original, los valores medidos aumentan en comparación con los valores obtenidos con el módulo elástico original. Esto resulta en errores porcentuales más bajos en general, ya que los valores medidos se acercan más a los valores objetivos.

A medida que nos acercamos a la profundidad de corte de 35 mm, los errores porcentuales tienden a disminuir en los tres conjuntos de mediciones. Esto sugiere que esta profundidad de corte sigue siendo una opción que se ajusta bien a la fuerza objetivo, incluso con un módulo elástico superior.

En resumen, al considerar un módulo elástico un 5% superior, los valores medidos aumentan y los errores porcentuales disminuyen. Sin embargo, la profundidad de corte de 35 mm sigue siendo la más adecuada para aproximarse a la fuerza de pretensado objetivo, independientemente de las variaciones en el módulo elástico utilizado.

## **9. Protocolo de fabricación y ensayo.**

Tras la realización y con los resultados obtenidos una vez se ha analizado el ensayo, se propone un protocolo de ensayo para futuros ensayo y futuras campañas experimentales.

1. Preparación del encofrado y colocación de todos los elementos necesarios como son:
  - a. Limpieza del encofrado, colocación de los largueros y disposición de los moldes de las probetas de control necesarias para la realización de las vigas por amasada.
  - b. Placas de reparto en los extremos: verificando una posición perpendicular a la plancha de encofrado para poder asegurar que las caras sean paralelas entre sí.
  - c. Colocación de las vainas del cable: La longitud de la vaina deberá ser al menos igual a la distancia entre las placas de reparto. Se colocará la vaina a través de la perforación realizada en las placas de reparto y se asegurará de que permanezca centrada gracias a sujeciones centrales para garantizar que su trayectoria transcurra por el punto central de la sección transversal sin sufrir desviaciones.
  - d. Colocación del desencofrante. Una vez se ha preparado tanto el encofrado como los moldes probetas de control, se colocará del líquido desencofrante para facilitar el desmoldeo del mismo.
2. Preparación del material para la amasada con antelación de 24 horas al momento de amasado.
  - a. Pesaje de todos los materiales. Se pesarán los materiales necesarios empleados en la amasada: para ello se emplearán espuelas con un peso aproximado de material máximo en cada una de ellas de 45 kilogramos para poder ser manipuladas por dos operarios de manera sencilla.
  - b. Recopilación de una muestra para evaluar la humedad: Una vez que se ha pesado el material, se obtendrá una muestra de arena y grava con el propósito

de determinar su contenido de humedad. Esto permitirá realizar una corrección en la cantidad de agua a añadir. La muestra se mantendrá en un horno a una temperatura de 100°C durante al menos 24 horas.

- c. Determinación de la humedad. Tras evaluar la humedad presentes en los materiales, se realiza la corrección de agua por humedad en la mezcla.
- d. Pesaje del agua. Luego de determinar la humedad en los materiales, se ajusta la cantidad de agua para tener en cuenta la humedad aportada por los áridos. El agua se pesará en cubos de pequeña capacidad con un tope de 10 litros.
- e. Pesaje del aditivo. Pesaje del aditivo necesario en la dosificación para poder tener un hormigón con una buena trabajabilidad.

### 3. Amasada del hormigón.

- a. Limpieza y eliminación de posibles residuos en la amasadora, seguido de su humectación.
- b. Vertido del material granular en la amasadora: Inicialmente, se vierte aproximadamente dos tercios del material, luego se permite que la amasadora gire para distribuir los componentes de manera más uniforme antes de añadir el resto del material granular. Se continúa girando hasta lograr una distribución homogénea.
- c. Incorporación del cemento: Una vez que los componentes se han distribuido uniformemente en la amasadora, se procede a verter el cemento. Una vez completado el vertido, se permite que la amasadora continúe girando para homogeneizar la mezcla.
- d. Colocación del balde de transporte: Con el cemento en su lugar, y mientras la mezcla se homogeniza, se coloca el balde receptor en la compuerta de salida de la amasadora. Este balde servirá como medio de transporte hasta el lugar de vertido.
- e. Adición del agua: Una vez que se haya verificado la homogeneización de la mezcla, se procede a verter el agua mientras la amasadora sigue funcionando.
- f. Adición del agua: Una vez que se haya verificado la homogeneización de la mezcla, se procede a verter el agua mientras la amasadora sigue funcionando.
- g. Vertido del aditivo. Después de verter el agua, en un lapso de aproximadamente un minuto, se incorpora el aditivo. Vale la pena destacar

que este es un momento crítico, ya que, según factores externos, es posible que se deba reducir la cantidad de aditivo para evitar la segregación de la mezcla. El proceso se realiza con la amasadora en funcionamiento, vertiendo aproximadamente tres cuartos del aditivo previamente preparado y observando la consistencia. Si es necesario, se añade más aditivo para lograr la trabajabilidad deseada.

- h. Tiempo de espera del aditivo. Tras añadir el aditivo, se permite que la mezcla amase durante aproximadamente 5 minutos para lograr una distribución adecuada de todos los componentes. Mientras esto ocurre, se humedecen las herramientas necesarias para el vertido, como el cono de Abrams y las barras de compactación.
- i. Vertido del hormigón en el balde. Una vez que todo el material ha sido amasado adecuadamente, se abre la compuerta de la amasadora y se vierte el hormigón en el balde

#### 4. Vertido del hormigón.

- a. Transporte del hormigón con maquinaria eléctrica: Utilizando una máquina eléctrica, se traslada el balde de hormigón hasta el área de vertido. Una vez en el lugar, se eleva el balde mediante un puente grúa para verter el contenido en espuelas, que serán utilizadas para el vertido manual en las probetas.
- b. Colocación del hormigón en el encofrado: Con la colaboración de dos personas, se dispone el hormigón en el encofrado al abrir el balde. Una persona guía el balde mediante el puente grúa, mientras que la otra controla el vertido en el encofrado abriendo y cerrando la compuerta.
- c. Llenado de las probetas de control: Simultáneamente a la colocación del hormigón en el encofrado, otro equipo formado por dos personas se encarga de llenar las probetas de control. Una persona rellena las probetas con un tercio de su capacidad, mientras que la otra compacta con 25 golpes por cada capa de relleno sin superponerla sobre la capa compactada anteriormente.
- d. Ejecución del ensayo de cono de Abrams: Una vez completado el llenado de todas las probetas de control, las mismas personas encargadas del relleno de las probetas de compresión procederán a llevar a cabo el ensayo de consistencia mediante el cono de Abrams. Se llena el cono en tres fases, añadiendo un tercio de su capacidad en cada fase y compactando con 25

golpes utilizando la barra. Luego, se retira el recipiente y se mide la altura del cono para determinar la consistencia del hormigón.

- e. Realización del ensayo de aire ocluido. Para llevar a cabo el ensayo de aire atrapado y observar las burbujas de aire presentes en el hormigón, se emplea un dispositivo de permeabilidad. Se llena la parte inferior hasta la marca de llenado, se coloca la parte superior del dispositivo y se introduce agua. Posteriormente, se mide la cantidad de agua introducida para determinar la cantidad de aire atrapado por el hormigón.
- f. Acabados y retoques: Una vez finalizada la colocación del hormigón en el encofrado, se procede a dar el acabado final a la superficie de la viga para obtener la geometría deseada. Simultáneamente, se nivelan las probetas de hormigón para lograr una superficie lo más horizontal posible, lo que permitirá realizar los ensayos de caracterización de manera precisa.
- g. Limpieza de los útiles empleados: Se realiza la limpieza de todos los instrumentos empleados, así como la amasadora y balde empleados para la realización del hormigón.

5. Desencofrado y acopio de los elementos fabricados.

- a. Almacenamiento de los elementos estructurales: Transcurridas 24 horas desde la realización del hormigonado, los elementos fabricados se retiran y se transportan mediante dos carretillas a la zona de almacenamiento, ubicada en el sótano del laboratorio, donde se guardarán hasta el día del ensayo
- b. Instrumentación de la zona de regularización de los elementos: Con la finalidad de poder observar la retracción que adquieren los elementos fabricados, ese mismo día se procede a realizar la instrumentación de dos cordones centrales de DEMECs para poder realizar el seguimiento de la retracción.
- c. Toma de ceros del elemento: Después de aproximadamente 2 horas desde la colocación de los puntos de seguimiento de la retracción, se realizan las primeras mediciones del elemento, estableciendo un valor inicial (toma de ceros) para registrar las deformaciones. El seguimiento de la retracción se lleva a cabo de la siguiente manera:
  - i. Durante los primeros 7 días: Se toman medidas cada 24 horas para evaluar la retracción del elemento durante este período inicial.

- ii. A partir del día 7: A partir de este punto, las mediciones se espacian, realizándose los días 14, 21, 28 y luego cada 15 días.
  - d. Desmoldeado de las probetas de control: Se procede a retirar las probetas de control del encofrado y se almacenan en una cámara húmeda al 100% con una temperatura controlada de 20 °C hasta el momento en que se rompan para los ensayos.
6. Ensayo.
- a. Instrumentación de la viga: Con un plazo de 24 horas de antelación, se procede a realizar la instrumentación de la viga, para esto se procederá a colocar un total de dos filas de DEMECs en la cara superior de la viga, con la previsión de dos zonas de corte denominadas A y B y una zona de punto de referencias denominada RP. La ubicación de A y B distanciarán un total de 400 mm de RP para poder tomar mediciones mediante el dispositivo DEMEC con base de medida 400 milímetros.
  - b. Colocación de la viga en el emplazamiento y colocación de las placas de reparto: En día del ensayo se procederá al transporte desde la zona de acopio hasta el punto de emplazamiento del ensayo, además se asegurará mediante gatos para evitar posibles fallos en la estabilidad de la viga durante el ensayo. Una vez ubicado se procederá a la colocación de las placas de reparto del pretensado.
  - c. Preparación de los dispositivos de necesarios: Se procede a la preparación de todos los dispositivos necesarios para todo el procedimiento de ensayo, en ellos intervienen:
    - i. Tesado:
      - 1. Cuñas y barriletes de anclaje.
      - 2. Transductor de fuerza.
      - 3. Gato hidráulico.
      - 4. Amplificador para la medición de la fuerza.
      - 5. Dispositivo de seguridad frente a rotura de cuña/cable.
      - 6. Polvo de grafito.
    - ii. Destesado:
      - 1. Dispositivo para destesado.
      - 2. Maceta.
      - 3. Útil para retirada de la goma de la cuña.

- iii. Dispositivos de extensimetría:
  - 1. DEMEC con base 100 milímetros.
  - 2. DEMEC con base 400 milímetros.
  - 3. Plantillas para toma de datos.
- iv. Dispositivos relacionados con el corte:
  - 1. Útil de corte.
  - 2. Radial con la campana extractora de polvo.
  - 3. Aspiradora para acoplar a la herramienta de corte.
- d. Toma de datos iniciales: Se tomarán las medidas de todos los puntos ubicados para la toma de medidas que servirán de datos iniciales para el análisis.
- e. Pasos previos al tesado:
  - i. Colocación del cable de pretensado: con una longitud de 3,95 metros, siendo el sobrante por el anclaje pasivo de 25 centímetros y en el anclaje activo de 50 centímetros, que son suficientes para que el gato pueda amordazar el cable.
  - ii. Toma de ceros del transductor. Se anotará el valor inicial mostrado por el amplificador sin aplicación de fuerza en el transductor.
  - iii. Colocación del polvo de grafito en los barriletes de acuñaamiento.
  - iv. Colocación del transductor en el cable.
  - v. Colocación de las cuñas de anclaje con su barrilete de acuñaamiento en el cable.
  - vi. Colocación del gato hidráulico de tesado.
- f. Tesado:
  - i. Cierre de válvulas del gato hidráulico.
  - ii. Enfilado del cable en el gato.
  - iii. Puesta en carga del cable hasta una fuerza de tesado real de 150 kN
  - iv. Sobretesado durante 5 minutos, mantener el cable a la fuerza de 150 kN para poder suprimir los posibles efectos de relajación del acero.
  - v. Reducción de la carga a 140 kN una vez transcurridos los 5 minutos y posterior acuñaamiento del cable mediante el accionamiento de la otra palanca del gato hidráulico.
  - vi. Disminución progresiva de la presión en el circuito hidráulico del gato mediante la abertura de las válvulas antirretorno.

- vii. Introducción de aire a presión en el gato para poder soltar la mordaza y retirar el cable.
  - viii. Medición de la deformación adquirida en la viga mediante los dispositivos de medida DEMEC en todos los puntos.
  - ix. Medición de la fuerza de pretensado tras el tesado.
- g. Ensayo de corte (*Saw-cut*):
- i. Medición inicial de los valores de deformación de la viga, estos valores servirán para obtener las deformaciones generadas únicamente por los cortes y toma de valor de la fuerza actuante en la viga (esto se realizará en caso de que la viga se ensaye a una edad diferente a la de tesado).
  - ii. Colocación del útil de corte en la posición de corte A
  - iii. Realización de entalla del lado derecho en una dirección de entrada y entalla del lado de izquierdo en dirección de inversa al anterior a una profundidad inicial de 20 milímetros (las dos entallas forman un corte). Una vez realizado el corte completo, se procede a realizar la medición de todos los puntos ubicados en A, así como de la zona de regularización más cerca y de la profundidad de la entalla. Una vez realizada la medición se procede a la realización del siguiente corte, siguiendo el procedimiento anterior. De igual manera que el comentado para 20 milímetros, se realiza para 30 y 40 milímetros.
  - iv. Por último, se realiza en el punto A el corte a profundidad 50 milímetros igual que los anteriores, pero en esta ocasión se procede a realizar una medición completa de todos y cada uno de los puntos de medición introducidos, tanto las dos zonas de regularización, A y B (en esta ocasión las mediciones en B servirán como iniciales para poder comprobar la afección de los distintos cortes)
  - v. Toma de nota de la fuerza de tesado actuante en la viga tras la realización de los cortes en la zona A
  - vi. Colocación del útil de corte en la posición de corte B.
  - vii. Realización de entalla del lado derecho en una dirección de entrada y entalla del lado de izquierdo en dirección de inversa al anterior a una profundidad inicial de 15 milímetros (las dos entallas forman un corte). Una vez realizado el corte completo, se procede a realizar la



- medición de todos los puntos ubicados en A, así como de la zona de regularización más cerca y de la profundidad de la entalla. Una vez realizada la medición se procede a la realización del siguiente corte, siguiendo el procedimiento anterior. De igual manera que el comentado para 20 milímetros, se realiza para 25 y 35 milímetros.
- viii. Se realiza en el punto B el corte a profundidad 45 milímetros igual que los anteriores, pero en esta ocasión se procede a realizar una medición completa de todos y cada uno de los puntos de medición introducidos, tanto las dos zonas de regularización, A y B (en esta ocasión las mediciones servirán para poder comparar las deformaciones tras el destesado de la viga).
  - ix. Toma de nota de las fuerza de tesado actuante en la vigas tras el ensayo.
  - x. Se procede a la retirada del útil de corte así como de la herramienta de corte.
- h. Destesado
- i. Colocación del útil destesado en el anclaje activo.
  - ii. Colocación del dispositivo de prevención de rotura de cable/cuña.
  - iii. Dotar de recorrido de embolo al gato hidráulico para asegurarse de que tiene suficiente recorrido de retorno a la hora de destesarse.
  - iv. Colocación del gato hidráulico en el anclaje activo de la viga.
  - v. Elevar la carga de tesado hasta un total de 150 kN de valor real para poder retirar las cuñas.
  - vi. Retirada de la cuña ubicada en la zona del anclaje activo.
  - vii. Descargar la presión en el circuito hidráulico del gato mediante la abertura de las válvulas antirretorno de manera muy suave hasta alcanzar el valor de 0 kN, por último se introduce aire a presión en el gato para poder soltar la mordaza y retirar el cable.
  - viii. Toma de mediciones de la viga tras eliminar la fuerza de pretensado.
7. Retirada y acopio de la viga ensayada: con la finalidad de poder guardar la viga se procede a realizar el acopio de la misma para realizar futuros ensayos en la misma y poder obtener una mayor información.

## 10. Conclusiones

Como conclusiones generales obtenidas en cuanto al ensayo seleccionado y al material se puede concluir que:

1. Se han examinado exhaustivamente todas las técnicas de determinación del pretensado residual, tanto métodos directos como indirectos. Para estructuras que están en servicio y no se encuentran monitorizadas, los métodos indirectos son la única alternativa de aplicación en este caso.
2. Dentro de los métodos indirectos, se ha comprobado que los métodos destructivos solo son apropiados para estructuras que no volverán a estar en servicio, ya que estos métodos implican la destrucción de parte de la estructura. En cambio, los métodos indirectos no destructivos, como el método *saw-cut*, *hole-core drilling* y *exposed tendon*, se presentan como opciones viables para evaluar el pretensado residual en estructuras sin requerir una instrumentación intrusiva.
3. En la prueba de corte de sierra, la distancia y profundidad de los cortes son parámetros clave. Se recomiendan valores específicos (espaciado entre las entallas de 100-120 mm y profundidad de 30-40 mm) para obtener resultados precisos. Fijados estos valores, los resultados que se obtienen son representativos del respectivo estado tenso-deformacional con independencia del nivel previo de la fuerza de pretensado. Esto permite establecer los parámetros de la prueba de manera independiente.
4. En cuanto a las características geométricas, dosificación del hormigón y procedimientos de ejecución han demostrado ser apropiados, tanto por su manipulación, como por su sencillez de cara a una futura campaña experimental.

En el caso concreto de este espécimen, se han obtenido resultados sumamente significativos que establecerán el camino a seguir en futuras campañas experimentales, basándose en datos relevantes, tales como:

5. A partir del análisis del comportamiento en la cara superior, (zona de realización de los cortes), se han obtenido resultados muy importantes de cara a seguir investigando en futuras campañas experimentales
6. El comportamiento en la cara superior (zona de realización de los cortes) se observa que:

- a. Se aprecia una alta dispersión de resultados para pequeñas profundidades de corte (por ejemplo 5 mm) lo que sugiere que la elección de la profundidad de corte puede verse influida por el tamaño del árido.
  - b. Los resultados comienzan a mostrarse de forma más regularizada al alcanzar una cierta profundidad de corte (por ejemplo 15 mm).
  - c. A medida que aumenta la profundidad de corte en la cara superior, se observa un perfil simétrico en los resultados.
  - d. Las bases de medida pequeñas tomadas con DEMEC 400 (por ejemplo 20 mm) muestra una alta variabilidad en los resultados debido a la resolución de los dispositivos de medida.
  - e. Las bases de medida de 100 mm (tomadas con DEMEC 400) y la realizada internamente en C (tomada con DEMEC 100) proporcionan resultados consistentes y redundantes para comparar los resultados obtenidos.
7. En cuanto a los resultados de las deformaciones en la cara lateral se constata que, a medida que aumenta la profundidad del corte en la cara lateral, se genera un patrón de descompresión seguido de compresión en los puntos cercanos al corte, que se asocia a una disminución del canto en la sección de corte.
8. En cuanto a la obtención del valor de fuerza de pretensado resulta que:
- f. La variación del módulo de deformación del hormigón supone implicaciones importantes a la hora de poder obtener el pretensado residual en la viga, lo que requiere una buena caracterización del hormigón.
  - g. La profundidad de corte de 35 mm constituye un referente, en el entorno de dicha profundidad, la fuerza de pretensado obtenida a partir de las deformaciones medidas y la fuerza real son prácticamente idénticas, habiendo una discrepancia del 1% únicamente. Esto sugiere que la profundidad de corte de 35 milímetros es la más adecuada para determinar con precisión la fuerza de pretensado real.
9. Se ha elaborado un protocolo a seguir para cada una de los distintos pasos, desde la fase de diseño y fabricación de los elementos estructurales, hasta los ensayos a realizar mediante el método *saw cut* con la finalidad de servir de base en futuras campañas experimentales.

## 11. Futuras líneas de investigación

A partir de los resultados obtenidos en la realización de este prototipo, tanto a nivel de ejecución del hormigón como de metodología de ensayo, se ha establecido la base para futuras líneas de investigación. Esta investigación se centrará en el desarrollo de una campaña experimental más amplia y detallada, así como en la definición de un procedimiento de ensayo específico a realizar en cada uno de los distintos tipos de vigas. Para abordar de manera efectiva estas investigaciones, se ha dividido la campaña experimental en cuatro tipos de vigas y dos losas, cada una de las cuales representan variaciones entre sí, a continuación, se muestran las características geométricas de las vigas:

Tabla. 17. Identificación de cada uno de los tipos de vigas previstas para una futura campaña experimental. (Fuente: Elaboración Propia)

Vigas	Ancho (cm)	Canto (cm)	Largo (cm)	Nº tendones	Armado
<b>Tipo I</b>	10	25	320	1	No
<b>Tipo II</b>	8	25	320	1	No
<b>Tipo III</b>	10	55	320	3	No
<b>Tipo IV</b>	20	55	320	6	Sí

Debido a las limitaciones operacionales del laboratorio, las dimensiones de longitud será las mismas para todas, siendo esta un total de 3,20 metros.

### 11.1.Tipo I

El propósito de esta campaña experimental es obtener una amplia gama de estados tensionales. Para lograrlo, se planea llevar a cabo ensayos y tensiones en vigas en diferentes edades, resultando en un total de 30 vigas. Esta campaña se considera la más extensa y promete proporcionar una gran cantidad de datos relevantes.

El hormigón utilizado seguirá la misma dosificación que se empleó en el espécimen objeto de este estudio. Sin embargo, se realizarán modificaciones en el procedimiento de ensayo, incluyendo la instrumentación y la eliminación de puntos de medición que no aporten información significativa. Además, se variará el número y la ubicación de las zonas de corte y los puntos de referencia en el interior de las vigas.

En esta ocasión las variaciones son:

- La zona de punto de referencia se sitúa en el centro-luz de la viga siendo este uno solo en la viga.

- Las zonas de corte pasan a nombrarse A y B, la zona A se sitúa a una distancia de 400 milímetros hacia la izquierda de RP y la zona B a 400 milímetros a la derecha.
- En la cara superior la fila de puntos de medición situada en el centro se elimina, quedando así dos filas, situadas a las cotas  $Y=2,5$  cm y  $Y=7,5$  cm.
- Las zonas de medición laterales en las zonas de corte y de referencia son eliminadas.
- La zona de medición en la cara lateral a la altura de cable se elimina.
- La zona de medición a la altura del centro de gravedad se sustituye por dos zonas de medición de 7 puntos demecs situadas en ambos extremos una vez finaliza la zona de transferencia (250 mm).
- La secuencia de cortes varía:
  - o En la zona de corte A: las profundidades de cortes son: 20, 30, 40 y 50 milímetros.
  - o En la zona de corte B: las profundidades de cortes son: 15, 25, 35 y 45 milímetros.

Así pues, con este tipo de vigas se pretende realizar todas las combinaciones posibles de edades de pretensado y de edades de ensayo, quedando así un total de:

*Tabla. 18. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo I. (Fuente: Elaboración Propia)*

<b>VIGAS TIPO I 0,10 x 0,25 x 3,20 m</b>							
<b>VIGAS</b>	<b>EDAD CORTE (días)</b>						
<b>EDAD TESADO (días)</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>28</b>	<b>56</b>	<b>120</b>	<b>240</b>
<b>3</b>	1	2	3	4	5	6	7
<b>7</b>		8	9	10	11	12	13
<b>14</b>			14	15	16	17	18
<b>28</b>				19	20	21	22
				23*			24*

Así pues, tal y como se puede observar en la tabla, existe un total de 24 vigas a ensayar, dos de ellas con repetición, pero en condiciones de humedad al 100% y temperatura ambiente a 20 ° en condiciones controladas (23\* y 24\*).

## **11.2. Tipo II**

El objetivo principal de esta investigación es establecer una referencia para otros estados tensionales, específicamente reduciendo el ancho de la viga para crear un estado

de compresión inicial mayor. La campaña experimental, basada en las características de la viga tipo II, implica la modificación del ancho en comparación con las vigas tipo I.

El hormigón a utilizar seguirá la misma dosificación que se empleó en el espécimen objeto de este estudio. Además, se realizarán ajustes en el procedimiento de ensayo, incluyendo cambios en la instrumentación y la eliminación de puntos de medición que no aporten información relevante. También se variará el número de zonas de corte, puntos de referencia y sus ubicaciones dentro de la viga, como se ha descrito previamente.

*Tabla. 19. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo II.  
(Fuente: Elaboración Propia)*

<b>VIGAS TIPO II 0,08 x 0,25 x 3,20 m</b>				
	<b>EDAD CORTE (días)</b>			
<b>EDAD TESADO (días)</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>28</b>
<b>3</b>	1	2	3	4
<b>7</b>		5	6	7
<b>14</b>			8	9
<b>28</b>				10

En esta ocasión para las vigas tipo II se ensayan un total de 10 vigas con una combinación de todas las combinaciones posibles tanto de edad de tesado como de edad de corte.

### **11.3. Tipo III**

Al igual que en la campaña tipo II, el objetivo principal en este caso es variar diferentes estados de carga. Esto se logrará aumentando el canto de la sección, que pasará a tener 55 centímetros de altura y un ancho de 10 centímetros, con la incorporación de 3 cables de pretensado.

La campaña experimental, basada en las características de la viga tipo III, implica la modificación del canto en comparación con el tipo I y la cantidad de cables de pretensado que se instalarán en la viga, que en este caso serán 3 tendones por viga. El hormigón utilizado seguirá la misma dosificación que se empleó en el espécimen objeto de este estudio. Además, se realizarán ajustes en el procedimiento de ensayo, incluyendo cambios en la instrumentación y la eliminación de puntos de medición que no aporten información relevante. También se variará el número de zonas de corte, puntos de referencia y sus ubicaciones dentro de la viga, como se ha descrito previamente en otros casos.

Tabla. 20. Previsión de ensayo de vigas en función de la edad de tesado y ensayo para las vigas Tipo III.  
(Fuente: Elaboración Propia)

<b>VIGAS TIPO I 0,10 x 0,55 x 3,20 m</b>				
	<b>EDAD CORTE (días)</b>			
<b>EDAD TESADO (días)</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>28</b>
<b>3</b>	1			
<b>7</b>		2		
<b>14</b>			3	
<b>28</b>				4

En esta ocasión para las vigas tipo III se ensayan un total de 4 vigas con una combinación, coincidiendo la edad de tesado con la de edad de corte.

#### **11.4. Tipo IV**

El propósito de esta campaña es examinar la influencia de la armadura de cortante en los resultados relacionados con la fuerza de pretensado en las vigas. Para lograr esto, se elaborarán las vigas tipo IV, que se caracterizan por tener dimensiones específicas: un ancho de 0,20 metros, un canto de 0,55 metros y una longitud total de 3,2 metros. Estas vigas estarán equipadas con 6 tendones de pretensado, dispuestos de manera simétrica con respecto al eje Z. La disposición constará de 3 filas de dos tendones cada una. Además, se incorporará armadura transversal en la zona de los cortes para evaluar el impacto de los cercos en la determinación del pretensado residual. Esta investigación proporcionará una comprensión más profunda de cómo factores como las dimensiones, la disposición de los tendones y la presencia de armadura transversal afectan al comportamiento del pretensado residual en las vigas tipo IV.

#### **11.5. Losas**

La presente campaña experimental tiene como objetivo determinar la longitud de corte óptima en sentido transversal para obtener el valor del pretensado residual en elementos con un ancho mayor. Para ello, se llevarán a cabo dos tipos de losas: una losa pretensada y otra losa postesa. Ambas tendrán dimensiones de 0,60 metros de ancho y un canto de 0,18 metros, con una longitud total de 3 metros. Este enfoque permitirá explorar y comparar las diferencias en el pretensado residual entre los dos métodos. Además, se estudiarán los parámetros críticos necesarios para su correcta ejecución y rendimiento estructural, con un enfoque específico en determinar la longitud de corte óptima.

Es relevante destacar que estos elementos se encuentran actualmente en fase de elaboración y dimensionamiento, lo que implica abordar desafíos como la gestión de grandes volúmenes de hormigón requeridos para su fabricación y las limitaciones prácticas asociadas con su manipulación y transporte. Sin embargo, una vez finalizados, estos elementos proporcionarán valiosas perspectivas sobre la aplicación del pretensado residual en diversas configuraciones estructurales. Esto ampliará aún más el alcance de esta investigación y su impacto en el campo de la ingeniería civil.

## 12. Referencias

- Aguiló, M. (2007), *El Carácter de Los Puentes Españoles*, ACS, Madrid. ISBN:9788493299651
- Aziznamini, A., Keeler, B.J., Rohde, J., Mehrabi, A.B. and Research Associate, P.E. (1996), “Application of a New Nondestructive Evaluation Technique to a 25-Year-Old Prestressed Concrete Girder”, *PCI JOURNAL*, Vol. 41 No. 3, pp. 82–95, doi: 10.15554/PCIJ.05011996.82.95.
- Bagge, N., Nilimaa, J. and Elfgren, L. (2017), “In-situ methods to determine residual prestress forces in concrete bridges”, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 135, pp. 41–52, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2016.12.059.
- Bauset-Tortonda, I., Mateu-Sánchez, J.A., Serna, P., Giménez-Carbó, E., Castro-Bugallo, M.C., Martí-Vargas, J.R. and Navarro-Gregori, J. (2023), “Effect of single and twin notches in prestressed concrete beams”, *Materials Today: Proceedings*, Elsevier, doi: 10.1016/J.MATPR.2023.03.647.
- Botte, W., Vereecken, E., Taerwe, L. and Caspeele, R. (2021), “Assessment of posttensioned concrete beams from the 1940s: Large-scale load testing, numerical analysis and Bayesian assessment of prestressing losses”, *Structural Concrete*, John Wiley and Sons Inc, Vol. 22 No. 3, pp. 1500–1522, doi: 10.1002/suco.202000774.
- Calavera, J. (2008), *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón.*, Ed. Intemac, Madrid. ISBN: 8488764057
- Castellón Ortega, F., Villalba Granda, C., Salazar, A. and Torroja Miret, E. (1942), *Viaducto Martín Gil*, Vol. 1, Revista de Obras Públicas.
- Czaderski, C. and Motavalli, M. (2006), “Determining the remaining tendon force of a LargeScale, 38-year-old prestressed concrete bridge girder”, *PCI Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, doi: 10.15554/pcij.07012006.56.68.



- Dasar, A., Irmawaty, R., Hamada, H., Sagawa, Y. and Yamamoto, D. (2016), “Prestress Loss and Bending Capacity of Pre-cracked 40 Year-Old PC Beams Exposed to Marine Environment”, *3rd International Conference on Civil and Environmental Engineering for Sustainability. EDP Sciences - MATEC Web of Conferences*, Vol. 47 No. 020008, doi: 10.1051/C.
- Doneux, C. (1997), “Experimental assessment of prestress in existing bridges. Measurement of the remaining prestress by local relaxation of the stresses”, *Rapport CEWAC et Université de Liège, Service Ponts et Charpentes, 1997*, pp. 365–371.
- Nawy. (2005), *Prestressed Concrete: A Fundamental Approach.*, Pearson , Vol. 5th ed, London, Pearson. ISBN:0136081509
- FIB. (2016), “Partial factor methods for existing concrete structures.”, *Bulletin N°80, Lausanne*.
- Mishra. (2010), “History of Bridges – Construction of Bridges Since Ancient Times. ”, <https://Theconstructor.Org/Structures/History-of-Bridges/5491/?Amp=1>.
- Halsey, J.T., Lantz, J., Columbus, N. and Formerly, O. (1996), “Destructive Testing of Two Forty-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams”, *PCI JOURNAL*, Vol. 41 No. 5, pp. 84–93, doi: 10.15554/pcij.09011996.84.93.
- Hernández Montes, E. and Gil Martín, L.M. (2007), *Hormigón Armado y Pretensado*, Granada.
- Holstine, C.E. and Hobbs, R. (2005), *Spanning Washington : Historic Highway Bridges of the Evergreen State*, Washington State University Press. ISBN: 0874222818
- Italy Bridge: Dozens Feared Dead in Genoa as Motorway Collapses.* (2018),, BBC News.
- Kesavan, K., Ravisankar, K., Parivallal, S. and Sreeshylam, P. (2005), “Technique to assess the residual prestress in prestressed concrete members”, *Experimental Techniques*, Vol. 29, pp. 33–38, doi: 10.1111/j.1747-1567.2005.tb00238.x.
- Kim, B.H., Lee, I.K. and Cho, S.J. (2012), “Estimation of Existing Prestress Level on Bonded Strand Using Impact-Echo Test”, *6th European Workshop on Structural Health Monitoring*.
- Kralovanec, J., Bahleda, F. and Moravcik, M. (2022), “State of Prestressing Analysis of 62-Year-Old Bridge”, *Materials*, MDPI, Vol. 15 No. 10, doi: 10.3390/ma15103583.
- Kralovanec, J., Bahleda, F., Prokop, J., Moravčík, M. and Neslušán, M. (2021), “Verification of actual prestressing in existing pre-tensioned members”, *Applied Sciences (Switzerland)*, MDPI AG, Vol. 11 No. 13, doi: 10.3390/app11135971.

- Kralovanec, J. and Moravčík, M. (2021a), “Numerical verification of the saw-cut method”, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, Vol. 1015 No. 1, p. 012031, doi: 10.1088/1757-899x/1015/1/012031.
- Kralovanec, J. and Moravčík, M. (2021b), “Numerical verification of the saw-cut method”, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, Vol. 1015 No. 1, p. 012031, doi: 10.1088/1757-899x/1015/1/012031.
- Kralovanec, J. and Moravčík, M. (2022), “EXPERIMENTAL MEASUREMENTS IN THE FIELD OF PRESTRESSING FORCE MONITORING”, *Civil and Environmental Engineering*, Sciendo, Vol. 18 No. 1, pp. 104–110, doi: 10.2478/cee-2022-0011.
- Kralovanec, J. and Moravčík, M. (2023), “PARAMETRIC STUDY OF DRILLING METHOD PERFORMED ON ONE-WAY POST-TENSIONED SLABS”, *Civil and Environmental Engineering*, Sciendo, doi: 10.2478/cee-2023-0015.
- Kralovanec, J., Moravčík, M., Bujňáková, P. and Jošt, J. (2021), “Indirect determination of residual prestressing force in post-tensioned concrete beam”, *Materials*, MDPI AG, Vol. 14 No. 6, doi: 10.3390/ma14061338.
- Kralovanec, J., Moravčík, M. and Jost, J. (2021a), “Analysis of Prestressing in Precast Prestressed Concrete Beams”, *Civil and Environmental Engineering*, Sciendo, Vol. 17 No. 1, pp. 184–191, doi: 10.2478/cee-2021-0019.
- Kralovanec, J., Moravčík, M. and Jost, J. (2021b), “Analysis of Prestressing in Precast Prestressed Concrete Beams”, *Civil and Environmental Engineering*, Sciendo, Vol. 17 No. 1, pp. 184–191, doi: 10.2478/cee-2021-0019.
- Kralovanec, J., Moravčík, M., Koteš, P. and Matejov, A. (2022), “Parametric Study of Saw-Cut Method”, *Lecture Notes in Civil Engineering*, Vol. 189 LNCE, Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, pp. 10–19, doi: 10.1007/978-3-030-86001-1\_2.
- Kralovanec, J. and Prokop, J. (2021), “Indirect methods for determining the state of prestressing”, *Transportation Research Procedia*, Vol. 55, Elsevier B.V., pp. 1236–1243, doi: 10.1016/j.trpro.2021.07.105.
- Kukay, B.M. (2008), *Bridge Instrumentation and the Development of Non-Destructive and Destructive Techniques Used to Estimate Residual Tendon in Prestressed Girders*, Utah State University, Logan, Utah.
- Li, J., Mechitov, K.A., Kim, R.E. and Spencer, B.F. (2016), “Efficient time synchronization for structural health monitoring using wireless smart sensor networks”, *Structural Control and Health Monitoring*, John Wiley and Sons Ltd, Vol. 23 No. 3, pp. 470–486, doi: 10.1002/stc.1782.

- Lundqvist, P. and Riihimäki, J. (2010), “Testing of five 30-year-old prestressed concrete beams”, *PCI JOURNAL*, Vol. 55 No. 2, pp. 50–58, doi: 10.15554/pcij.09012010.50.58.
- Lynch, J.P. (2007), “An overview of wireless structural health monitoring for civil structures”, *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, Royal Society, 15 February, doi: 10.1098/rsta.2006.1932.
- Mateu-Sánchez, J. (2023), *Análisis Estructural Del Pretensado En Tableros de Puente de Vigas de Hormigón Prefabricado. Aplicación a Un Puente de Carretera Tipo Construido En La Década de 1990.*, Master, Universitat Poliècnica de València, Valencia, July.
- Mateu-Sánchez, J.A., Serna, P., Castro-Burgallo, M.C., Giménez-Carbó, E., Navarro-Gregori, J. and Martí-Vargas, J.R. (2023), “Analysis of prestressing in old full-scale concrete members”, *Materials Today: Proceedings*, Elsevier, doi: 10.1016/J.MATPR.2023.04.312.
- Ministerio de Transporte, M. y A.U. (2022), “Mitma presenta los informes provisionales sobre las causas del colapso del viaducto del Castro de la A-6 sentido A Coruña | Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana”, available at: <https://www.mitma.gob.es/el-ministerio/sala-de-prensa/noticias/mar-15112022-1613> (accessed 3 September 2023).
- Moravcik, M., Bahleda, F., Bujnakova, P. and Kralovanec, J. (2020), “Structural response method using to actual prestressing level assessment in existing bridges”, *Fib Symposium 2020: Concrete Structures for Resilient Society*, Shanghai.
- Naito, C., Sause, R. and Thompson, B. (2008), “Investigation of Damaged 12-Year Old Prestressed Concrete Box Beams”, *JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING*, doi: 10.1061/ASCE1084-0702200813:2139.
- Newcomb, T. (2018), “A Brief History of Bridges From Stone to Suspension”, *Infrastructure & Transportation*, available at: <https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/g16639655/a-brief-history-of-bridges-from-stone-to-suspension/> (accessed 3 September 2023).
- Osborn, G.P., Barr, P.J., Petty, D.A., Halling, M.W. and Brackus, T.R. (2012), “Residual Prestress Forces and Shear Capacity of Salvaged Prestressed Concrete Bridge Girders”, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 17 No. 2, pp. 302–309, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000212.
- Pape, T.M. and Melcher, R.E. (2013), “Performance of 45-year-old corroded prestressed concrete beams”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and*

- Buildings*, ICE Publishing Ltd, Vol. 166 No. 10, pp. 547–559, doi: 10.1680/stbu.11.00016.
- Parivallal, S., Ravisankar, K., Nagamani, K. and Kesavan, K. (2011), “Core-drilling technique for in-situ stress evaluation in concrete structures”, *Experimental Techniques*, Vol. 35 No. 4, pp. 29–34, doi: 10.1111/j.1747-1567.2010.00622.x.
- Pessiki, S., Kaczinski, M. and Wescott, H.H. (1996), “Evaluation of Effective Prestress Force in 28-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams”, *PCI JOURNAL*, Vol. 41 No. 6, pp. 78–89, doi: 10.15554/pcij.11011996.78.89.
- PIARC. (2020), “Strategic Plan 2020-2023. ”, *World-Road-Association, La Défense Cedex*.
- Rabbat B. (1984), “25-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Girders Tested”, *PCI JOURNAL*, Vol. 29 No. 1, pp. 177–179.
- Riessauw, F. and Taerwe, L. (1980), “Tests on Two 30-Year-Old Prestressed Concrete Beams”, *PCI JOURNAL*, Vol. 25 No. 6, pp. 70–73.
- Rossi, P. (1983), *Détermination Expérimentale Des Caractéristiques Mécaniques Des Masonneries*, Bergamo, pp. 89–112.
- Shenoy, C. V and Frantz, G.C. (1991), “Structural Tests of 27-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams”, *PCI JOURNAL*, Vol. 36 No. 5, pp. 80–90, doi: 10.15554/pcij.09011991.80.90.
- Tabatabai, H., Senior Engineer, P.E. and Dickson, T. (1993), “Structural Evaluation of a 34-Year-Old Precast Post-Tensioned Concrete Girder”, *PCI JOURNAL*, Vol. 38 No. 5, pp. 50–63, doi: 10.15554/pcij.09011993.50.63.
- Taylor, R. (1993), *Roman Bridges, Journal of Roman Archaeology*, Vol. 8, Cambridge University Press.
- Y. Labia, M. Saiidi and B. Douglas. (1997), “Full-scale testing and analysis of 20-year-old pre-tensioned concrete box girders.”, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Vol. 94 No. 5, pp. 471–482, doi: 10.14359/497.
- Yuan, A., Qian, S., He, Y. and Zhu, X. (2014), “Capacity Evaluation of a Prestressed Concrete Adjacent Box Girder with Longitudinal Cracks in the Web”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 29 No. 1, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000480.