

UNIVERSIDAD DE NAVARRA
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS
SAN SEBASTIÁN



**Optimización del tiempo de desencofrado en
piezas verticales de Hormigón Autocompactante:
Desarrollo de metodología y estudio experimental.**

MEMORIA

que para optar al Grado de Doctor
presenta

SOFÍA TEIXEIRA COUTINHO

bajo la dirección de

**Dr. Íñigo Puente Urruzmendi
Dr. Adrián Santilli Almaraz**

San Sebastián, mayo de 2016

A mis abuelos,
por lo que los extrañé,
por lo que me extrañaron,
y por una despedida pendiente.

Para ustedes tres,
el fruto de mi ausencia física durante este tiempo.

“Hay una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica: la voluntad.”

Albert Einstein.

AGRADECIMIENTOS

Las escrituras de estas líneas significan mucho para mí; ya que si bien es lo primero que el lector encuentra al comenzar la lectura de la memoria, en mi caso, y me animaría a afirmar que en la mayoría de los mismos, esto es lo último que se escribe. Son muchas las personas e instituciones que uno se acuerda cuando termina de redactar la memoria. En las siguientes líneas quiero dar las gracias a todas ellas, tanto del norte como del sur, ya que lo que está aquí escrito es un poco de todos vosotros y vosotras.

Antes de adentrarme en el detalle quiero dar gracias a Dios por esta oportunidad, si siendo pequeña me dieran a elegir lo que quería para mi vida, sin duda esto supera ampliamente la respuesta que hubiera otorgado.

Quiero agradecer en primer lugar a TECNUN, Escuela de Ingenieros de la Universidad de Navarra, y a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo por la posibilidad que me han dado de perfeccionarme profesionalmente al realizar esta tesis doctoral. Además mencionar a las empresas que colaboraron durante este camino: Hormigones Artigas S.A., Concrexur, Sacceem, Ebital S.A y Hormigones Azcune.

Hay dos personas que fueron muy especiales en este camino; mi director y co-director de tesis: Iñigo Puente y Adrián Santilli. Al primero de ellos agradecerle la confianza que depositó en mí al aceptarme como doctoranda sin conocerlos. Espero no haberte defraudado. Además quiero destacar tu generosidad al compartir tu experiencia conmigo y aprovecho estas líneas para agradecerte cada charla de cinco minutos; y hacerte saber que cada una de ellas era un año en la escuela de la vida. A vos Adrián, que decirte.... gracias por la paciencia, por los consejos, por ayudarme a cargar energías cuando me quedaba sin pilas, por darme ánimo siempre, y por supuesto, por confiar en mí como lo hiciste. En España dejaste el listón alto, espero haber estado a la altura. Gracias a ustedes dos,

porque además de todo lo que mencioné, son un gran ejemplo. No quiero dejar de agradecerles a los dos la posibilidad que me dieron al permitirme ayudarlos en sus asignaturas para dejarme crecer como docente, que es mi gran vocación, ese *acto de amor*, como diría Freire, de educar para un desarrollo justo a los futuros profesionales de la ingeniería.

Como me dijo mi gran amigo Manuel Vega, “*no fuiste tonta al elegir debajo de que árboles apoyarte; ya que al que buen árbol se acerca, buena sombra le cobija*”. Hago mías tus palabras Manuel, seguro me dieron sombra dos grandes ombúes, árboles de grandes raíces y amplia sombra que también suelen utilizarse como referencia; aunque aprovecho la ocasión para decirte que vos también fuiste una referencia para mí. No sé si te lo digo muy seguido pero sos una GRAN persona. Gracias por cada sonrisa, por cada palabra de ánimo, por cada charla, por la confianza y por creer en nosotros, tus alumnos.

También quiero agradecer a Natxo, Ainara, Ane, Emeterio, Aitziber, Paz y Manuel por enseguida hacerme sentir parte de *nuestro* departamento. Además a Natxo y a Ane por su ayuda y sus consejos en el comienzo de este camino, siempre me sentí muy cómoda al compartir despacho con ustedes. No me olvido de otras personas de la Escuela que me han ayudado en todo este tiempo: Iñaki, Diego, Miguel, Rodrigo, Xavi, Pablo, Ainitze, Esther, Itziar, y Amaia, por cada risa y cada almuerzo compartido.

Es muy importante para mí agradecer especialmente a mis amigos Juan y Asier, sin ellos la mitad de esta tesis hubiera sido el doble de difícil. Gracias por esas mañanas haciendo hormigón, porque fueron incondicionales en el trabajo físico y porque siempre me cuidaron y se preocuparon por obtener los mejores resultados. No puedo ni quiero olvidarme de todas las demás personas que colaboraron en cada columna: Sergio, Jon y Dani. A este último gracias por ayudarme con el hormigón y con todo lo referente a nuestra hazaña de venir desde Uruguay, fuiste un gran compañero todo ese tiempo y no tengo dudas que nuestra amistad seguirá en Uruguay. Se merecen mi agradecimiento también Antonio, Xavier y Enrique del taller, por hacer siempre todo lo posible para cumplir con mis plazos, incluso cuando se me ocurría hacer cosas “casi imposibles”.

Además, quiero destacar el trabajo del personal de TECNUN que me ayudó con los temas relacionados al visado y que también gracias a ellas fue más fácil poder seguir todo desde Uruguay. En particular a Ana Fernández, Verónica Martín e Itziar Cobo.

Parte de este espacio quiero utilizarlo para agradecer a mis compañeros de la Universidad de Montevideo, que siguieron mis pasos desde el comienzo cuando con 17 años comencé a estudiar la carrera de grado, y quienes hoy, son

mis compañeros de todos los días. Gracias por estar pendiente de mí estos años, tanto a la distancia, como cuando estuve radicada en Montevideo. Como siempre decimos: “somos una gran familia” y que sepan que los voy a extrañar mucho. Gracias por festejar mis logros como propios y por ayudarme a levantar cuando el ánimo decaía. Sé que al querer nombrarlos corro el riesgo de olvidarme de alguien y espero que no sea así: Meme, Blaquita, Julia, María, Majo W, Flor, Analía, Laura, Majo I y *los Matis*. A Pepe por su ayuda en estadística y por cada risa compartida, voy a extrañar nuestras bromas. A Martín y a Viviana, por cada consejo y cada palabra de clama, sabían cómo calmar a esta personita ansiosa. Necesito destacar a dos personas, que además de ayudarme en todo lo que mencioné anteriormente, se transformaron en mis amigas. Gracias Anita y Ceci. Sin duda esta tesis me regaló muchísimo más de lo que creía y ustedes dos son de las *consecuencias* más importantes de esta tesis a nivel personal.

Si no fuera por las amigas y amigos que tengo creo que mi estancia en España se hubiera complicado. Gracias por siempre demostrarme que no estaba lejos, tanto en mis cumpleaños, como en los de ustedes, gracias por sus visitas a San Sebastián, y sus charlas y reuniones por Skype. Las/los extrañé mucho, pero mucho menos de lo que hubiera sido si no se hubieran portado como se portaron conmigo, haciendome sentir siempre presente. No los voy a nombrar porque cada uno/a que está leyendo esta tesis sabe quiénes son. Solo quiero mencionar en particular a quienes fueron mis amortiguadores a mi regreso a Montevideo, estando incondicionalmente: Ani, Cami, Martín, Fio, Vale, Fer, Anita y Galle, gracias por tanto.

Una persona antes de irme me dijo: “Es lo mejor que puedes hacer, pero que sepas que estas comprándote una nostalgia para toda la vida”. Gracias Fernando, tenías razón. Esta Tesis entre tantos aprendizajes académicos y personales me regaló otro gran tesoro como es el conocer a personas que fueron *mi familia* mientras viví en San Sebastián, y que lo siguen siendo a la distancia: Mamu, Alba, Juan, Dane, Nerea, Lirio, Jarti, y por último y no menos importante a vos Patu por tu amplia tolerancia, por escucharme tantas veces la misma presentación y por esas horas eternas de terapia. Tengo mucha suerte de que te hayas cruzado en mi camino.

Nada de lo que puedan leer a continuación hubiera sido posible si no tuviera la familia que tengo. Quiero agradecerles a todos mis tíos y primos que siempre me apoyaron, y que en cierta manera, con sus mensajes siempre me hicieron sentir más cerca del *paisito*. No los voy a nombrar, porque gracias a Dios son muchos, solamente quiero destacar un agradecimiento especial a mi tía y madrina, por su ayuda constante, desde cerca y a la distancia, siempre lista a darme una mano para perfeccionar mi inglés.

Si pienso en alguien al escribir esto es en vos Tata, que te convertiste en mi ángel de la guardia en la mitad de este camino. Gracias por tu infinito amor de siempre, gracias por dejarme la enseñanza de lucharla tanto y por enseñarme a agradecer siempre. No te lo pude decir antes que te fueras pero sentía un gran orgullo cuando te escuchaba decir "*somos dos gotas de agua*".

A mis dos abuelas, gracias por muchísimas cosas, pero sobre todo, por contagiarme su amor por la enseñanza, haciendo que sea feliz en mi trabajo, lo que considero el mejor legado y fortuna que una persona pueda tener.

Y por último los quise dejar a ellos tres, ya que sin ellos esto NUNCA hubiera sido posible. Esto lo hicieron ustedes: Mamá, Papá y Valentín. *Valu* aprovecho este agradecimiento para pedirte perdón por ser "*egoísta*" y dejarte solo en Montevideo al embarcarme en la búsqueda de este sueño, y agradecerte que aunque no te lo imagines muchas veces me serviste de ejemplo cuando veía tu entereza emocional. A mis dos padres tendría que estar hojas eternas agradeciendo todo lo que hicieron y hacen por mí, pero voy a tratar de ser corta. *Pa* gracias por ser mi brújula siempre, no solo sos mi brújula, también sos mi norte; sos el claro ejemplo de educar con el ejemplo, valga la redundancia. Y con vos *Ma* me quedo sin palabras, que te puedo decir, que aunque suene *cliché* y te lo diga siempre: sos la mejor mamá del mundo y que con esta tesis descubrí tu faceta actoral, ya que siempre ponías esa sonrisa en cada despedida cuando solo querías llorar porque tu corazón se rompía en cada aeropuerto. Te digo la verdad, el mío también. Agradezco a Dios principalmente, porque son mucho más de lo que cualquier hija sueña como familia.

Finalmente, agradecerte a vos por el respeto al leer esta Tesis.

Sofía, mayo 2016.

RESUMEN

La industria de la construcción actual ha ido evolucionando al ritmo de los avances tecnológicos que aspiran a incrementar al máximo la libertad de diseño de las estructuras. El hormigón autocompactante se adapta fácilmente a las exigencias modernas, ya que tiene la capacidad de fluir y consolidarse bajo su propio peso, sin necesidad de compactación, y al mismo tiempo, es lo suficientemente cohesivo para llenar todos los espacios del encofrado sin segregación y sangrado.

Estas características, además de ser muy útiles en la ejecución de estructuras complejas y densamente armadas, permiten aumentar la velocidad de llenado, reduciendo el tiempo de obra. Sin embargo, estas ventajas conllevan a la necesidad de modificar los criterios del diseño de encofrados verticales utilizados para hormigones convencionales.

El coste de los encofrados puede llegar al 60% del costo de la estructura de hormigón. La forma de optimizar dicho coste depende de dos factores: el tiempo mínimo necesario para retirar el encofrado, para que este pueda ser reutilizado y de esta forma incrementar su rentabilidad; y la correcta elección de sus paneles, que depende de la presión lateral que le ejerce el hormigón, y que los mismos deben ser capaces de soportar.

El tiempo de desencofrado se ve condicionado por el desarrollo de resistencia de la mezcla, ya que el encofrado podrá ser retirado una vez que la misma sea capaz de soportarse a sí misma y a los esfuerzos correspondientes a dicha tarea. La presente Tesis se ha centrado en el desarrollo de una metodología de desencofrado, con su correspondiente análisis, y su validación experimental en obra.

Para la aplicación de dicha metodología es necesario registrar dos parámetros: resistencia y temperatura. De esta manera, se profundizó en el estudio de

las distintas metodologías existentes en la literatura para determinar la resistencia del hormigón a edades tempranas. Posteriormente, se realizó una campaña experimental, con la elaboración de aproximadamente 10 vigas y 100 probetas de hormigón para estudiar el ensayo que mejor se ajusta a la metodología de desencofrado descrita. Una vez finalizada dicha campaña experimental, se procedió a validar la metodología de desencofrado en dos obras reales ubicadas en Montevideo, con diferentes dosificaciones y en diferentes épocas del año.

Por otro lado, tal como se ha explicado anteriormente, el diseño de los encofrados verticales también incluye una correcta elección de los paneles que lo componen. Esta elección depende de la presión lateral que la mezcla realice sobre dichos paneles, ya que una sobrestimación de la misma conduciría a elegir paneles de mayor espesor y, por lo tanto, mayor costo.

La solución más conservadora para la determinación de la presión lateral es considerar la distribución hidrostática de un líquido de igual densidad que el hormigón, cuya utilización produciría encofrados sobredimensionados. Además, el aspecto económico se ve limitado por la seguridad, ya que una subestimación de la presión lateral puede dar lugar a piezas de mala calidad o, en el peor de los casos, el fallo del encofrado.

Se han recopilado en la bibliografía aproximadamente 126 datos experimentales obtenidos por diferentes autores. Estos datos han permitido, en primer lugar, detectar áreas donde era necesario un mayor esfuerzo experimental. En ese sentido, se ha realizado una campaña experimental para estudiar la influencia de la temperatura y la presencia de armaduras, y su cuantía, en los tiempos de desencofrado y en el valor de la presión lateral. En segundo lugar, dicha base de datos permitió evaluar la precisión de los distintos modelos experimentales descritos, para predecir la máxima presión lateral, en función del nivel de control de la obra y la velocidad de llenado.

Finalmente, se ha desarrollado un modelo estadístico, en base a intervalos de confianza de regresiones lineales simples, que permite obtener muy buenos resultados de la predicción de la máxima presión lateral in situ, optimizando su valor en el caso de elevadas velocidades de llenado.

Se pretende que todo el trabajo realizado en esta Tesis permita el desarrollo de herramientas que optimicen los tiempos mínimos de desencofrado, así como avanzar en la mejora del conocimiento de la presión lateral ejercida por estos hormigones altamente fluidos.

ABSTRACT

The construction industry has been changing and evolving as well as the technological advances that aim at increasing the freedom of construction designs at its most. The self-compacting concrete, due to its characteristics is easily adapted to modern requirements, since it is able to flow and consolidate under its own weight, with no need of any method of compacting, and at the same time, it is cohesive enough to fill all the spaces of any size and shape, without segregation and bleeding.

These characteristics, apart from being useful in the construction of complex structures or when the density of reinforcement is very high, they also allow to increase the rate of placement, reducing the construction time. However, these advantages lead to the necessity of modifying the criteria considered in the design of vertical formworks compared to the ones used in conventional concrete.

The cost of formworks can be up to 60% of the cost of the concrete structure. The way to optimize this cost would depend on two factors: the minimum time needed to remove the formwork, so that it can be reused and consequently increase its competitiveness; and the correct selection of its panels, which depends on the lateral pressure caused by concrete, which they have to be able to support.

The demoulding time is affected by the development of the concrete resistance, since the formwork will be removed once the concrete is able to support itself and the corresponding efforts of the striking. In this thesis, the research has been focused on the development of a demoulding methodology, with its respective analysis and its experimental validation in situ.

In order to apply this methodology it is necessary to determine two parameters: resistance and temperature. Thus, the study of the different existing methodologies in the literature to determine the resistance of concrete at early ages

has been deepened. Consequently, an experimental campaign has been made with the elaboration of about ten beams and a hundred cylindrical specimens of concrete to study which of these methodologies best fits to the methodology described above. Once that experimental campaign was completed, the demoulding methodology was validated in two real constructions placed in Montevideo, with different mixtures and at different times of the year.

On the other hand, as previously explained, the design of vertical formworks also includes a correct selection of the panels which depend on the lateral pressure that they have to support. Therefore, overrating the pressure would lead to thicker panels and higher cost.

The most conservative solution to determine the lateral pressure is to consider the hydrostatic distribution of a liquid with the same density of concrete, whose use would produce robust formworks and at a very high cost. What is more, the economical aspect is limited by safety since underestimating the lateral pressure can lead to bad quality pieces or, even worse, to faulty formworks.

From the bibliography, about 130 experimental data records, obtained by different authors, have been compiled. This data has enabled, firstly, to detect the areas where a major experimental effort is necessary. For this reason, an experimental campaign to study the influence of the temperature and the presence of reinforcement and its quantity on the formwork striking times and the value of the lateral pressure exerted by the SCC has been made. Secondly, this data has allowed to evaluate the precision of the different experimental models described to predict the maximum lateral pressure, regarding the level of control in the construction and the rate of placement of the SCC into the formwork.

Finally, a statistical model based on confidence intervals of simple linear regressions, which allows to obtain very good results of the predicted maximum lateral pressure in situ was developed.

It is intended that all the work conducted in this thesis allowing the development of tools to optimize the minimum demoulding time and the improving of the knowledge of the lateral pressure exerted by this type new type of concretes.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Agradecimientos	i
Resumen	v
Abstract.....	vii
Índice de Contenidos	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tablas.....	xvii
Capítulo 1	1
1 Introducción.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ESQUEMA DE LA MEMORIA	5
Capítulo 2	9
2 Estado del arte	9
2.1 HAC EN ESTADO FRESCO.....	11
2.1.1 Componentes	11
2.1.2 Comportamiento reológico del HAC.....	26
2.2 PRESIÓN LATERAL	35
2.2.1 Modelos de predicción de la máxima presión lateral.....	36
2.2.2 Base de datos experimentales realizados por otros autores.	56
2.3 TIEMPOS MÍNIMOS DE DESENCOFRADO	61
2.3.1 Elementos verticales	62
2.3.2 Elementos horizontales	71
2.3.3 Resumen	74
2.4 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A EDAD TEMPRANA	75
2.4.1 Proceso de fraguado	75
2.4.2 Método de los Coeficientes de Maduración.....	78
2.5 VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL PROBLEMA.....	81

2.5.1	<i>Factores intrínsecos</i>	82
2.5.2	<i>Factores extrínsecos</i>	96
Capítulo 3		107
3	 Materiales Y Procedimientos	107
3.1	MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA.....	107
3.2	MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA.....	108
3.2.1	<i>Probetas cilíndricas de diámetro nominal</i>	108
3.2.2	<i>Probetas cilíndricas de diámetro reducido</i>	111
3.2.3	<i>Índice de rebote</i>	111
3.2.4	<i>Penetrómetro</i>	113
3.3	DOSIFICACIONES DE HAC UTILIZADAS.....	115
3.4	SISTEMAS DE ENCOFRADOS UTILIZADOS.....	116
3.4.1	<i>Encofrado LGR</i>	116
3.4.2	<i>Encofrados Tipo 1 de la obra Obrinel en Montevideo, Uruguay</i>	117
3.4.3	<i>Encofrado Tipo 2 de la obra Obrinel en Montevideo, Uruguay</i>	119
3.4.4	<i>Encofrados utilizados para la construcción de las Torres Nuevo Centro en Montevideo, Uruguay</i>	120
3.5	PRESENCIA DE ARMADURAS.....	121
3.6	ESTUDIO TRIDIMENSIONAL DE DEFORMACIONES.....	122
3.7	MEDICIÓN DE LA PRESIÓN LATERAL.....	124
3.7.1	<i>Sensores de presión</i>	124
3.7.2	<i>Adaptadores para unir el sensor al encofrado</i>	125
3.7.3	<i>Lectura de datos</i>	127
3.7.4	<i>Calibración de sensores de presión</i>	127
3.8	ENCUESTA.....	132
Capítulo 4		135
4	 Metodología de desencofrado	135
4.1	MODELOS DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA.....	135
4.1.1	<i>Evaluación de los modelos de predicción</i>	136
4.1.2	<i>Predicción de la resistencia mediante los coeficientes de maduración</i> ..	140
4.2	DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.....	145
4.2.1	<i>Procedimiento para establecer la relación Resistencia-Maduración según la Norma ASTM C 1074 (2004)</i>	146
4.2.2	<i>Procedimiento para estimar la resistencia del hormigón in situ</i>	147
4.1	PARÁMETROS NECESARIOS PARA LA METODOLOGÍA.....	148
4.1.1	<i>Coefficientes de maduración</i>	148
4.1.2	<i>Resistencia</i>	149
4.1.3	<i>Resumen</i>	157
4.2	METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA IN SITU A EDADES TEMPRANAS.....	157

4.2.1	<i>Procedimiento</i>	158
4.2.2	<i>Discusión y resultados</i>	158
4.2.3	<i>Conclusiones</i>	166
Capítulo 5		169
5	Validación de la metodología y resistencia mínima de desencofrado	169
5.1	VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA	169
5.1.1	<i>Obras estudiadas</i>	169
5.1.2	<i>Resultados</i>	172
5.1.3	<i>Resumen</i>	176
5.2	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MÍNIMA DE DESENCOFRADO.....	177
5.2.1	<i>Columnas realizadas en el laboratorio</i>	178
5.2.2	<i>Presiones</i>	180
5.2.3	<i>Deformaciones</i>	181
5.2.4	<i>Tiempo de fraguado</i>	182
5.2.5	<i>Resumen</i>	184
Capítulo 6		187
6	Influencia de factores extrínsecos	187
6.1	INTRODUCCIÓN	187
6.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	187
6.2.1	<i>Instrumentación de los ensayos</i>	188
6.3	RESULTADOS Y DISCUSIONES	190
6.3.1	<i>PST</i>	193
6.3.2	<i>Máxima presión lateral</i>	194
6.4	RESUMEN.....	195
Capítulo 7		197
7	Estudio de adecuación de los modelos de predicción de la presión máxima	197
7.1	METODOLOGÍA DE LA COMPARACIÓN	198
7.1.1	<i>Criterios de comparación</i>	199
7.1.2	<i>Datos experimentales considerados</i>	199
7.1.3	<i>Modelos de predicción considerados</i>	200
7.1.4	<i>Alternativa considerada para cada modelo</i>	200
7.2	RESULTADOS	202
7.2.1	<i>Velocidades de llenado menores o iguales a 3 m/h</i>	202
7.2.2	<i>Velocidades de llenado mayores a 3 m/h y menores o iguales a 10 m/h</i>	205
7.2.3	<i>Velocidades de llenado mayores a 10 m/h</i>	207
7.3	RESUMEN.....	209

Capítulo 8	211
8 Modelo estadístico para predecir la máxima presión lateral ejercida por el HAC	211
8.1 NECESIDAD DE UN NUEVO MODELO	211
8.2 FORMULACIÓN ESTADÍSTICA DEL MODELO	213
8.2.1 <i>Justificación teórica</i>	215
8.3 VARIABLES CONSIDERADAS.....	217
8.3.1 <i>Presión hidrostática</i>	218
8.3.2 <i>Velocidad de llenado</i>	219
8.3.3 <i>Escurrimiento</i>	221
8.3.4 <i>Altura de la pieza de hormigón, temperatura del hormigón, dimensión mínima de la sección transversal, tipo de cemento y tamaño de la sección transversal</i>	224
8.3.5 <i>Variables no considerados</i>	228
8.3.6 <i>Resumen</i>	229
8.4 VALORES EXPERIMENTALES SUPERIORES AL LÍMITE ACEPTADO.....	230
8.5 ALTAS VELOCIDADES DE LLENADO.....	230
8.6 CONCLUSIONES.....	231
Capítulo 9	233
9 Conclusiones generales y futuras líneas de investigación	233
9.1 CONCLUSIONES GENERALES.....	233
9.2 APORTACIONES MÁS SIGNIFICATIVAS.....	237
9.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	238
Apéndice A	¡Error! Marcador no definido.
Datos Experimentales para HAC de otros autores ¡Error! Marcador no definido.	
Apéndice B	249
Encuesta	249
Referencias bibliográficas	255

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Dosificación según tipo de hormigón por Holschmacher y Klug (2002).	11
Figura 2.2 a). Curva de flujo según el modelo de Bingham para el HAC. b) Curva flujo de HAC en comparación con otros tipos de hormigón.....	28
Figura 2.3 Influencia de diferentes parámetros en el diagrama de flujo del HAC tomada de Morón Sánchez (2011).....	29
Figura 2.4 Tribómetro utilizado por Vanhove et al. (2004).....	30
Figura 2.5 Reómetro BTRHEOM desarrollado por De Larrard et al. (1997).	31
Figura 2.6 Esquema del ensayo del plano inclinado desarrollado por Khayat et al. (2010)	32
Figura 2.7 Esquema de las paletas portátiles desarrolladas por Omran et al. (2011).....	33
Figura 2.8 Envolvente bilineal de la presión lateral.	37
Figura 2.9. Representación esquemática de las distintas etapas del fraguado.	77
Figura 2.10. Temperatura del hormigón en función del tiempo, determinación del coeficiente de maduración gráficamente.	79
Figura 3.1 Termopar Tipo T conectado al Datalogger modelo USB-TC-LCD.	107
Figura 3.2 Moldes de probetas cilíndricas de dimensiones estándar. a) Moldes metálicos. b) Moldes plásticos.	108
Figura 3.3 Serie de probetas realizadas in situ.	109
Figura 3.4 Curado de probetas cilíndricas una vez desencofradas.	110
Figura 3.5 Máquina MEHP-2000-MDA/S de la Empresa Ibertest.	110
Figura 3.6 Molde metálico de probeta cilíndrica de diámetro reducido.	111
Figura 3.7 Esclerómetro de baja resistencia Schmidt OS-120.....	112
Figura 3.8 Viguetas de hormigón realizadas para llevar a cabo el ensayo del esclerómetro.	112
Figura 3.9 Ensayo con el martillo Schmidt OS-120 en una viga de HAC.....	113
Figura 3.10 Penetrómetro.....	113
Figura 3.11 Tamizado de la muestra de hormigón a través del tamiz 4 75 mm.....	114
Figura 3.12 Termopar Tipo T colocado al mortero con las perforaciones correspondientes al ensayo de penetración.	115
Figura 3.13 Encofrado LGR.	116

Figura 3.14 Encofrado LGR de 1´5 metros de altura.	117
Figura 3.15 Dimensiones (mm) del encofrado Tipo 1 utilizado en la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).	118
Figura 3.16 Pilar realizado en la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).	119
Figura 3.17 Encofrado Tipo 2 de la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).	120
Figura 3.18 Encofrados utilizados para la construcción de las Torres Nuevo Centro de Montevideo, Uruguay.	120
Figura 3.19 Diferentes cuantías de armaduras utilizadas.	121
Figura 3.20 Columna realizada con armadura de cuantía máxima.	122
Figura 3.21 Máquina tridimensional (MMD) de DEA Mistral.	123
Figura 3.22 Medición de dimensiones con la máquina MMD de la empresa DEA MISTRAL de una probeta cilíndrica de diámetro nominal.	124
Figura 3.23 Sensor de presión de la empresa OMEGA, modelo PX 102-025GV.	125
Figura 3.24 Sensor de presión colocado en la tapa inferior diseñada por Santilli (2010).	126
Figura 3.25 Tapa superior soldada al encofrado.	126
Figura 3.26 Montaje realizado para la lectura y almacenamiento de los datos del sensor.	127
Figura 3.27 Montaje y tapa superior de calibración.	128
Figura 3.28 Calibrador Modular Avanzado DPI 620 de General Electric.	128
Figura 3.29 Esquema del sistema de calibración.	129
Figura 3.30 Relación presión – mV de un sensor.	129
Figura 3.31 Tubería para verificar la calibración y unión de la misma al sensor de presión.	131
Figura 3.32 Curva de calibración con los puntos obtenidos en la validación del mismo.	131
Figura 4.1 Predicción de la resistencia según la ACI y el Código Modelo CEB-FIP (1990).	137
Figura 4.2 Resistencia mínimas necesarias para desencofrar según encuesta.	139
Figura 4.3 Parámetros que influyen en la determinación de tiempos de desencofrado.	140
Figura 4.4 Curva patrón Resistencia-Maduración del hormigón.	141
Figura 4.5 Gráfica Resistencia-Maduración según ASTM y datos experimentales para el estudio del error.	142
Figura 4.6 Esquema de la metodología de desencofrado.	145
Figura 4.7 Maduración equivalente para diferentes combinaciones de temperatura-tiempo.	146
Figura 4.8 Madurímetro.	148
Figura 4.9 Esquema del ensayo de pulsos ultrasónicos.	151
Figura 4.10 Esquema de la sección transversal del ensayo pull out.	152
Figura 4.11 Ensayo pull off. a) Ensayo sin Ranura. b) Ensayo con ranura.	153
Figura 4.12. Esquema del ensayo Break Off.	155
Figura 4.13 Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (Dosificación B).	160
Figura 4.14. Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (Dosificación C).	160

Figura 4.15 Curvas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas.....161

Figura 4.16 Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo del índice de rebote.161

Figura 4.17 Gráficas Resistencia-Maduración según los tres ensayos.....165

Figura 5.1 Torre I del complejo Torres Nuevocentro.....170

Figura 5.2 Imagen aérea de algunos de los silos ya construidos.....171

Figura 5.3 Imagen aérea de algunos de los pilares.....171

Figura 5.4 Representación gráfica de las Curvas Resistencia-Maduración.173

Figura 5.5 Termopar registrando la temperatura del pilar.....174

Figura 5.6 Gráficas Resistencia-Maduración con los pilares validados in situ.....176

Figura 5.7. Parámetros considerados por los directores de obra consultados, para el desencofrado.....177

Figura 5.8 Gráficas Resistencia-Maduración correspondiente a la Dosificación A.178

Figura 5.9 Presión vs Tiempo para las tres columnas.....181

Figura 5.10. Ensayo de penetración según ASTM C 403 (2008).....183

Figura 6.1 Columna realizada con cuantía de armado máxima.188

Figura 6.2 Sensor montado en el encofrado LGR.189

Figura 6.3. Cuatro ejemplos de la evolución de la presión lateral192

Figura 6.4 Evolución en simultáneo de la temperatura ambiente, de la temperatura de la columna y de la presión lateral para el caso T21.193

Figura 6.5 PST obtenido para las 12 columnas.193

Figura 6.6 Máxima presión lateral registrada por las 12 columnas.194

Figura 7.1 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado inferiores a 3 m/h.203

Figura 7.2 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado superiores a 3 m/h e inferiores a 10 m/h.....206

Figura 7.3 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado superiores a 10 m/h.208

Figura 8.1 Envolvente de presión lateral bilineal.214

Figura 8.2. Presión hidrostática vs valor experimental.218

Figura 8.3 Regresión lineal y cota superior del intervalo de confianza del 95% para una nueva observación considerando como regresor $(1-(1/(R+1)))$220

Figura 8.4 Predicción del modelo considerando K_R (Las líneas rectas representan E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15).....221

Figura 8.5 Regresión lineal y cota superior del intervalo de confianza del 75% para una nueva observación considerando como regresor a (mm).....223

Figura 8.6 Predicción del modelo considerando K_R y K_a (Las líneas rectas representan E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15).....224

Figura 8.7. Predicción del modelo considerando K_H , K_T , K_d y K_{ST} (Las líneas rectas representan E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15).....225

Figura 8.8. Predicción del modelo considerando todas las variables para velocidades de llenado mayores o iguales a 10 m/h.231

Figura 9.1. Esquema de la metodología de desencofrado.234

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Clasificación de Cementos según UNE-EN 197-1 (2011).....	12
Tabla 2.2 Adiciones de cementos según UNE-EN 197-1 (2011).....	13
Tabla 2.3. 27 tipos de cemento definidos por la UNE-EN 197-1 (2011).....	14
Tabla 2.4 Clasificación de adiciones utilizables en el HAC según EFNARC (2006).	19
Tabla 2.5 Granulometría del filler según la UNE-EN 12620 (2009).....	19
Tabla 2.6 Determinación del coeficiente C_1 en el modelo propuesto por CIRIA Report 108.....	38
Tabla 2.7 Determinación del coeficiente C_2 en el modelo propuesto por CIRIA Report 108.....	38
Tabla 2.8 Coeficiente C_2 en el modelo de CIRIA Report 108, propuesto por Pallett (2009), en base a la norma europea UNE-EN 197-1 (2011).....	39
Tabla 2.9 Coeficiente por unidad de peso C_w , según el modelo propuesto por ACI Committee 347 (2004).....	43
Tabla 2.10 Coeficiente de composición química C_c , según el modelo propuesto por ACI Committee 347 (2004).....	43
Tabla 2.11 Valores mínimos de los coeficientes K_i	54
Tabla 2.12 Determinación del coeficiente K_C	55
Tabla 2.13 Determinación del coeficiente K_{ST}	55
Tabla 2.14 Plazos mínimos de desencofrado recomendados por la EHE-08 (2008).....	63
Tabla 2.15. Plazos medios de desencofrado, en días, para $T > 5^\circ$, propuesto por Casinello (1974).	64
Tabla 2.16 Tiempos de desencofrado según la BS 8110-1 (1997).....	65
Tabla 2.17 Tiempos de desencofrado según el Código Modelo CEB-FIP (1990).	66
Tabla 2.18. Tiempo de desencofrado propuesto por la DIN 1045 (1988) (días).....	67
Tabla 2.19. Tiempos mínimos de desencofrado, en días, propuestos por la DIN 1045-3 (2012) para todas las clases de exposición excepto para X0, XC1 y XM.....	68
Tabla 2.20. Tiempos mínimos de desencofrado, en días, propuestos por la DIN 1045-3 (2012) para las exposiciones XC2, XC3, XC4 y XF1.....	69
Tabla 2.21. Tiempos mínimos de desencofrados según ACI Committee 347 (2004).....	70
Tabla 2.22. Tiempos mínimos de desencofrado según Harmsen (2002).....	71

Tabla 2.23 Tiempos mínimos de desencofrados propuestos por la normativa UNE-EN 206-1 (2000).....	71
Tabla 3.1 Dosificaciones utilizadas en la campaña experimental de esta tesis.....	116
Tabla 4.1 Valores de las constantes a y b según la A.C.I Committee 209.....	135
Tabla 4.2 Porcentaje de resistencia adquirida según la edad del hormigón.....	136
Tabla 4.3 Errores obtenidos para los modelos de predicción propuestos por la ACI y por el Código Modelo CEB-FIP (1990).	138
Tabla 4.4 Estudio de errores para predicción de la resistencia según ASTM C1074 (2004).....	142
Tabla 4.5. Errores según los diferentes modelos para la Dosificación B.....	144
Tabla 4.6 Principales ensayos para estimar in situ de la resistencia del hormigón.....	157
Tabla 4.7 Datos experimentales obtenidos para construir las gráficas Resistencia-Maduración.....	159
Tabla 4.8 Errores obtenidos según los tres tipos de ensayos para medir la resistencia in situ de la Dosificación B.....	163
Tabla 4.9 Errores obtenidos según los tres tipos de ensayos para medir la resistencia in situ de la Dosificación C.....	164
Tabla 4.10 Promedios y desviación de errores según los tres tipos de ensayos.	166
Tabla 5.1 Resultados experimentales de las gráficas Resistencia-Maduración.	172
Tabla 5.2. Medidas experimentales para la validación de las gráficas obtenidas con las Dosificaciones D y E.	175
Tabla 5.3 Datos experimentales de la relación Resistencia-Maduración correspondiente a la Dosificación A.	178
Tabla 5.4. Resultados de los ensayos de las tres columnas realizadas en laboratorio... ..	180
Tabla 5.5. Resultados del ensayo de penetración según ASTM C 403 (2008).....	183
Tabla 6.1 Resultados experimentales.	191
Tabla 7.1. Parámetros estadísticos para velocidades de llenado inferiores a 3 m/h.	202
Tabla 7.2 Parámetros estadísticos para velocidades de llenado superiores a 3m/h e inferiores a 10m/h.....	205
Tabla 7.3 Parámetros estadísticos para velocidades de llenado superiores a 10 m/h.	208
Tabla 8.1. Coeficiente K_C	227
Tabla 8.2. Coeficiente K_{ST}	228
Tabla 8.3 Parámetros estadísticos para la determinación de K_i	229
Tabla 8.4. Valores mínimos de los coeficientes K_i	230

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

La idea de un hormigón que se pudiera colocar sin utilizar ningún medio de compactación y que pudiera llenar los encofrados por gravedad sin sufrir ningún tipo de segregación ni otros defectos en el hormigonado, nace de la inquietud del profesor Okamura en Japón. Así, según lo descrito por Okamura y Ouchi (2003), en 1983 comienza el desarrollo de esta línea de investigación, obteniendo en 1988 un prototipo de hormigón colocable en obra sin requerir medidas de compactación alguna, al cual se denomina Hormigón Autocompactante (*HAC*).

Un año después, ante muchos investigadores en la Universidad de Tokio, se repiten los ensayos sobre este nuevo tipo de hormigón, aumentando así la curiosidad de empresas japonesas.

En 1992, comienzan las investigaciones sobre el hormigón autocompactante en Canadá, específicamente en la Universidad de Sherbrooke. Luego, en enero de 1997, se funda el comité RILEM sobre hormigón autocompactante, y en 1999 se lleva a cabo el primer congreso internacional sobre hormigón autocompactante en Estocolmo, participando delegados de 13 países, siendo Suecia y Japón las delegaciones más numerosas. Los principales temas tratados fueron los relacionados con dosificaciones, materiales y aplicaciones.

En la actualidad existen distintas comisiones que buscan establecer y unificar criterios sobre este tipo de hormigones, como pueden ser la ACI (American Concrete Institute), donde su comité técnico N° 237 se encarga de todo lo relacionado a su desarrollo, producción y aplicaciones.

En Europa, en el año 2002, la federación europea dedicada a sistemas específicos de hormigón y productos químicos especializados para la construcción (EFNARC), publica un informe técnico titulado: "Directrices Europeas para el

Hormigón Autocompactante: especificaciones, producción y uso.”, convirtiéndose así en la gran referencia para la elaboración de este tipos de hormigones.

Posteriormente, en 2006, EFNARC junto con The European Precast Concrete Organisation (BIBM), The European Cement Association (CEMUREAU) y The European Ready-Mix Concrete Organisation (ERMCO), publicaron un documento técnico, de gran aceptación entre los profesionales relacionados, denominado: “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete”.

En España el HAC está aumentando progresivamente su cuota de mercado, gracias sus ventajas técnicas, económicas y medioambientales. Recientemente, la Normativa Española EHE-08 (2008) ha incluido el Anejo 17 específicamente dedicado a este tipo de hormigones.

Tal cual lo establece el Artículo 1 del Anejo 17 de la EHE-08 (2008), “*Se define como hormigón autocompactante, a aquel hormigón que, como consecuencia de una dosificación estudiada y del empleo de aditivos superplastificantes específicos, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, no presentando segregación, bloqueo de árido grueso, sangrado, ni exudación de la lechada*”.

Dos son los campos privilegiados de aplicación para este tipo de hormigones: el hormigón prefabricado y las estructuras complejas con una gran densidad de armaduras, ya que elimina la compactación manual, es resistente al bloqueo del árido y permite rellenar perfectamente los encofrados dando una terminación superficial de gran calidad. Sin embargo, también se va incrementando, aunque de forma más pausada, el empleo de HAC para la realización de estructuras convencionales.

Debido a sus propiedades, una de las principales ventajas que presenta es la capacidad de poder aumentar la velocidad con la que es vertido dentro del encofrado. Si bien esto se traduce en una reducción del tiempo de suministro de hormigón y de la duración de la construcción, la alta velocidad a la cual permite ser vertido, a diferencia del hormigón vibrado (HV), puede conducir a un aumento en la presión lateral ejercida sobre el sistema de encofrados.

Los encofrados pueden variar desde estructuras simples hasta otras muy complejas, debiendo estar dimensionados para soportar todos los esfuerzos ejercidos por el hormigón en estado fresco, y aquellos producidos durante el proceso constructivo, como por ejemplo: materiales, equipamiento y personal empleado en el mismo. Una vez que el hormigón alcanza la resistencia necesaria para soportar su propio peso y los esfuerzos producidos como consecuencia del proceso

de desencofrado, se procede a retirar los encofrados para re-utilizarlos en el ciclo siguiente del proceso constructivo.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La utilización de los encofrados es uno de los costos más importantes a los que incurren las empresas constructoras a la hora de realizar estructuras de hormigón. Hurd (2005) establece que los objetivos a la hora de diseñar tanto los encofrados como sus elementos soporte deben ser: seguridad, calidad y costo. Se puede afirmar que los dos primeros factores se encuentran directamente relacionados, ya que cuanto más seguro y conservador sea el diseño del encofrado, mayor será la calidad del mismo. Sin embargo, la economía es opuesta a estos dos: encofrados de mayor calidad y mayor coeficiente de seguridad implican un aumento en el costo, en comparación con encofrados de menor calidad y menores márgenes de seguridad.

Son dos los aspectos fundamentales a tener en cuenta al utilizar encofrados verticales: el tiempo de uso de los mismos y la elección de sus paneles.

Retirar el encofrado más tarde de lo debido genera un aumento en el costo para las empresas constructoras, no solo por el alquiler de los mismos, sino por el tiempo muerto que existe entre el hormigonado y desencofrado de la pieza. Por ello, un conocimiento detallado de la evolución temporal de la resistencia permitiría realizar una mejor planificación del proceso constructivo, haciendo posible desencofrar en el momento que el hormigón se pueda autosostener y tenga la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos provocados por este proceso. De esta manera, se pueden disminuir los tiempos muertos en la ejecución, y con ellos, el coste de la obra, debido a que los encofrados que soportan al hormigón fresco representan un importante capital inmovilizado durante el período de hormigonado y desencofrado. Además, un aumento en la velocidad del ciclo constructivo, no solo genera un ahorro debido a la reducción de los tiempos muertos, sino que también permite alcanzar antes el período de operación de la estructura y, por lo tanto, el retorno de la inversión.

No obstante, si el encofrado se retira antes de lo debido, la estructura puede sufrir daños perjudiciales para su estabilidad, durabilidad y/o funcionalidad. Así, Harrison (1975) presenta una serie de condiciones mínimas que debe cumplir la pieza a fin de garantizar la seguridad de un elemento.

Si bien conocer la evolución de la resistencia del hormigón es el factor clave para determinar el tiempo que se deben mantener los encofrados para que el hormigón desarrolle la resistencia necesaria para poder soportar su propio peso y todos los esfuerzos que se desarrollen durante el proceso constructivo, el valor

de la máxima presión lateral es el parámetro determinante al momento de elegir los paneles de los encofrados verticales, ya que una subestimación de la presión ejercida puede generar piezas de mala calidad o, en el peor de los casos, el fallo del encofrado. Post (1999) estableció que la mayoría de los fallos en encofrados verticales producen deformaciones excesivas, aunque raramente provocan su colapso.

La solución más simple es considerar al hormigón fresco como un fluido, considerando una distribución hidrostática de presión lateral. Esta simplificación, si bien resuelve el problema de forma segura, no tiene en cuenta el factor económico, debido a que según Gates y Scarpa (1978), el coste de fabricación del encofrado es proporcional a la presión lateral de diseño. Por ello, una sobreestimación de la presión lateral conlleva un aumento en el coste del encofrado, el cual Hanna y Senouci (1997) establecen que puede ascender hasta el 60 por ciento del coste de la estructura de hormigón, dato que es reafirmado más recientemente por Kopczynski (2008).

Por lo tanto, un conocimiento detallado, no solamente de la evolución de la resistencia y los tiempos necesarios para desencofrar, sino también de la evolución de la presión lateral que el hormigón realiza sobre los paneles del encofrado, permitiría diseñar de forma óptima los ciclos de utilización de los mismos, con el consiguiente incremento en su competitividad

La problemática descrita en estas líneas ha motivado la realización de esta tesis doctoral.

1.2 OBJETIVOS

Esta tesis tiene por objeto el estudio del diseño de encofrados verticales para el uso de hormigones autocompactantes. El objetivo general que se ha planteado en la misma es:

- Incrementar la productividad de obras civiles cuando se utiliza hormigón autocompactante, mediante la optimización de la utilización de los encofrados verticales a través del estudio del tiempo necesario para desencofrar y de la elección de la rigidez de sus paneles.

Para cumplir con el objetivo general se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Realizar una recopilación y estandarización de los datos experimentales presentes en la bibliografía, lo cual permita determinar bajo qué condiciones es necesario realizar un mayor esfuerzo experimental.
- Desarrollar una metodología que permita determinar los tiempos mínimos de desencofrado para elementos verticales de hormigón autocompactante.
- Estudiar experimentalmente la precisión de las diferentes maneras de medir la resistencia, determinando cuál es la más adecuada para la metodología de desencofrado propuesta.
- Realizar una campaña experimental para validar dicha metodología.
- Proponer, mediante la realización de un estudio experimental, una metodología para seleccionar la resistencia de desencofrado para un elemento vertical de HAC.
- Determinar la influencia en la presión lateral, mediante una campaña experimental, de parámetros que no se encuentran estudiados en profundidad o cuyos estudios presentan contradicciones.
- Evaluar la precisión de los distintos modelos desarrollados hasta la fecha para determinar la máxima presión lateral, mediante la comparación con los datos bibliográficos, determinando cuál o cuáles son más eficientes.
- Desarrollar un modelo estadístico que sea capaz de predecir el valor de la máxima presión lateral de forma adecuada y pueda ser utilizado en obra sin la necesidad de medir parámetros cuya determinación es complicada en construcciones reales.

1.3 ESQUEMA DE LA MEMORIA

Con el objetivo de facilitar la lectura de la memoria y situar al lector, en las siguientes líneas se resume el contenido de la presente Tesis.

En el Capítulo 2 se describe cronológicamente el proceso del hormigón desde el mezclado hasta el desencofrado. Se incluye los componentes del HAC y su comportamiento reológico, luego se describen los modelos para la predicción de la presión lateral y se resumen los trabajos de otros investigadores que aportan

datos experimentales a la bibliografía. En este Capítulo también se detallan las normativas para la determinación de los plazos necesarios para desencofrar, y consecuentemente también se describe el proceso de fraguado que experimenta el hormigón dentro del encofrado y el método de los coeficientes de maduración para la estimación de la resistencia a edades tempranas. Finalmente, se detalla la revisión bibliográfica de las principales variables que influyen en la problemática descrita y su influencia en la misma.

En el Capítulo 3 se describen los sistemas de mediciones y los encofrados utilizados en este trabajo, las dosificaciones consideradas y los procedimientos llevados a cabo en las campañas experimentales realizadas.

En el Capítulo 4 se describe la metodología de desencofrado basada en los coeficientes de maduración, y se detallan las diferentes maneras de medir los dos parámetros necesarios para la misma: la resistencia y la madurez de la mezcla. En este Capítulo también se describe la campaña experimental realizada, sus resultados y la discusión correspondiente para la determinación de la manera más adecuada de medir la resistencia en el emplazamiento de una construcción. Es decir, dentro de las diferentes posibilidades que existen para determinar la resistencia de forma experimental in situ, se busca determinar cuál de ellas es la más consistente y la que presenta menor error al utilizar la metodología.

A continuación, en el Capítulo 5 se describen los resultados obtenidos de la campaña experimental, realizada con el objetivo de validar en diferentes obras la metodología de desencofrado. Además, se describe mediante la realización de otro estudio experimental, la metodología para determinar en obra la resistencia mínima de desencofrado en el caso de un elemento vertical de *HAC*.

El Capítulo 6 hace referencia a las mediciones efectuadas para el estudio de la influencia en la máxima presión lateral y en el tiempo necesario para su estabilización, de factores que no han sido estudiados en profundidad en la bibliografía, como por ejemplo: la presencia de armadura longitudinal y la temperatura.

En el Capítulo 7 se comparan los datos experimentales con los principales modelos desarrollados para predecir la máxima presión lateral, con el fin de determinar cuáles de ellos son más adecuados para elegir los paneles de un encofrado vertical para *HAC*.

En el Capítulo 8, se describe un modelo estadístico que permite predecir el valor de la máxima presión lateral realizada por el *HAC* sobre los paneles del encofrado, sin necesidad de determinar ningún parámetro reológico en obra. La

determinación del modelo se basa en un modelo estadístico realizado previamente para *HV*.

El Capítulo 9 recoge las conclusiones obtenidas en el presente trabajo y plantea posibles futuras líneas de investigación.

Por último, en el Apéndice A se resume los datos experimentales de otros investigadores empleados en este trabajo y, en el Apéndice B, los resultados obtenidos en una encuesta realizada a aproximadamente 140 directores de obras en más de 20 países.

Capítulo 2

ESTADO DEL ARTE

Como se define en EFNARC (2006) desde su condición de autocompatibilidad las propiedades que debe cumplir el *HAC* son:

- Capacidad de fluir y llenar encofrados sin ayuda externa, bajo la acción exclusiva de su propio peso.
- Resistencia al bloqueo o capacidad de pasar entre las barras de armadura, espacios confinados o aperturas estrechas sin que se produzca segregación, pérdida de uniformidad o bloqueo.
- Resistencia a la segregación: estabilidad dinámica y estática que le permita alcanzar finalmente una distribución uniforme de áridos en toda su masa. Es decir, la capacidad del *HAC* para mantener su homogeneidad tanto durante el flujo (estabilidad dinámica) como una vez en reposo (estabilidad estática). La segregación que se produzca tras el vertido del hormigón puede ser más perjudicial en elementos altos y en pavimentos, ya que ello puede producir fisuración o debilitar la superficie.

El *HAC* en estado fresco es una suspensión concentrada de partículas sólidas (agregados) en un líquido viscoso (pasta de cemento). La pasta de cemento, a su vez, no es un fluido homogéneo ya que está compuesta de partículas (granos de cemento) en un líquido (agua). Sin embargo, a diferencia del *HV*, este tipo de hormigón, a escalas macroscópicas, fluye como un líquido, ya que presentan comportamientos reológicos diferentes a pesar de estar constituidos por los mismos componentes.

Omran et al. (2012) demuestran que la composición del *HAC* afecta la velocidad con la que el mismo desarrolla su resistencia, así como a la presión lateral que ejerce sobre los paneles del encofrado. En la Sección 2.1 de esta tesis doctoral se presentan los componentes y el comportamiento del *HAC* en estado fresco.

Una vez realizada la mezcla, esta se vierte en los encofrados, cuyos paneles deberán estar dimensionados para soportar la presión ejercida por el hormigón en su estado fresco. Si bien la norma española EHE-08 (2008) no propone ningún modelo para determinar la máxima presión lateral ejercida por el *HAC*, en

EFNARC (2006) se propone considerar una distribución hidrostática, a pesar de que en la bibliografía se demuestra por varios autores (Vanhove et al. (2004), Leemann y Hoffmann (2003), Kwon et al. (2011), etc.) que esta consideración es conservadora. Sin embargo, tampoco existe un modelo universalmente aceptado para su determinación, quedando esta, generalmente en manos del criterio personal de ingenieros y constructores. Por ello, en la Sección 2.2 se describen los principales modelos analíticos, empíricos y estadísticos desarrollados por otros autores o normativas prescritas para hormigones autocompactantes, y se realiza un breve resumen de los trabajos que han contribuido al problema aportando datos experimentales que serán utilizados en este trabajo.

Una vez finalizado el fraguado, y cuando el hormigón ya ha desarrollado la resistencia suficiente para poder soportar su propio peso y los esfuerzos correspondientes, se procede a desencofrar la pieza. Respecto a las investigaciones halladas en la literatura sobre la determinación de tiempos mínimos de desencofrado, no son muchos los que se centran en el caso de encofrados verticales, siendo mayor la investigación realizada para cimbras. Hoy en día no existe un método aceptado para determinar el tiempo mínimo de desencofrado, determinándose éste de manera arbitraria en los sitios de construcción. Rudeli et al. (2015) mediante una encuesta realizada en diferentes obras de Uruguay, verifican, a nivel local, lo anteriormente mencionado, concluyendo que el 88% de los encuestados no tienen un método o regla para determinar los tiempos mínimos de desencofrado. Por ello, en la Sección 2.3 se detallan los tiempos mínimos de desencofrados que recomiendan las diferentes normativas e investigadores.

Según se comprueba en la literatura, por un lado se sugieren tiempos de desencofrados únicos, y por otro, existen autores o normas que determinan el tiempo de desencofrado según la evolución de la resistencia del hormigón, la cual está íntimamente ligada al proceso de fraguado que se produce una vez que el agua entra en contacto con el cemento. Por ello, en la Sección 2.4 se describirá dicho proceso, y el método de los coeficientes de maduración para relacionar el efecto combinado que tienen la temperatura y el tiempo, en el desarrollo de la resistencia de la mezcla de hormigón.

Por otro lado, dada la naturaleza variable de las propiedades del hormigón fresco y la gran cantidad de factores que influyen en el fenómeno, la predicción de la presión que la mezcla realiza sobre las paredes del encofrado, y la determinación de la evolución de su resistencia, resulta una tarea compleja. Consecuentemente, en la Sección 2.5 se presenta una descripción detallada de la influencia de las diferentes variables en la problemática descrita.

2.1 HAC EN ESTADO FRESCO

2.1.1 Componentes

Como se mencionó anteriormente, los componentes del HAC son los mismos que se utilizan para la fabricación de HV, con la particularidad de que las proporciones de estos varían notablemente y también se incorporan nuevos componentes indispensables para su fabricación como son los aditivos. Esta variación de la dosificación y la inclusión de aditivos es lo que le otorga a los HAC sus condiciones de autocompactabilidad. En la Figura 2.1 se resume el estudio comparativo de proporciones típicas para los dos tipos de hormigones realizado por Holschmacher y Klug (2002).

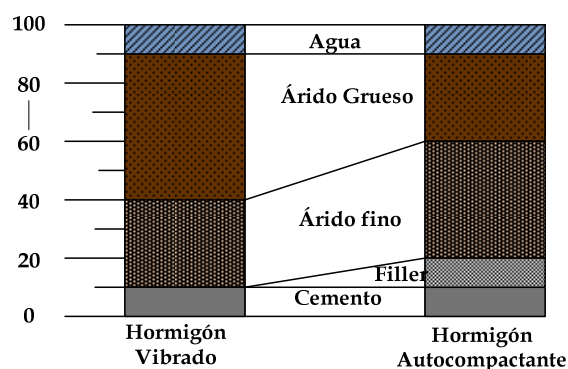


Figura 2.1. Dosificación según el tipo de hormigón según Holschmacher y Klug (2002).

La fabricación del HAC requiere más control, ya que este es más sensible en la variación de sus componentes, caracterizándose por un menor contenido de árido grueso, un mayor contenido de finos minerales y, en general, un menor tamaño máximo de árido, según lo establecido por el Artículo 31.1. del Anejo 17 de la norma española EHE-08 (2008).

2.1.1.1 Cemento

No existen requisitos específicos respecto al tipo de cemento a utilizar en la fabricación del HAC, pudiéndose utilizar todos aquellos que estén avalados por la Instrucción EHE-08 (2008), siendo aplicadas al HAC las mismas especificaciones que se le exigen al HV. Esto también es lo establecido por la EFNARC (2006).

La clasificación de los cementos se puede realizar según diferentes criterios: clases o categorías resistentes, tipo de cementos, o de acuerdo a las propiedades características especiales más importantes. El primer caso es el adoptado por la norma alemana DIN 1164 (2003) y un ejemplo del tercer caso es el propuesto por la Norma ASTM C 150 (2007).

A causa de esto, AENOR ha publicado una serie de normas UNE elaboradas específicamente para cementos. Los cementos en España están regulados por la Instrucción para la Recepción de Cementos (RC-08 (2008)) y la Norma Europea UNE-EN 197-1 (2011). Conforme a esta última, los cementos se pueden dividir en cinco tipos principales que se detallan en la Tabla 2.1.

Tipos de Cemento	Denominaciones	Designaciones
<i>I</i>	Cemento Portland	CEM I
<i>II</i>	Cemento Portland con adiciones	CEM II
<i>III</i>	Cemento Portland con escorias de alto horno	CEM III
<i>IV</i>	Cemento puzolánico	CEM IV
<i>V</i>	Cemento Compuesto	CEM V

Tabla 2.1 Clasificación de Cementos según UNE-EN 197-1 (2011)

Los Cementos Portland Tipo I (CEM I), corresponden a aquellos cuya proporción de Clinker se encuentra comprendida entre un 95% y 100% y eventualmente, hasta con un 5% de adiciones como componentes minoritarios. Sin embargo, en los CEM II, el contenido de Clinker oscila entre 65% y 94%, dependiendo del porcentaje de adición utilizado. Los CEM III poseen alta proporción de escorias de alto horno, entre 36% y 95%, siendo este su único tipo de adición y que se complementa con una cantidad de Clinker que oscila entre 5% y 64%, dependiendo del porcentaje de escoria utilizado. Los cementos puzolánicos (CEM IV) poseen un contenido de Clinker que varía entre 45% y 89% según el caso y solamente llevan como adición humo de sílice, puzolana natural o cenizas volantes silíceas, mientras que el CEM V, dependiendo el caso, tiene entre 20% y 64% de contenido de Clinker y entre 18% y 50% en cenizas volantes o puzolana natural, o combinación de ellas, y entre 18% y 50% de escoria de alto horno.

Además, los componentes adicionales que acompañan al Clinker son los 9 que se detallan en la Tabla 2.2.

Denominaciones	Designaciones
Escoria de alto horno	S
Humo de sílice	D
Puzolana natural	P
Puzolana natura calcinada	Q
Ceniza volante silíceo	V
Ceniza volante calcárea	W
Esquisto cocinado	T
Caliza L	L
Caliza LL	LL

Tabla 2.2 Adiciones de cementos según UNE-EN 197-1 (2011)

Según las proporciones en las que sean combinados sus componentes, la norma UNE-EN 197-1 (2011) define 27 tipos distintos de cemento que se detallan en la Tabla 2.3.

Tipo de Cemento	Subtipo	Denominación	Designación
<i>CEM I</i>	Sin subtipo	Cemento Portland	CEM I
<i>CEM II</i>	A	Cemento Portland con escoria de alto horno	CEM II/A-S
	B		CEM II/B-S
	Sólo A	Cemento Portland con humo de sílice	CEM II/A-D
	A	Cemento Portland con puzolana natural	CEM II/A-P
	B		CEM II/B-P
	A	Cemento Portland con puzolana natural calcinada	CEM II/A-Q
	B		CEM II/B-Q
	A	Cemento Portland con ceniza volante sílicea	CEM II/A-V
	B		CEM II/B-V
	A	Cemento Portland con ceniza volante calcárea	CEM II/A-W
	B		CEM II/B-W
	A	Cemento Portland con esquisto calcinado	CEM II/A-T
	B		CEM II/B-T
	A	Cemento Portland con Caliza L	CEM II/A-LL
	B		CEM II/B-LL
	A	Cemento Portland mixto con todas las adiciones	CEM II/A-M
B		CEM II/B-M	
<i>CEM III</i>	A	Cemento con escoria de alto horno	CEM III/A
	B		CEM III/B
	C		CEM III/C
<i>CEM IV</i>	A	Cemento puzolánico con D, P,Q,V,W	CEM IV/A
	B		CEM IV/B
<i>CEM V</i>	A	Cemento compuesto con S,P,Q,V	CEM V/A
	B		CEM V/B

Tabla 2.3. 27 tipos de cemento definidos por la UNE-EN 197-1 (2011)

En general, en el HAC se suelen utilizar cementos comunes, del tipo CEM I, aunque es aconsejable utilizar cementos con adiciones para casos donde se necesite una mayor fluidez.

La Instrucción EHE-08 (2008) en su Anejo 17, realizado especialmente para HAC, establece que es necesario realizar ensayos de compatibilidad entre el cemento y el aditivo que se vaya a utilizar, ya que cada cemento puede interactuar de una manera diferente con el mismo aditivo.

En la bibliografía, autores como Khayat et al. (1999) y Gomes (2002), utilizan y recomiendan entre 250-500 kg/m³, ya que valores superiores pueden producir problemas de retracción por el excesivo calor de hidratación y cantidades menores solo podrían tener uso adecuado si se incluyen adiciones en la dosificación de la mezcla.

Además, en los cementos que incluyan una adición complementaria para compensar la cantidad de partículas finas necesarias para la fabricación del HAC, las cantidades mínimas a emplear serán las que cumplan con las exigencias del Artículo 37 de la EHE-08 (2008). Se entenderá por finos a aquellas partículas con diámetro inferior a 0'125 mm, incluido el cemento.

En ese mismo Artículo, también se detalla el mínimo contenido de cemento y la máxima relación agua/cemento (*A/C*) según la clase de exposición. Cabe destacar además, que tal como se indica en el Anejo 17 de dicha Instrucción, no se considerará la cantidad de adiciones complementarias para calcular la relación *A/C*.

2.1.1.2 Agua

No se necesitan características especiales más allá de las que se detallan en el Artículo 27 de la EHE-08 (2008) para la fabricación de hormigón convencional. Su misión, aparte de la hidratación del cemento y de los demás componentes activos, es de actuar como lubricante haciendo que la masa en estado fresco sea más dúctil.

La importancia del contenido de agua radica en el valor de la relación *A/C*, parámetro de gran importancia en la resistencia mecánica final y en la durabilidad del hormigón. Otra relación importante en los hormigones autocompactante es la relación agua/finos, que deberá estar entre 0'85 y 1'10. En el caso de ser inferior a 0'85, existiría un exceso de cohesión, y por el contrario, si se superara una relación de 1'10, el riesgo de exudación sería elevado. Las mezclas de HAC son más sensibles a la variación de la cantidad de agua que las mezclas de HV, por lo que la utilización de aditivos moduladores de viscosidad es muy efectiva cuando se supera el valor de 1'10 en la relación agua/finos, ya que se compensa el exceso de agua gracias a su efecto cohesionante y actuando como elemento estabilizador.

2.1.1.3 Árido grueso

Para la fabricación de *HAC* pueden emplearse los mismos áridos que se emplean en el hormigón convencional ya que no se requiere de ninguna especificación físico-química particular, aunque deben cuidarse especialmente la calidad y, sobretodo, la granulometría de los mismos.

En general, en el *HAC* es importante limitar el tamaño máximo del árido grueso para favorecer el paso de la mezcla entre las armaduras sin que se produzca bloqueo. El diámetro máximo determinado por el Artículo 28.3 de la EHE-08 (2008) es de 25 mm. De todas maneras, se recomiendan áridos con diámetros comprendidos entre 12 y 20 mm, según la disposición de armaduras, a pesar de que los más habituales son los comprendidos entre 12 y 16 mm.

En estos casos, adquiere gran importancia el estudio de las granulometrías de los áridos gruesos disponibles. En ocasiones, una leve reducción del tamaño máximo de los áridos, de 18 mm a 16 mm, por ejemplo, puede producir mejoras significativas.

Según Khayat et al. (1999) el contenido de árido grueso es un parámetro de vital importancia a tener en cuenta para poder asegurar que la mezcla presenta las condiciones de fluidez requeridas por este tipo de hormigones. Las partículas más gruesas gobiernan el paso del hormigón a través de estrechamientos, puesto que pueden formar acumulaciones que bloqueen el paso del mismo. Un contenido o un tamaño de árido grueso demasiado elevado pueden llevar a una reducción en la resistencia a la segregación y al bloqueo ante la presencia de obstáculos.

Okamura y Ouchi (2003) establecen que la cantidad de árido grueso debe ser menor en el *HAC* en comparación con el *HV*, y que una reducción relativa en la proporción de árido grueso implica que la distancia entre las partículas aumenta dentro de la mezcla, por lo que la probabilidad de formación de bloqueo disminuye.

Así mismo, según lo descrito por Okamura et al. (2000), la frecuencia de colisión y contacto entre partículas gruesas disminuye conforme aumenta la distancia relativa entre partículas, provocando una disminución de la fricción interna.

Por otro lado, también se hace necesario limitar su contenido para conseguir las características adecuadas en estado fresco. Okamura y Ozawa (1995) proponen que el volumen de árido grueso se mantenga en aproximadamente el 50%

del árido total, para de esta manera asegurar que la pasta envuelva adecuadamente los granos de árido grueso, dotando de fluidez y movilidad a la mezcla.

De todas formas, Domone et al. (1999), determinaron que es posible aumentar el contenido de árido grueso a medida que disminuye el diámetro máximo, ya que lógicamente, los límites anteriores dependerán del mismo y de la distribución granulométrica del árido.

Respecto al coeficiente de forma, el EFNARC (2006) establece que evidentemente interesa que este sea lo más elevado posible para conseguir la autocompactabilidad de manera más fácil ya que, cuantos más esféricos sean los granos, el rozamiento entre partículas será menor, favoreciéndose la fluidez y reduciéndose los riesgos de bloqueo. Como es lógico, el árido triturado tiende a mejorar la resistencia, mientras que el árido rodado, facilita el flujo a causa de menor fricción interna.

Cabe destacar que, según lo establecido en EFNARC (2006), las partículas inferiores a 0,125 mm que estén presentes en el árido grueso, no se considerarán como parte de los áridos, sino que serán parte del contenido total de finos de la mezcla y se tomarán en cuenta para el cálculo de la relación agua-finos.

2.1.1.4 Árido fino (Arena)

Al igual que para los áridos gruesos, en la fabricación de HAC, se pueden emplear todas aquellas arenas que cumplan con las especificaciones que establece la Instrucción Española EHE-08 (2008).

En el HAC la arena es la que gobierna, en gran medida, las características de autocompactabilidad del hormigón, ya que la habilidad de atravesar zonas fuertemente armadas, se rige principalmente por la proporción de árido grueso en la mezcla y el volumen de mortero (se considera como mortero a la mezcla de cemento, agua y arena).

Además, también se debe prestar especial atención a la fracción de árido menor de 0,125 mm, puesto que el volumen de partículas de este tamaño afecta enormemente a las propiedades de autocompactabilidad del hormigón y son las que deberán mantener la cohesión en la mezcla, evitando la segregación, al aumentar la viscosidad de la misma, y contribuyendo en el arrastre de las partículas más pesadas.

La ACI en su comité técnico N° 237 establece que de los dos tipos de arenas empleadas comúnmente (rodada o machacada), las rodadas son las que favorecen la fluidez del hormigón debido a su menor relación superficie-volumen, en

cambio las arenas de machaqueo, incrementan la fricción de la mezcla lo que implica tener que añadir más agua o algún aditivo superplastificante para conseguir los mismos resultados que con las primeras.

Según Bui et al. (2002), una de las características del *HAC* es que, por lo general, el contenido de árido es menor o igual que el contenido de arena, y también por lo general menor que el que se utiliza en el *HV*. Además, Su et al. (2002), establecieron que la relación de arena/árido grueso es de gran importancia en el *HAC*, ya que sus propiedades reológicas mejoran cuando se incrementa dicha relación. Sin embargo, Okamura (1997), estableció que si el contenido de árido grueso en el *HAC* excede de cierto límite, la mezcla se bloqueará independientemente de la viscosidad de la misma.

2.1.1.5 Finos adicionales

Debido a que la cantidad de finos que aporta la arena y el árido grueso no suele ser suficiente, es necesario una incorporación de finos adicionales para completar la cantidad de finos necesaria (entre 450 y 600 kg por m³), la cual no debe ser aportada sólo con cemento, y de esta forma conseguir la autocompactabilidad buscada.

Estos finos adicionales aumentan la capacidad de retener agua de la mezcla, debido a su elevada superficie específica y también contribuyen a la tixotropía del hormigón. Se utilizan para generar, en caso necesario, granulometrías más continuas, y otorgarle a las mezclas mayor cohesión, evitando así, la segregación de áridos gruesos y la exudación del agua durante su colocación, así como también, mejorando sus propiedades tanto en estado fresco como en su estado endurecido, según lo establecido por Gomes (2002) y De Holanda (2006).

Mata (2004) hace referencia a la capacidad de los finos adicionales para disminuir el contenido de cemento de la pasta, incrementando su volumen para poder lograr la fluidez deseada de las mezclas de *HAC*, disminuyendo de esta manera la retracción, calor de hidratación y evitando posibles fisuras internas. Además, Mehta (1987), detalla los beneficios ambientales de la utilización de material proveniente de residuos industriales.

Según lo establecido en EFNARC (2006), los finos adicionales utilizados en la fabricación de *HAC* se pueden clasificar de acuerdo a su hidraulicidad, tal como se muestra en la Tabla 2.4.

<i>TIPO I</i>	Inertes o seminertes	- Filler mineral (piedra caliza, dolomía, etc.) - Pigmentos
<i>TIPO II</i>	Puzolanas	- Cenizas volantes conforme la EN 450 - Humo de sílice conforme la PNE-prEN 13263
	Hidráulicamente activas	- Escoria granulada de alto horno. No está contemplada en la EHE - 08

Tabla 2.4 Clasificación de las adiciones utilizables en el HAC según EFNARC (2006).

Cabe destacar que estos materiales son un componente indispensable para la fabricación del HAC y se pueden utilizar de forma conjunta para una misma mezcla, o de forma independiente según las características finales para las cuales se diseñe el hormigón.

2.1.1.5.1 Filler

El filler está constituido por áridos finos cuya mayor parte pasa por el tamiz 0'063 mm, siendo adecuados aquellos que provienen de los mismos áridos que cumplen las prescripciones especificadas en Artículo 28 de la EHE-08 (2008).

Se puede considerar un fino adicional de naturaleza inerte, que mejora algunas de las propiedades del hormigón como la consistencia, exudación, segregación y la tendencia a fisurarse, y que tiene especial contribución en mejorar la hidratación de la pasta y, consecuentemente, en reducir la retracción.

En EFNARC (2006) se establece que lo ideal es que su diámetro no exceda los 0'125 mm y en general es deseable que más de un 70% de la muestra pase por el tamiz de 0'063 mm. La granulometría de este tipo de materiales, según lo establece la norma UNE-EN 12620 (2009), se detalla en la Tabla 2.5.

Tamaño del tamiz (mm)	% en masa que pasa
2	100
0'125	85 a 100
0'063	70 a 100

Tabla 2.5 Granulometría del filler según la UNE-EN 12620 (2009).

La finura del filler tiene la ventaja de mejorar la uniformidad de la distribución del tamaño de partículas, proporcionándole un mayor control a la demanda de agua por lo que son especialmente adecuados para la fabricación de HAC.

Si se requiere trabajar con una relación A/C determinada, pero es necesario aumentar la cantidad de finos de la mezcla, por ejemplo para aumentar su resistencia al bloqueo mediante aumento del volumen de pasta (manteniendo prácticamente su peso), puede ser adecuado recurrir a un filler más grueso que no requiera demasiada agua para su dispersión, y por tanto que no disminuya innecesariamente la fluidez del hormigón.

En el caso contrario, si para una relación A/C determinada se observa excesiva fluidez del hormigón y falta de viscosidad y/o robustez, y no se desea aumentar más la cantidad de finos del mismo, se puede emplear un filler más fino.

Para el *HAC*, la EHE-08 (2008), recomienda que la cantidad máxima de filler, resultante de sumar el contenido de partículas que pasa el tamiz UNE 0'063, no supere los 250 kg/m³.

Hasta la fecha, se han probado con éxito distintos fillers en la elaboración de hormigones autocompactantes (siempre como complemento a la granulometría de los áridos). Entre ellos destacan, el filler calizo (tanto sedimentario como cristalino) y el filler dolomítico, siendo más común la utilización del primero.

Neville (1995) estableció que al no reaccionar químicamente con los otros componentes, el filler mejora la fluidez de la mezcla, mientras que Pera et al. (1999) y Poppe y De Schutter (2003) demostraron, mediante ensayos que medían la cantidad de calor generado en la reacción, que el filler calizo interviene en los procesos de hidratación.

Sin embargo, Billberg (2001), indicó que el filler calizo funciona como un catalizador en la reacción de hidratación, actuando como centro de nucleación, aunque no produce reacciones químicas con otros componentes. Un año después, Khayat et al. (2002) reafirmaron esta conclusión.

Khayat et al. (2004), en su trabajo experimental, concluyeron que el uso de filler calizo no contribuye a la ganancia de resistencia en el *HAC*, y que se limita a incrementar el volumen de pasta, sin aumentar la temperatura. Por contra, Bosiljkov (2003), en su trabajo experimental concluyó que los *HAC* elaborados con filler calizo presentan resistencias a la compresión ligeramente superiores a los 28 días.

Conviene hacer notar que el mismo efecto que se busca con la incorporación de filler en el hormigón autocompactante puede lograrse mediante el em-

pleo de otros materiales, como el humo de sílice, la escoria granulada y las cenizas volantes, que poseen actividad puzolánica y, por tanto, reciben el tratamiento de adiciones.

2.1.1.5.2 Cenizas volantes

Las cenizas volantes están formadas por partículas esféricas que, según Christiano (2004), tienen un tamaño que varía entre 1 μm y 150 μm , aunque Druta (2003) estableció que los diámetros más típicos son los inferiores a 20 μm . Mindess et al. (2003) establecieron que su forma esférica contribuye a la fluidez del hormigón, ya que se optimiza el empaquetamiento de las partículas sólidas en estado fresco, proporcionando alta cohesión a la mezcla.

Son un material muy utilizado en la fabricación de HAC, ya que mejoran sus propiedades reológicas y sustituye parte del cemento. Además de su elevada finura, que contribuye al aumento del contenido de finos del HAC, las cenizas volantes reaccionan durante la hidratación del cemento y contribuyen al desarrollo de la resistencia a largo plazo.

Mindess et al. (2003) establecieron que, en general, las cenizas volantes ofrecen buenos resultados en aplicaciones donde no se demande elevada resistencia inicial y se requiera una elevada cohesión. Por ello, en el caso de prefabricados, donde se requerirán valores de resistencia inicial elevados, resulta más aconsejable el uso de filler calizo.

Existen dos tipos de cenizas volantes: Clase F y Clase C. Si bien las primeras son las más comúnmente utilizadas, las dos poseen idénticas características físicas, distinguiéndose por su composición química.

Bouzoubaâ y Lachemi (2001) estudiaron la elaboración de hormigones autocompactantes con altos contenidos de adición, remplazando entre 40% y 60% en peso de cemento por cenizas volantes Clase F. Los autores observaron excelentes resultados y demostraron la posibilidad de diseñar hormigones autocompactantes con grandes contenidos de cenizas volantes.

2.1.1.5.3 Humo de sílice

El humo de sílice contribuye a mejorar la estabilidad frente a la segregación y exudación del HAC. Es un material puzolánico, altamente reactivo en la hidratación de los silicatos del cemento, por lo que también contribuye al desarrollo de la resistencia.

Se comporta como un filler que densifica la matriz del hormigón ya que está compuesto por partículas de diámetros inferiores a $0,5\ \mu\text{m}$, confiriéndole así una buena cohesión y aumento de la resistencia a la segregación. Druta (2003) estableció que, debido a que se pueden embeber entre 50.000 y 100.000 microesferas por cada grano de cemento, la durabilidad del hormigón mejora, la densidad aumenta y, consecuentemente, la resistencia es mayor.

Por otro lado, según lo establecido en EFNARC (2006), se debe tener en cuenta que esto puede aumentar los problemas producidos por un endurecimiento superficial demasiado rápido, lo cual aumenta la posibilidad de creación de juntas frías o defectos de superficie, disminuyendo la calidad del acabado superficial en caso de existir interrupciones en el suministro de hormigón.

La EHE-08 (2008) permite utilizar sólo hasta el 10% del peso del cemento para el caso de *HAC*, ya que en dosis más elevadas existe el riesgo de despasivación de las armaduras, pudiendo afectar a la durabilidad de las estructuras, mientras que en el caso de *HV*, la dosis máxima es del 15% del peso del cemento. Según lo establecido por Hameed (2005), su cantidad también está limitada por motivos económicos y por su elevada demanda de agua, debido a su gran superficie específica. Consecuentemente, esta adición no resulta suficiente para satisfacer la demanda de finos, a no ser que la cantidad de cemento sea elevada y se añada mayor cantidad de aditivo superplastificante.

Finalmente, cabe destacar que, según lo demostrado por Koehler y Fowler (2007), si bien el humo de sílice puede mejorar la reología y la estabilidad de la mezcla cuando se usa en bajas cantidades (entre 4% y 6% del contenido de cemento), también puede producir efectos diametralmente opuestos sobre la reología y la estabilidad de la mezcla si se utiliza en grandes cantidades.

2.1.1.5.4 Escoria de alto horno

A pesar que en la Instrucción Española EHE-08 (2008) no las considere, no está excluido su uso para los *HAC*. Se debe prestar especial atención a su efecto sobre las propiedades del hormigón, y evaluar estos con ensayos previos, ya que elevadas proporciones de las mismas pueden generar bajos niveles de estabilidad y problemas de control de su fluidez. Por otro lado, tal como se establece en EFNARC (2006), la utilización de la escoria aumenta el riesgo de segregación por su lento fraguado.

Además, en EFNARC (2006), se sugiere la utilización de aditivos moduladores de viscosidad, para controlar el riesgo de segregación e inestabilidad en caso de utilizar cantidades elevadas.

Koehler y Fowler (2007) observaron que la fluidez de la mezcla, en el caso de utilizar escorias de alto horno, mejora en menor proporción que cuando se utilizan cenizas volantes. Además, destacaron que, generalmente, las mezclas de hormigón con escoria de alto horno requieren de mayor tiempo de fraguado, lo cual podría ser ventajoso, ya que permite tener mayor tiempo para su colocación, pero podría no ser adecuado en el caso de buscar resistencias a edades tempranas, como sucede con el hormigón prefabricado.

2.1.1.6 Aditivos

Los aditivos químicos son un componente imprescindible del *HAC*, puesto que sin su incorporación no sería factible su confección. Sin ellos, la única forma posible de aumentar la fluidez sería incrementando la cantidad de agua, lo que generaría consecuencias negativas sobre la resistencia, la porosidad e incluso sobre la estabilidad de la mezcla. El Anejo 17 de la EHE-08 (2008) recomienda que los aditivos a utilizar cumplan con la Norma UNE-EN 934-2 (2012).

Además, se recomienda realizar ensayos de compatibilidad entre el cemento y el aditivo que se vaya a utilizar, ya que cada cemento puede interactuar de forma diferente. En el caso de utilizar más de un aditivo, es importante también constatar la compatibilidad entre ellos.

En el caso del *HAC* es imprescindible el uso de superfluidificantes, siendo muy frecuente también el uso de aditivos moduladores de viscosidad, los cuales aumentan la cohesión y la viscosidad del material en estado fresco. La norma UNE-EN 934-2 (2012) detalla otra serie de aditivos que pueden ser incorporados, como por ejemplo: los retenedores de agua, inclusores de aire, aceleradores o retardadores de fraguado, etc.

2.1.1.6.1 Superplastificantes (HRWRA)

El desarrollo del *HAC* fue posible gracias al desarrollo de aditivos superplastificantes de tipo policarboxilato, que proporcionan una elevada capacidad reductora de agua en comparación con los superplastificantes tradicionales basados en naftaleno-sulfonado o melamina-sulfonada. Son también llamados reductores de agua de alto rango, ya que con la utilización de los mismos se puede conseguir una reducción de agua en la mezcla de hasta el 40%.

Una mezcla típica de *HV* sin reductores de agua contiene alrededor del 20% de agua por volumen, de los cuales aproximadamente el 12% es necesario para la hidratación del cemento, mientras que el 8% restante no reacciona con el cemento, sino que es necesaria para conseguir la adecuada consistencia de la mezcla.

Okamura (1997) estableció que la fluidez que se consigue en la pasta con el *HRWRA* se logra con una mínima disminución de su viscosidad, en comparación al drástico descenso de ella si la fluidez se obtuviera añadiendo agua a la mezcla. Además, el aumento de agua en la mezcla perjudica su permeabilidad, ya que el volumen de agua que no reacciona con el cemento se concentra en espacios que forman redes de poros capilares en el hormigón endurecido. Esta porosidad del hormigón reduce su resistencia, impermeabilidad y durabilidad.

En los hormigones sin *HRWRA*, las partículas de cemento no se dispersan totalmente al mezclarse con el agua, sino que tienden a formar flóculos que retienen el agua en su interior, haciendo menos dóciles las mezclas y requiriendo un exceso de agua para el amasado.

Sin embargo, según Sakai y Daimon (1995), al utilizar este tipo de aditivos las moléculas del mismo forman una película lubricante sobre las partículas de cemento y generan cargas eléctricas negativas sobre la superficie de las mismas, mejorando su dispersión y evitando así la tendencia de las mismas a agruparse en grumos.

Al dispersarse las partículas de cemento, una mayor cantidad del mismo puede entrar en contacto con el agua, y el agua inicialmente atrapada en los flóculos se libera, aportando una mayor fluidez sin producir segregación, dando lugar a una hidratación más eficiente, según lo indicado por la RC-08 (2008).

La incorporación de adiciones mejora sustancialmente la cohesión de la pasta de cemento, aunque conduce a un aumento significativo de la viscosidad y de la tensión de fluencia. Es por ello que la presencia de las mismas requiere el empleo de dosis aún mayores de aditivo *HRWRA*, herramienta indispensable para reducir el valor de la tensión de fluencia hasta los valores apropiados para un hormigón autocompactante.

Además de la capacidad reductora de agua, otros criterios a considerar que condicionarán la elección de un superplastificante son el mantenimiento de la autocompactabilidad en el tiempo, el desarrollo de resistencias tempranas, el posible retraso del inicio de fraguado, el desarrollo de resistencias a largo plazo, la incorporación de aire o la presencia de otros aditivos químicos.

Gomes et al. (2002) recomiendan que la selección del tipo y dosis óptima de aditivo se realice mediante una serie de ensayos previos según el tipo de cemento que se vaya a utilizar. En este sentido, es fundamental seguir las recomendaciones del fabricante, especialmente en lo que se refiere a límites de dosificación recomendados.

2.1.1.6.2 Moduladores de la viscosidad (VEA)

Aunque, los aditivos *HRWRA* son fundamentales e imprescindibles para la fabricación de un *HAC*, también se pueden emplear otros tipos de aditivos químicos en función de las condiciones y materiales. Entre ellos destacan los cohesionantes, también conocidos como aditivos moduladores de la viscosidad, que mejoran la estabilidad del hormigón frente a la segregación y exudación.

En el *HAC*, la pasta de cemento además de "*muy fluida*" debe ser muy estable o "*cohesiva*". Este objetivo se puede conseguir de tres maneras diferentes: mediante el empleo de adiciones minerales, mediante la incorporación de aditivos moduladores de viscosidad o mediante la combinación de ambos.

Los aditivos *VEA* son aditivos empleados para aumentar la cohesión o viscosidad de la mezcla manteniendo la fluidez. A pesar de no estar contemplados en la normativa española actual, Sedran (1995) observó que su empleo, aunque no es imprescindible cuando se dispone de suficientes finos, si es muy aconsejable, ya que mejora significativamente la robustez del *HAC* frente a cambios del contenido de agua y del módulo granulométrico de la arena. Sin embargo, su empleo es casi imprescindible en el caso de no disponer de filler, o si la arena presenta bajo contenido de finos.

Gettu et al. (2001) establecieron que a pesar de tener una composición química variable, ya que son productos basados en polisacáridos o celulosa, la utilización de este tipo de aditivos mejora la capacidad de retención de agua de la pasta -en caso de que exista exceso-, reduciendo así la tendencia a la segregación de la mezcla y limitando la pérdida de agua por exudación. Dado que las mezclas de *HAC* son más sensibles a la variación de agua que las mezclas de *HV*, la utilización de *VEA* es muy efectiva cuando se supera el valor de 1'10 en la relación agua/finos, ya que actúa como elemento estabilizador compensando el exceso de agua por su efecto cohesionante.

El rango de dosificación es muy variable, ya que dependiendo de la naturaleza del mismo puede variar entre el 0'5% y el 2'0% del peso del cemento. Aunque su utilización en los hormigones autocompactantes no es imprescindible, existen ocasiones en las cuales se los utiliza junto con superplastificantes para obtener hormigones estables y de gran fluidez, si bien pueden aparecer incompatibilidades, como ocurre entre los *VEA* a base de celulosa y los *HRWRA* a base de naftalenos.

Por otro lado, este tipo de aditivo permite modificar la reología de la pasta sin necesidad de incrementar significativamente la dosis de *HRWRA*. El empleo de nuevos y avanzados *VEAs*, permiten minimizar el contenido de cemento, de

manera que es posible fabricar mezclas de *HAC* con contenido de cemento y filler inferior a 380 kg/m³ cuando los requerimientos mecánicos son menores, según demostraron en su trabajo Roncero et al. (2007).

Esta nueva generación de *VEAs* proporcionan un significativo aumento de viscosidad en comparación con los tradicionales, permitiendo así minimizar al máximo el contenido de finos del hormigón. En la bibliografía, autores como Khayat y Assaad (2008) llaman a esta nueva generación de *VEAs* aditivos moduladores de tixotropía (*TEA*). Esta denominación será la utilizada en este trabajo para diferenciar a ambos.

Así, los aditivos *VEA* modifican simultáneamente la viscosidad y la tensión de fluencia. Por su parte, los aditivos *TEA* actúan fundamentalmente sobre la viscosidad, permitiendo un mayor control de la reología de la pasta. Se pueden emplear de forma combinada con finos adicionales para conseguir un mayor control de la reología necesaria, según los requerimientos del hormigón.

El uso de cualquiera de estos dos tipos de aditivos, *VEA* o *TEA*, no debe considerarse como una forma de sustituir una buena dosificación y hacer una minuciosa selección de los componentes de la mezcla, por más que la inclusión de estos mejore la robustez de la misma.

La clave para obtener un *HAC* de calidad, caracterizado por una elevada cohesión y propiedades autocompactantes, radica en la correcta optimización de la combinación *VEA/HRWRA*. Es importante destacar que una sobredosificación de este tipo de aditivos puede causar una pérdida importante de fluidez.

2.1.2 Comportamiento reológico del *HAC*

Los estudios del hormigón en estado fresco son de especial importancia en los *HAC*, ya que gran parte de sus propiedades finales dependen de las características del mismo. La evaluación de las tres propiedades que un hormigón debe cumplir en estado fresco para ser calificado como autocompactante (detalladas en el comienzo de la Sección 2) puede realizarse midiendo los parámetros reológicos (entendiéndose como reología a la evolución de las deformaciones de un material, producidas por tensiones, a lo largo del tiempo) o realizando determinados ensayos.

Las medidas reológicas posibilitan un mejor conocimiento y comprensión de las propiedades del hormigón en estado fresco, siendo de gran importancia para la industria de la construcción; además, sin unas satisfactorias propiedades del hormigón fresco, es muy poco probable que se alcancen las propiedades buscadas en el hormigón endurecido.

Según Koehler et al. (2007), las propiedades reológicas del HAC en reposo son de interés para el estudio de las presiones laterales ejercidas por el hormigón sobre encofrados verticales. En particular, los autores hacen referencia a la importancia de evaluar la tensión de fluencia en una mezcla representativa del hormigón que se vaya a utilizar, ya que conforme aumenta la tensión de fluencia, mayor será la resistencia al cortante de la mezcla.

Gallo y Revuelta (2004) sostienen que el comportamiento del hormigón está determinado por la reología de la pasta, es decir por la mezcla de agua, cemento y las adiciones de material granulométrico más fino. Hay que destacar que, si bien los estudios del hormigón fresco son de interés para cualquier tipo de hormigón, adquieren mayor relevancia en el caso del HAC, ya que gran parte de sus propiedades finales dependerán de las características en dicho estado. Los HAC poseen unas características reológicas que difieren de las del HV debido al incremento de finos y aditivos.

De acuerdo a lo descrito en la Sección 2.1.1, el aumento de la fluidez en este tipo de hormigones no debe llevar a la mezcla a presentar segregación o exudación, debiéndose mantener siempre la homogeneidad de forma intrínseca, incluso durante la puesta en obra. Esto es posible gracias a una cuidadosa dosificación que permite alcanzar las propiedades reológicas adecuadas para lograr el equilibrio entre fluidez y viscosidad.

Banfill (2003) recopiló diversos modelos que se habían utilizado hasta ese momento para describir la reología de diferentes morteros y hormigones y concluyó, coincidiendo con Ferraris (1999) y Ferraris et al. (2001), que el modelo de Bingham además de ser el más utilizado, es el que mejor se adapta a la descripción del comportamiento del hormigón en estado fresco.

El hormigón en estado fresco, al considerarse como un fluido, fluirá bajo la acción de esfuerzos cortantes. Este modelo hace referencia a que, para intentar poner en movimiento el hormigón, es necesario vencer una resistencia inicial (τ_0) debido al rozamiento entre las partículas. Una vez vencida esta tensión en reposo, e iniciado el movimiento, es necesario continuar aumentando la fuerza aplicada al fluido para poder vencer también la cohesión. Esta resistencia posterior se mide a través de la viscosidad (μ).

Por lo que, según el modelo Bingham, según se observa en la Ecuación 2.1, dos parámetros caracterizan el comportamiento dinámico de la pasta: la tensión de fluencia (τ_0) y la viscosidad (μ).

$$\tau = \tau_0 + \mu\gamma$$

2.1

Donde:

τ : Tensión de corte aplicada.

τ_0 : Tensión de fluencia o tensión de inicio de flujo.

μ : Viscosidad.

γ : Velocidad de deformación.

En la Figura 2.2.a se representa gráficamente el modelo de Bingham y en la Figura 2.2.b se observan las diferentes respuestas según los diferentes tipos de hormigón. Como puede observarse en la Figura 2.2.b el HAC presenta una tensión de inicio de flujo (o tensión de fluencia) inferior que el HV, sin embargo en los HAC la viscosidad es mayor, asegurando así su cohesión.

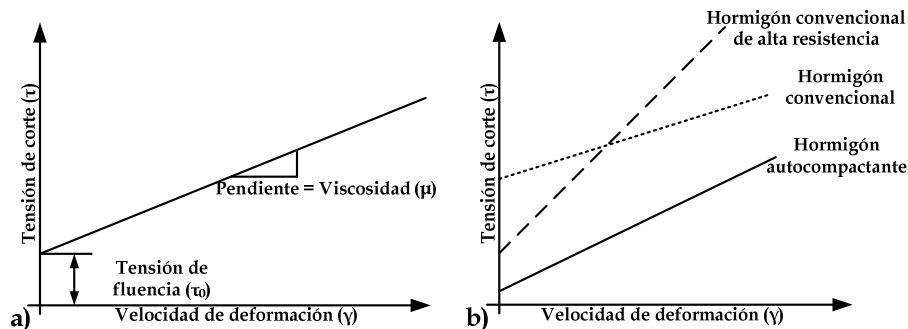


Figura 2.2 a). Curva de flujo según el modelo de Bingham para el HAC. b) Curva flujo de HAC en comparación con otros tipos de hormigón

La tensión inicial de flujo está asociada a la fluidez, disminuyendo así cuanto más fluido sea el hormigón. En cambio, la viscosidad está relacionada con la resistencia a la segregación y con la estabilidad del hormigón. La estabilidad es, quizás, la característica más directamente relacionada con la viscosidad aunque, en general, tanto las mezclas de baja viscosidad como las muy viscosas suelen tender a la segregación.

Morón Sánchez (2011) en un gráfico muy ilustrativo, reproducido en la Figura 2.3, indica la influencia de algunos factores en las propiedades reológicas del hormigón fresco, tensión de fluencia y viscosidad.

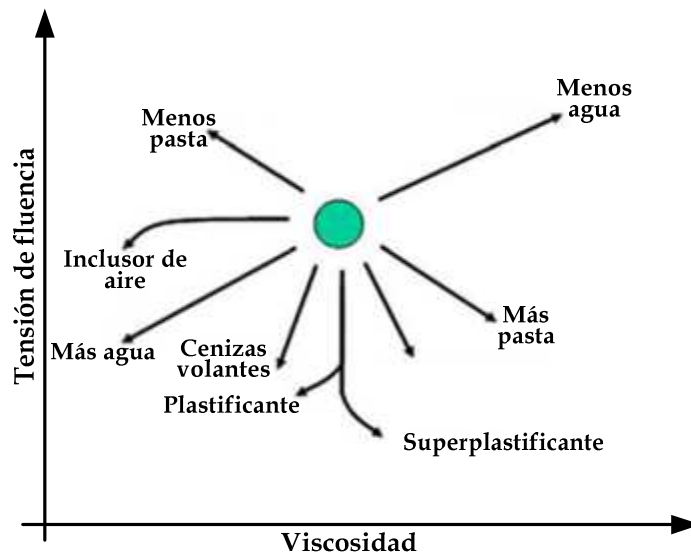


Figura 2.3 Influencia de diferentes parámetros en el diagrama de flujo del HAC tomada de Morón Sánchez (2011).

Además, Morón Sánchez (2011) estableció que observando este gráfico es fácilmente deducible la influencia de los diferentes materiales que conforman al HAC en su comportamiento reológico. Por ejemplo, al aumentar la cantidad de agua en la mezcla, puede observarse una disminución de la tensión de fluencia y la viscosidad de la mezcla, en una proporción semejante. Por otro lado, los aditivos hacen que disminuya la tensión de fluencia manteniendo prácticamente constante la viscosidad, aunque a dosis elevadas, como ocurre en el HAC, pueden aumentar, sin bien en baja medida, la viscosidad.

2.1.2.1 Medida de parámetros reológicos

Como ya se ha mencionado, la evaluación de las propiedades que caracterizan la autocompactabilidad del HAC puede llevarse a cabo a través de la medición de parámetros reológicos, o a través de ensayos sencillos.

La medida directa de los parámetros reológicos es poco utilizada en obra, debido a que son necesarios dispositivos costosos y complejos como pueden ser los reómetros.

Vanhove et al. (2004), en su estudio de presiones máximas ejercidas por el HAC sobre encofrados verticales, recomendaron el uso de un tribómetro. El procedimiento de ensayo del tribómetro fue detallado por Djelal et al. (2004).

El principio adoptado por el tribómetro, según Djelal et al. (2004), se basa en deslizar una placa de metal a una velocidad determinada entre dos muestras de hormigón sometidas a una presión conocida. La placa desliza horizontalmente con el fin de reducir el efecto debido a la fuerza de gravedad. El hormigón se coloca en dos soportes de muestra de 120 mm de diámetro cada uno, que poseen un sistema de juntas para evitar la filtración de agua a través de la unión. Las muestras también tienen un fondo móvil, para transmitir la presión suministrada por el gato neumático al material. Una representación esquemática del soporte de la muestra y la placa de metal se puede ver en la Figura 2.4.a.

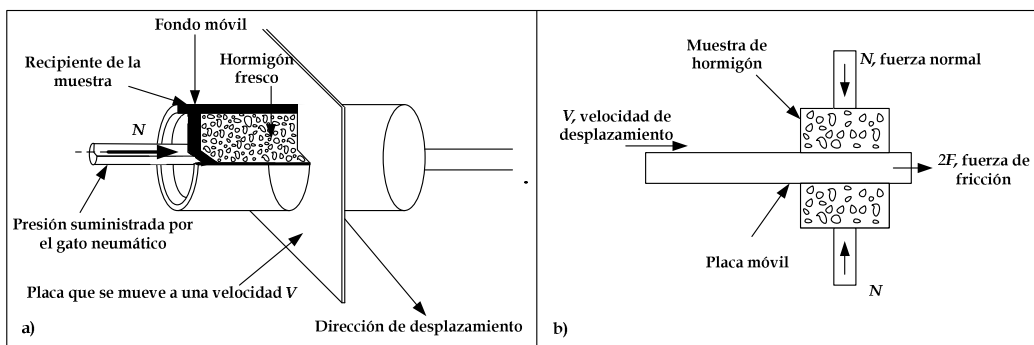


Figura 2.4 Tribómetro utilizado por Vanhove et al. (2004)

Vanhove et al. (2004), mediante la utilización del tribómetro, calcularon el coeficiente de fricción entre el encofrado y el hormigón como el cociente entre la fuerza de fricción (F) y la fuerza normal ejercida por el gato neumático (N), como se muestra en la Figura 2.4.b. La fuerza de fricción resultante ($2F$) se puede medir para una determinada velocidad de placa (V), mientras que la fuerza normal (N) se determina a partir de la presión ejercida por el gato neumático y el área de la parte inferior móvil del soporte de la muestra. La fuerza de fricción resultante es $2F$, ya que las dos muestras presentan una fricción similar.

Por otro lado, Ovarlez y Roussel (2006) mediante el reómetro desarrollado por De Larrard et al. (1997), denominado BTRHEOM, buscaron determinar la evolución en el tiempo de la tensión de fluencia de una mezcla de HAC.

Como se muestra en la Figura 2.5.a, la muestra de hormigón se coloca entre una placa inferior fija y una placa superior giratoria, que gira a una velocidad angular constante. La característica principal de este reómetro es que permite una determinación cuantitativa de la viscosidad y tensión de fluencia de la mezcla de hormigón. Según lo descrito por Ferraris (1999), la tensión tangencial se puede calcular a través de la relación entre el momento y la velocidad angular, basándose en la suposición de que el hormigón es un fluido no-newtoniano que puede

ser representado por el modelo de Bingham. En la Figura 2.5.b se muestra la representación esquemática del campo teórico de velocidades que presenta la mezcla en el BTRHEOM.

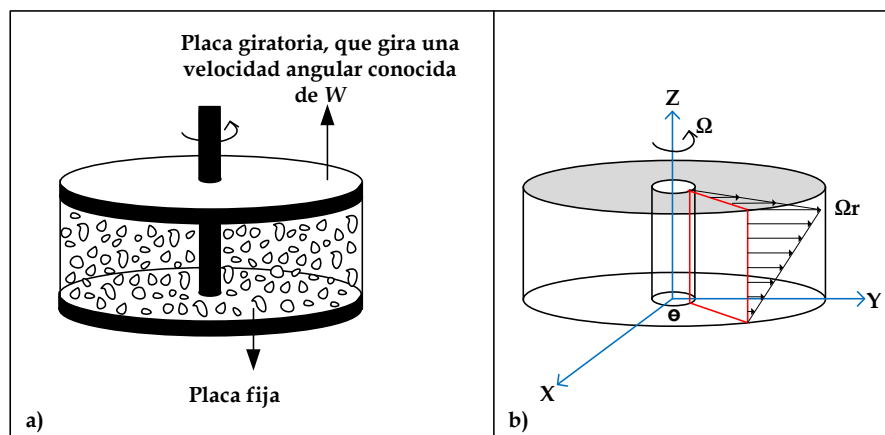


Figura 2.5 Reómetro BTRHEOM desarrollado por De Larrard et al. (1997).

La principal diferencia entre el BTRHEOM y el tribómetro es la geometría de placas paralelas del primero. Esta geometría permite una descripción matemática del campo de velocidades, lo que permite el cálculo analítico de la viscosidad y tensión de fluencia.

Khayat y Omran (2009a) propusieron un ensayo para medir la tensión de fluencia después de que la mezcla permaneciera 15 minutos en reposo: la prueba de plano inclinado desarrollada por Khayat et al. (2010). En la Figura 2.6, se puede observar una representación esquemática de la prueba del plano inclinado.

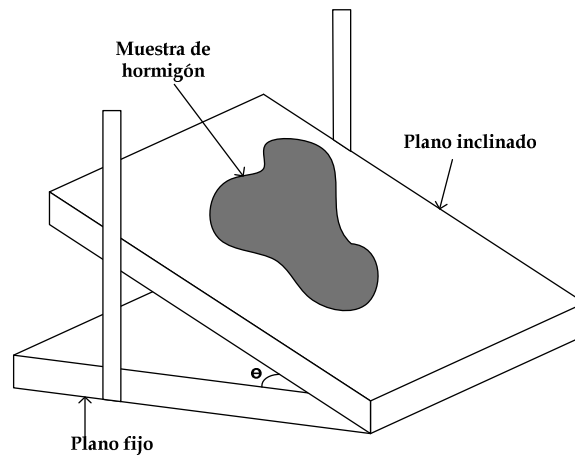


Figura 2.6 Esquema del ensayo del plano inclinado desarrollado por Khayat et al. (2010)

Este ensayo consiste en colocar la mezcla de HAC en probetas de PVC de 60 mm de diámetro y 120 mm de altura, sobre un plano con una rugosidad determinada, que inicialmente se encuentra en posición horizontal y puede pivotar respecto a uno de sus lados.

Transcurrido el tiempo de reposo, el molde se retira lentamente, para permitir que la mezcla fluya de manera uniforme y se determina la altura promedio de la muestra. Inmediatamente, se comienza a inclinar el plano gradualmente hasta que la mezcla comience a fluir, determinándose en ese momento el ángulo crítico (θ_C). A partir de ese dato, el valor de la tensión de fluencia se calcula aplicando la Ecuación 2.2.

$$\tau_{0rest} = \rho g h \sin \theta \quad 2.2$$

Donde:

τ_{0rest} : Tensión de fluencia tras un tiempo de reposo.

ρ : Densidad del hormigón.

g : Constante de gravedad.

h : Altura promedio de la muestra.

θ : Ángulo entre el plano giratorio y la horizontal.

La consolidación del hormigón produce que, con el aumento de tiempo de reposo, la mezcla desarrolle una mayor resistencia al cortante debido a la fricción interna entre las partículas. Por lo tanto, cuanto mayor sea el tiempo de reposo, mayor será el valor de la tensión de fluencia (τ_0).

Omran et al. (2011) también propusieron otro método para determinar la tensión de fluencia del HAC después de que este permanece 15 minutos en reposo. El método consiste en colocar la mezcla en cuatro contenedores iguales llenos hasta una altura determinada. A continuación, se introducen verticalmente cuatro paletas de acero inoxidable, de diferentes tamaños, en el centro de cada uno. Este ensayo, al igual que el método del plano inclinado, no ha sido estandarizado para el caso de mezclas de hormigón.

Según puede observarse en la Figura 2.7, cada paleta está compuesta por cuatro palas dispuestas en forma de cruz alrededor de un eje. Si bien los contenedores están cubiertos para evitar que el fraguado se vea afectado, la cubierta de plástico tiene un orificio central para mantener la paleta en una posición centrada y vertical. Con este ensayo, los autores buscan estudiar la variación de la tensión de fluencia del hormigón en diferentes estados de reposo.

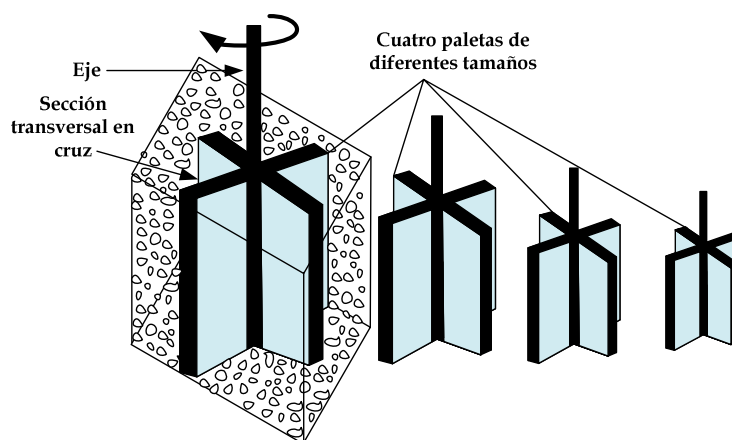


Figura 2.7 Esquema de las paletas portátiles desarrolladas por Omran et al. (2011)

El procedimiento del ensayo consiste en imponer una velocidad de rotación a la paleta inmersa en la muestra del hormigón tras un cierto período de reposo. El aumento del par de torsión requerido se registra en función del tiempo. Este aumento de par se realiza hasta llegar a un valor necesario para romper los enlaces interestructurales del hormigón, lograr un estado estacionario y poder superar así la tensión de fluencia del hormigón.

La precisión de la medición mejora cuando el recipiente se coloca sobre una superficie plana, la paleta se encuentra en una posición vertical, y cuando a las paletas se le aplica una velocidad angular constante correspondiente a entre 40 y 60 segundos por vuelta.

La paleta más grande se utiliza para estructuras más débiles, donde los tiempos de reposo son pequeños. Se recurre a paletas de menor tamaño cuando aumenta el tiempo de reposo y, consecuentemente, el par requerido para alcanzar la tensión de fluencia es mayor.

Una vez medido el par torsor requerido, se determina la tensión de fluencia mediante la Ecuación 2.3

$$\tau_{0rest} = \frac{T}{G} \quad 2.3$$

Donde:

τ_{0rest} : Tensión de fluencia tras un determinado tiempo de reposo.

T : Par torsor necesario para romper los enlaces y provocar la fluencia.

G : Calculada aplicando la Ecuación 2.4.

$$G = 2\pi r^2 \left(H + \frac{r}{3} \right) \quad 2.4$$

Donde:

H : Altura de llenado.

r : Radio de la paleta.

Existen otros ensayos y/o modelos para determinar parámetros reológicos como los propuestos por Tattersall y Bloomer (1979), Hu et al. (1996) y Ferraris y De Larrard (1998).

A pesar de que la aplicación de los reómetros produzca muy buenos resultados, estos ensayos no están normalizados. Es por esto que la EHE-08 (2008) ha agregado en su Anejo 17, diferentes ensayos que permiten caracterizar al HAC en estado fresco, pudiendo determinar su reología de manera indirecta, con el objetivo de evitar dispositivos que pueden resultar costosos y difíciles de emplear en obra.

Según la EHE-08 (2008), las normas UNE solo recogen cuatro ensayos para caracterizar la autocompactabilidad del hormigón. Según la propiedad de autocompactabilidad a evaluar, los ensayos sugeridos por la normativa son:

- Capacidad de relleno: mediante el ensayo de escurrimiento (UNE-EN 12350-8 (2011)) o el ensayo del embudo en V (UNE-EN 12350-9 (2011)).
- Resistencia al bloqueo: mediante el ensayo de escurrimiento con anillo J (UNE-EN 12350-12 (2011)), el ensayo de la caja en L (UNE-EN 12350-10 (2011)) o el ensayo del embudo en V.

- Resistencia a la segregación: la EHE-08 (2008) estipula que la resistencia a la segregación se puede medir indirectamente a través de los ensayos de escurrimiento con y sin anillo J. Para poder medirla de manera directa se podría realizar el ensayo de la columna descrito en la normativa ASTM C 1610 (2014), a pesar de que éste no normalizado por UNE.

El ensayo de escurrimiento es el más utilizado, debido a su facilidad de realización y tiene la ventaja de no requerir la adquisición de nuevos dispositivos ya que se emplea el mismo cono de Abrams que se utiliza para medir asentamientos en el *HV*, según la norma UNE-EN 12350-2 (2009). Este ensayo también permite estudiar la tendencia a la segregación por separación de sus componentes durante su realización.

Según se establece en EFNARC (2006) y en la misma EHE-08 (2008), los valores representativos del ensayo son el diámetro final, una vez que el hormigón ha alcanzado el equilibrio, y el tiempo que la mezcla tarda en alcanzar un diámetro de 500 mm. Ambos pueden considerarse una medida indirecta de la tensión de fluencia y de la viscosidad, respectivamente. Además, en EFNARC (2006) se establece que la viscosidad también puede relacionarse con el tiempo de flujo resultante de la realización del ensayo del embudo en V.

Gardner et al. (2012) también decidieron buscar un ensayo más sencillo para poder medir el desarrollo de la tensión de fluencia en el tiempo debido a que, según afirman los autores, los reómetros no son comúnmente utilizados en obra. Para esto, consideran la variación en el tiempo del resultado del ensayo de escurrimiento, destacando que, a diferencia de los reómetros, este es fácil de realizar in situ. De esta manera, mediante la disminución de los valores del ensayo, evaluaron el aumento de la tensión de fluencia en el tiempo.

2.2 **PRESIÓN LATERAL**

Gardner (1985) estableció, para el caso de hormigón vibrado, que conforme va siendo vertido el hormigón en sucesivas tongadas, la vibración que se le ejerce al mismo en la superior no afecta a las capas inferiores, lo que produce que el hormigón vaya desarrollando cierta resistencia al cortante, y su comportamiento se asemeje al de un suelo cohesivo, ya que presenta una cierta cohesión y un ángulo de rozamiento interno, generando también un rozamiento contra las paredes del encofrado. El autor justificó en base a este fenómeno el que la presión ejercida por el hormigón sobre las paredes del encofrado sea menor a la correspondiente a la distribución hidrostática.

Sin embargo, para el caso del *HAC*, el comportamiento es totalmente diferente, ya que el mismo no requiere vibrado y su comportamiento se asemeja más

al de un fluido. A excepción del estudio realizado por Leemann y Hoffmann (2003), varios investigadores han concluido que, conforme aumenta la fluidez de la mezcla, mayor será la presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado, aunque en los casos en que el hormigón es vertido desde la superficie del encofrado las presiones laterales resultaron siempre inferiores a la hidrostática.

En consecuencia, existen modelos diferentes para predecir la máxima presión lateral ejercida sobre encofrados verticales por hormigones vibrados y por hormigones autocompactantes. Sin embargo, también existen modelos realizados para hormigones vibrados cuya aplicación podría extenderse a hormigones autocompactantes.

2.2.1 Modelos de predicción de la máxima presión lateral

En esta Sección se describirán los modelos de cálculo de las presiones laterales ejercidas por hormigones autocompactantes sobre encofrados verticales y también algunos modelos desarrollados para hormigones vibrados cuyo ámbito de aplicación podría extenderse también a hormigones autocompactantes.

2.2.1.1 Presión hidrostática

Es el modelo más conservador y tradicional, considera al hormigón en estado fresco como un fluido, estableciendo que se debe dimensionar el encofrado para poder soportar una presión lateral igual a la distribución hidrostática de presión de un líquido de densidad equivalente a la del hormigón.

2.2.1.2 CIRIA Report 108

La normativa CIRIA Report 108, basándose en lo descrito por Clear y Harrison (1985), y sustituyendo su versión anterior publicada en 1979, propone una envolvente de presión lateral bilineal, que se describe en la Figura 2.8, donde el valor de la máxima presión lateral se determina a partir de la Ecuación 2.5, y en ningún caso puede ser mayor que la presión hidrostática de un líquido de igual densidad que el hormigón.

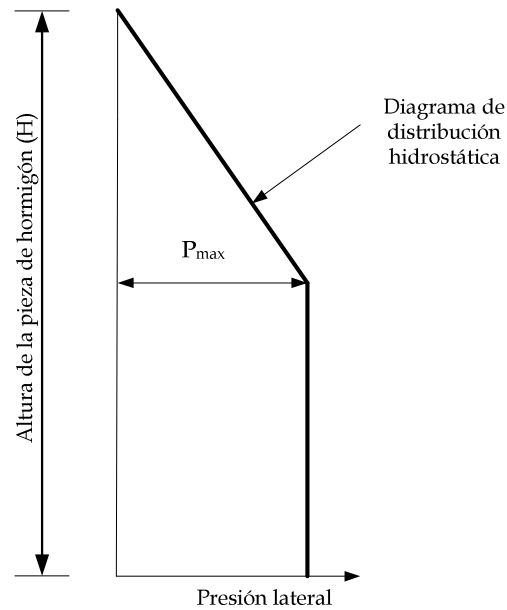


Figura 2.8 Envolvente bilineal de la presión lateral.

$$P_{max} = \left[C_1 \sqrt{R} + C_2 K_T \sqrt{H_1 - C_1 \sqrt{R}} \right] \gamma \quad 2.5$$

Donde:

P_{max} : Máxima presión lateral contra las paredes del encofrado (kPa).

C_1 : Coeficiente que depende del tamaño y forma del encofrado. Sus valores se recogen en la Tabla 2.6.

R : Velocidad de llenado (m/h).

C_2 : Coeficiente que depende de la composición del cemento. Sus valores se recogen en la Tabla 2.7.

H_1 : Altura del encofrado (m).

γ : Peso específico del hormigón (kN/m³).

K_T : Coeficiente que depende de la temperatura del hormigón. Su valor se determina aplicando la Ecuación 2.6.

$$K_T = \left(\frac{36}{T+16} \right)^2 \quad 2.6$$

Donde:

T : Temperatura del hormigón (°C).

Tamaño del encofrado	C_1
Columnas	1'5
Paredes	1'0

Tabla 2.6 Determinación del coeficiente C_1 en el modelo propuesto por CIRIA Report 108.

Tipo de cemento	C_2
Cemento Portland (CP).	
Cemento Portland de endurecimiento rápido (CPRE).	0'30
Cemento Portland con resistencia a los sulfatos (CPRS).	
CP, CPRE, CPRS con algún aditivo sin ser un retardador.	
CP, CPRE, CPRS con retardadores de fraguado.	
Cementos con bajo calor de hidratación o cementos compuestos, que contengan menos de 70% de escoria de alto horno o 40% de ceniza volante, con cualquier tipo de aditivo excepto retardadores.	0'45
Cementos con bajo calor de hidratación o cementos compuestos, que contengan menos de 70% de escoria de alto horno o 40% de ceniza volante, con retardadores de fraguado.	0'6
Cementos compuestos que contengan más de 70% de escoria de alto horno o 40% de ceniza volante.	

Tabla 2.7 Determinación del coeficiente C_2 en el modelo propuesto por CIRIA Report 108.

Como se observa en la Tabla 2.7, la clasificación de los diferentes tipos de cementos para determinar el coeficiente C_2 no se realizó en base a ninguna normativa. Es por esto que Pallett (2009) intentó relacionar la clasificación realizada por Clear y Harrison (1985) con la clasificación planteada por la norma europea UNE-EN 197-1 (2011), con el objetivo de simplificar la determinación de este parámetro. El autor dividió a los diferentes tipos de cementos en tres grandes grupos, asociándole a cada grupo un valor diferente del coeficiente C_2 , como se muestra en la Tabla 2.8.

Grupo	Tipos de cementos	C ₂
A	Hormigones sin aditivos con cementos: CEM I, CEM II/A-S y CEM II/A-D	0'30
	Hormigones con cualquier aditivo, sin ser un retardador, con cementos: CEM I, CEM II/A-S y CEM II/A-D	
B	Hormigones con aditivos retardadores de fraguado y cementos: CEM I, CEM II/A-S y CEM II/A-D	0'45
	Hormigones sin aditivos con cementos: CEM II/A-(sin ser S y D), CEM III/A y CEM II/B	
	Hormigones con cualquier aditivo, sin ser un retardador, con cementos: CEM II/A-(sin ser S y D), CEM III/A y CEM II/B	
	Hormigones autocompactantes con cualquier aditivo excepto con retardadores del fraguado, con cualquier cemento a excepción de: CEM III/B, CEM IV y CEM V	
C	Hormigones con aditivos retardadores de fraguado y cementos: CEM II/A-(sin ser S y D), CEM III/A y CEM II/B	0'60
	Hormigones con o sin aditivos y cementos: CEM III/B, CEM IV y CEM V	
	Hormigones autocompactantes con aditivos retardadores del fraguado para todos los tipos de cemento. Hormigones autocompactantes con cualquier aditivo excepto con retardadores del fraguado para cementos : CEM III/B, CEM IV y CEM V	

Tabla 2.8 Coeficiente C2 en el modelo de CIRIA Report 108, propuesto por Pallett (2009), en base a la norma europea UNE-EN 197-1 (2011).

2.2.1.3 Vanhove et al. (2004)

Vanhove y Djelal (2002) establecieron que el comportamiento de la presión lateral ejercida por el HAC puede ser descrita utilizando el modelo de Janssen (1895) para determinar la presión de los granos sobre las paredes de los silos. Dos años después, Vanhove et al. (2004) emplean una analogía con la teoría de Janssen (1895), adaptándola al cálculo de la presión lateral del HAC sobre el encofrado. Esta estimación considera al HAC como un material continuo que genera fricción sobre las paredes del encofrado. Por ello, los autores consideran a la presión lateral proporcional a la presión vertical, como se muestra en la Ecuación 2.7.

$$P_h = KP_v \quad 2.7$$

Donde:

P_h : Presión horizontal ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado.

P_v : Presión vertical ejercida por el peso propio del HAC.

K : Constante de proporcionalidad entre la presión horizontal y vertical.

Ritchie (1962) estableció que el valor de K es constante para toda la altura y depende del ángulo de fricción interno del material (φ). Por ello, Vanhove et al. (2004) propusieron calcular la constante de proporcionalidad K mediante la Ecuación 2.8.

$$K = 1 - \sin\varphi \quad 2.8$$

En el caso del HAC, ensayos triaxiales realizados por Vanhove et al. (2004) determinaron que φ es aproximadamente 5° .

Otra consideración en el modelo de Janssen (1895) es asumir que la fricción contra las paredes del encofrado se rige por la ley de Coulomb, tal como se muestra en la Ecuación 2.9.

$$\tau = \mu P_h \quad 2.9$$

Donde:

τ : Tensión de fricción.

μ : Coeficiente de fricción.

Sin embargo, a diferencia de los materiales estudiados por Janssen (1895); Tattersall and Dimond (1977) y Tattersall y Bloomer (1979), Vanhove et al. (2004) establecieron que el hormigón fresco tiene una tensión de fluencia (τ_0) no nula, por lo que se debe re-escribir la Ecuación 2.9 en la Ecuación 2.10.

$$\tau = \mu P_h + \tau_0 \quad 2.10$$

Los autores calcularon, de manera empírica, la tensión de fluencia τ_0 para el HAC a partir de la Ecuación 2.11, basándose en lo propuesto por Larrard y Ferraris (1998). Cabe destacar, que si bien esta tensión de fluencia puede ser despreciable en el caso de hormigones autocompactantes, los autores decidieron incluirla en la determinación de su modelo.

$$\tau_0 = (808 - S) \frac{\rho g}{11740} \quad 2.11$$

Donde:

τ_0 : Tensión de fluencia (Pa).

S : Ensayo de escurrimiento (mm).

ρ : Densidad del hormigón.

g : Constante de gravedad.

Vanhove et al. (2004) consideraron al coeficiente de fricción constante en toda la altura, y mediante el ensayo del tribómetro (descrito en la Sección 2.1.2.1),

determinaron tanto el coeficiente de fricción estático como el dinámico. Los autores concluyeron que en el modelo propuesto se debería utilizar el coeficiente de fricción dinámico para los casos que el hormigón es inyectado por bombeo desde la base del encofrado, y el coeficiente de fricción estático en los casos en que el hormigón es vertido desde la superficie; ya que los mismos comportan una mejor representación de la realidad, debido a que en el caso de que se vierta el hormigón, el deslizamiento del mismo contra la pared es relativamente débil, a diferencia de cuando este es bombeado.

Por otro lado, Djelal et al. (2004) determinaron la influencia en el valor del coeficiente de fricción de parámetros como: la rugosidad, la velocidad de deslizamiento del hormigón sobre el encofrado y la presión horizontal que el hormigón ejerce. No obstante, los autores establecieron que dicho coeficiente no depende de la velocidad relativa entre el hormigón y el encofrado. Finalmente, los resultados para el coeficiente de fricción varían entre 0'03 y 0'19 T/m², dependiendo de los factores mencionados anteriormente. Djelal et al. (2004) determinaron que debido a las propiedades de los agentes desmoldantes, estos tienen una influencia significativa en la intercara que se genera entre el hormigón y la pared del encofrado, reduciendo así la adhesión y la fricción entre ellos, pero su comportamiento varía significativamente según qué agente se utilice.

En resumen, a partir de las hipótesis realizadas por Vanhove et al. (2004), de que la presión vertical es proporcional a la presión lateral ejercida por el hormigón sobre el encofrado (es decir, que K es constante en toda la altura), y que la fuerza de fricción entre el hormigón y el encofrado cumple con la ley de Coulomb, los autores determinaron la envolvente de la presión lateral mediante la Ecuación 2.12.

$$P_h = \frac{\rho g A - \tau_0(2e+2L)}{(2e+2L)\mu K} \left(1 - e^{-\frac{(2e+2L)\mu K_h}{A}} \right) \quad 2.12$$

Donde:

ρ : Densidad del hormigón.

g : Constante de gravedad.

e : Espesor del encofrado.

L : Ancho del encofrado.

H : Altura.

A : Área transversal.

Sin embargo, Vanhove et al. (2004) demostraron que la fricción del hormigón no cumple la ley de Coulomb, debido a que constatan una relación no lineal entre la tensión de fricción y la presión de contacto realizada. En base a esto, establecieron que para el caso de hormigón fresco el modelo propuesto por Janssen

(1895) tiende a sobreestimar la fuerza de fricción y por lo tanto subestima la presión ejercida por el hormigón sobre las paredes del encofrado. Para poder considerar este fenómeno, Vanhove et al. (2004) añadieron un coeficiente α a los parámetros que describen la fricción grano a grano del hormigón contra la pared del encofrado, modificando el modelo para la determinación de la envolvente de presión lateral, según la Ecuación 2.13.

$$P_h = \frac{\rho g A - \alpha \tau_0 (2e + 2L)}{\alpha (2e + 2L) \mu K} \left(1 - e^{-\frac{\alpha (2e + 2L) \mu K}{A} h} \right) \quad 2.13$$

Finalmente, Vanhove et al. (2004) obtuvieron una buena correlación entre los datos experimentales y el modelo. El coeficiente α depende de la forma de vertido y se introduce como una forma de considerar el fenómeno físico del problema, las diferencias de linealidad en la ley de Coulomb y controlar las imperfecciones.

Los autores realizaron medidas experimentales en encofrados de 12 m de altura estudiando dos casos: cuando el hormigón era bombeado desde la parte inferior del encofrado y cuando éste era vertido desde la parte superior del mismo, determinando que α presenta un valor de 0'34 y 0'15, respectivamente, según sea el caso.

2.2.1.4 ACI Committee 347 (2004)

A partir de las recomendaciones realizadas por Barnes y Johnston (2003), el comité norteamericano reformuló su modelo de 1965, proponiendo también una envolvente de presión lateral bilineal según la Figura 2.8, donde la máxima presión lateral se determina a partir de la Ecuación 2.14 para columnas y paredes con velocidades de llenado inferiores a 2'1 m/h y alturas inferiores a 4'2 m.

$$P_{max} = C_W C_C \left[7'2 + \frac{785R}{T+17'8} \right] \quad 2.14$$

Donde:

P_{max} : Máxima presión lateral contra las paredes del encofrado (kPa).

R : Velocidad de llenado (m/h).

T : Temperatura del hormigón (°C).

C_W : Coeficiente por unidad de peso. Sus valores se muestran en la Tabla 2.9.

C_C : Coeficiente de composición química. Los valores del coeficiente C_C se muestran en la Tabla 2.10 y dependen de los diferentes tipos de cemento. En este caso, la normativa los clasifica según la norma ASTM C 150 (2007).

H : Altura de la pieza a realizar (m).

Para paredes con velocidades de llenado inferiores a 2'1 m/h y alturas superiores a 4'2 m, y para todas las paredes con velocidades de llenado comprendidas entre 2'1 y 4'5 m/h, la máxima presión lateral se puede determinar según la Ecuación 2.15.

$$P_{max} = C_W C_C \left[7'2 + \frac{1156}{T+17'8} + \frac{244R}{T+17'8} \right] \quad 2.15$$

La norma establece que, en ambos casos, la máxima presión lateral debe ser mayor a $30C_W$ (Kpa), pero nunca superior a la presión hidrostática. Además, la ACI Committee 347 (2004) establece que en caso de utilizar HAC los encofrados verticales deberán ser dimensionados para presiones que determinen una distribución hidrostática.

Densidad del hormigón (ρ)	C_W
$\rho < 2240 \text{ kg/m}^3$	$C_W = 0'5 [1 + (\rho(\text{kg/m}^3)/2320)]$ C_W no menor a 0'80
$2240 \leq \rho \leq 2400 \text{ kg/m}^3$	$C_W = 1'0$
$\rho > 2400 \text{ kg/m}^3$	$C_W = \rho(\text{kg/m}^3) / 2320$

Tabla 2.9 Coeficiente por unidad de peso C_W , según el modelo propuesto por ACI Committee 347 (2004).

Categoría	Tipo de cemento	C_C
1	Tipo I, Tipo II o Tipo III, sin aditivos o con cualquier aditivo excepto superplastificantes o retardadores.	1'0
2	Tipo I, Tipo II o Tipo III con superplastificantes o retardadores.	1'2
3	Otros tipos de cementos compuestos: Tipo IV o Tipo V que contengan menos del 70% de escoria de horno alto o menos del 40% de cenizas volantes sin superplastificantes ni retardadores del fraguado	1'2
4	Otros tipos de cementos compuestos: Tipo IV o Tipo V que contengan menos del 70% de escoria de horno alto o menos del 40% de cenizas volantes con superplastificantes o retardadores del fraguado	1'4
5	Otros tipos de cementos compuestos: Tipo IV o Tipo V que contengan más del 70% de escoria de horno alto o más del 40% de cenizas volantes	1'4

Tabla 2.10 Coeficiente de composición química C_C , según el modelo propuesto por ACI Committee 347 (2004).

2.2.1.5 Ovarlez y Roussel (2006)

Ovarlez y Roussel (2006) proponen un modelo teórico que caracteriza al *HAC* a partir de su tensión de fluencia, que es una función creciente dependiente del tiempo de reposo.

Los autores proponen un modelo que vincula la tixotropía y la evolución de la presión lateral durante y después del vertido. El modelo predice la máxima presión lateral alcanzada durante el llenado, a partir de la altura del hormigón, la geometría del encofrado, la velocidad de llenado y la capacidad del hormigón para flocular en reposo.

Los autores se basaron en la relación entre la presión vertical y horizontal expuesta en la teoría de Janssen (1895) para materiales granulares, y caracterizan la tensión de fluencia del *HAC*, como una función creciente del tiempo de reposo. A modo de simplificación, emplearon el criterio de plasticidad de Tresca, es decir, consideraron que dicha tensión es el esfuerzo cortante máximo admisible en un plano interno. Además, supusieron que para tensiones inferiores a estas, el *HAC* se comporta como un material elástico. Estas consideraciones fueron validadas por los estudios realizados por Tchamba et al. (2008).

Ovarlez y Roussel (2006) concluyeron que la presión horizontal se puede determinar a partir de la Ecuación 2.16 para un encofrado rectangular.

$$P_h = K \left(\rho g H - \frac{(H-e)^2 A_{thix}}{eR} \right) \quad 2.16$$

Si se trata de un encofrado circular, la presión se puede determinar a partir de la Ecuación 2.17.

$$P_h = K \left(\rho g H - \frac{(H-r)^2 A_{thix}}{rR} \right) \quad 2.17$$

Donde:

P_h : Presión lateral ejercida a una altura H .

e : Espesor del encofrado.

r : Radio del encofrado.

H : Altura de hormigón.

R : Velocidad de llenado.

A_{thix} : Coeficiente de floculación.

K : Constante de proporcionalidad entre la presión vertical y horizontal.

Ovarlez y Roussel (2006) relacionaron el coeficiente de proporcionalidad entre la presión vertical y horizontal con el coeficiente de Poisson para el caso de

materiales incompresibles. Sin embargo, en el caso del hormigón, cierto porcentaje de aire queda atrapado en la mezcla, transformándolo en un material compresible. Para resolver esta problemática, los autores se basaron en el esquema de homogenización establecido por Mori Tanaka, en el trabajo desarrollado por François et al. (1998), para la determinación del coeficiente de Poisson en un material incompresible, isotrópico y elástico, pero que presenta inclusiones de aire esféricas. De esta manera, los autores obtuvieron valores para K de 0'97 y 0'945 para casos de 2% y 4% de inclusiones esféricas de aire, respectivamente.

Por otro lado, los autores establecieron que el coeficiente de floculación puede variar desde 0'1 a 0'6 Pa/s dependiendo de las características del HAC y se debe determinar experimentalmente.

Billberg (2003) estudió el coeficiente de floculación para diferentes mezclas de hormigones autocompactantes, variando los aditivos utilizados en las diferentes dosificaciones, y concluyó que el valor del coeficiente de floculación puede estimarse en 0'6 Pa/s.

En el caso de los estudios realizado por Khayat et al. (2005), el coeficiente de floculación para las mezclas estudiadas resultó ser de 0'2 Pa/s. Estos valores son del mismo orden de magnitud que los obtenidos por Ovarlez y Roussel (2006), entre 0'1 y 0'2 Pa/s, lo que confirma la validez cuantitativa del modelo.

Ovarlez y Roussel (2006) concluyeron, desde un punto de vista práctico, que las dosificaciones de HAC estudiadas por Billberg (2003) se adaptan mejor para velocidades de llenados altas, ya que al flocular con mayor velocidad permiten una velocidad de llenado mayor para una misma presión.

Para la determinación del coeficiente de floculación, los autores recomendaron la utilización del reómetro BTRHEOM, descrita en la Sección 2.1.2.1.

2.2.1.6 Perrot et al. (2009)

Perrot et al. (2009) propusieron un modelo, recogido en la Ecuación 2.18, basado en el propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) para predecir la máxima presión lateral ejercida en encofrados verticales que presentan armaduras interiores.

$$P_h = \rho g H - \left(\frac{\theta_b + 2S_b}{(e - S_b)\theta_b} \right) \frac{A_{thix} H^2}{R} \quad 2.18$$

Donde:

S_b : Área de ferralla en la sección transversal por metro lineal de ancho para el caso de encofrados rectangulares (m^2/m).

θ_b : Diámetro promedio de las barras de refuerzo verticales (m).

Perrot et al. (2009) demostraron, que para el caso donde el área de la armadura es 0'5% del área transversal y el diámetro promedio de las barras verticales es de 10 mm, la reducción de presión producida por la armadura, en comparación con un mismo encofrado sin armadura, puede llegar a ser el doble de la reducción producida por la tixotropía.

Otra gran diferencia que presenta este modelo con el propuesto por Ovarlez y Roussel (2006), es la forma de medir el coeficiente de floculación. Perrot et al. (2009) propusieron el método desarrollado por Amziane et al. (2008), que evalúa el aumento de la tensión de fluencia del hormigón de manera continua.

2.2.1.7 Khayat y Omran (2009a)

Khayat y Assaad (2007) desarrollaron un dispositivo de columna de presión para predecir la presión lateral ejercida por el HAC sobre el encofrado. Este consiste en una columna de PVC de 0'2 m de diámetro y 0'7 m de altura, en el que los 0'5 m inferiores se llenan de hormigón y luego, mediante inyección de aire a presión, se simulan diferentes alturas de posibles encofrados de hasta 13 metros. Se coloca un sensor a 63 mm de la base de la columna para poder recoger los valores de presión durante el llenado y también para estudiar cómo, al finalizar el vertido, el valor de ésta va disminuyendo durante los diferentes estados plásticos por los que transita el hormigón. Así, Khayat y Omran (2009a) determinaron un modelo estadístico para predecir la máxima presión lateral en base a los datos experimentales obtenidos con dicho dispositivo, en el cual expresaron la presión máxima en función de: la altura de la pieza de hormigón, la velocidad de llenado, la temperatura del HAC y la tensión de fluencia en reposo a los 15 minutos de llenado el encofrado. En su modelo, los autores incorporaron también la influencia del tamaño máximo del árido grueso y el tiempo entre tongadas sucesivas.

Khayat y Omran (2009a) describieron dos posibles métodos empíricos para determinar los valores de la tensión de fluencia una vez que la mezcla permaneció en reposo durante 15 minutos: el método de la paleta portátil, desarrollado por Omran et al. (2011), y el método de plano inclinado, desarrollado por Khayat et al. (2010). Ambos métodos se han descrito en la Sección 2.1.2.1 de esta tesis. En caso de utilizar el primero de ellos, la presión máxima se determinará mediante la Ecuación 2.19.

$$P_h = \frac{\gamma H}{100} (98 - 3.82H + 0.63R - 0.63T + 0.011D_{min} - 0.021PV_{\tau_{0rest15mins}}) f_{MSA} f_{WT} \quad 2.19$$

Donde:

P_h : Máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado vertical (kPa).

γ : Densidad del hormigón (kN/m³).

H : Altura de llenado del encofrado (m).

R : Velocidad de llenado (m/h).

T : Temperatura del hormigón (°C).

D_{min} : Dimensión mínima del encofrado (m).

$PV_{\tau_{0rest15mins}}$: Tensión de fluencia del hormigón luego de 15 minutos de reposo (Pa).

f_{WT} : Factor de corrección referente al tiempo de espera entre tongadas. Está comprendido entre valores de 0'85 y 1'0 para tiempos de 30 minutos, dependiendo de la tixotropía del hormigón.

f_{MSA} : Factor de corrección cuando el diámetro máximo del árido es diferente a 14 mm. Su valor depende de $PV_{\tau_{0rest15mins}}$.

Si $PV_{\tau_{0rest15mins}} < 700$ Pa y:

- Si $H < 4$ m, $f_{MSA} = 1$

- Si $H = 4-12$ m, $f_{MSA} = 1$ si el diámetro máximo del árido es de 20 mm. En caso que el diámetro máximo del árido sea 10 mm:

$f_{MSA} = 1 + 1'26H - (5'04/100)$.

Si $PV_{\tau_{0rest15mins}} \geq 700$ Pa, entonces $f_{MSA} = 1$.

Finalmente, Khayat y Omran (2009a) constataron una excelente adecuación del modelo analítico con los datos experimentales, siempre y cuando los valores de cada parámetro estén comprendido en el rango de:

- Altura: entre 1 y 13 metros.
- Velocidad de llenado: entre 2 y 30 m/h.
- Temperatura del hormigón: entre 12 y 32°C.
- Dimensión mínima del encofrado: 200mm x 400mm.
- Tensión de fluencia en reposo a los 15 minutos: entre 1 y 2000 Pa.

2.2.1.8 DIN 18218 - 10 (2010)

La norma alemana DIN 18218 de 1980, propone una serie de ecuaciones para determinar la máxima presión lateral ejercida por hormigones vibrados sobre encofrados verticales en base a la consistencia de la mezcla medida según la norma UNE-EN 206-1 (2008). Esta versión propone una envolvente bilineal para la presión lateral, donde la distribución de la presión lateral es hidrostática hasta

un valor de presión máxima y luego se mantiene constante hasta la base del encofrado, según se observa en la Figura 2.8.

En 2002, Proske y Graubner (2002), establecieron que las formulaciones establecidas por la DIN 18218 en 1980 no son válidas para el *HAC*, ya que la ausencia de la vibración provoca una disminución en la máxima presión lateral, mientras que la fluidez de este tipo de hormigones genera un aumento en la presión lateral, la cual puede ser influenciada significativamente por el uso de superplastificantes. Los autores señalaron además que en la norma alemana no se considera el efecto de reducción a causa de la fricción con el encofrado y, en caso que exista, con la armadura.

Proske (2007) y Proske y Graubner (2007) profundizan su estudio sobre el efecto de la reducción de la presión lateral a causa de la eliminación de vibraciones en el caso de *HAC* con respecto al *HV*, y el aumento de dicha presión a causa de la mayor fluidez del *HAC*, añadiendo el efecto de la fricción del hormigón con las paredes del encofrado, según se utilice hormigón vibrado o autocompactante. Concluyeron que el *HAC* con poco contenido de pasta presenta un aumento más rápido en la resistencia a la fricción que un *HAC* con alto contenido de pasta. De todas formas, la presión lateral siempre resulta inferior a la presión hidrostática.

En su versión de 2010, la normativa alemana DIN 18218 (2010) incorporó las recomendaciones realizadas por Proske y Graubner (2002) , Proske (2007) y Proske y Graubner (2007) para *HAC*, introduciendo modificaciones en la formulación, pero continuando con su modelo bilineal y estableció que la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre encofrados verticales se debe determinar según la Ecuación 2.20.

$$P_h = 25 + 33RK_D \geq 30 \quad 2.20$$

Donde:

P_h : Máxima presión lateral contra las paredes del encofrado (kPa).

R : Velocidad de llenado (m/h).

K_D : Coeficiente que depende del tiempo de fraguado del hormigón (t_E), y según lo establece la norma alemana, se determinará con el penetrómetro, mediante el procedimiento descrito por la norma ASTM C 403 (2008).

La DIN 18218 (2010) estableció que es válida la aplicación de la formulación para una temperatura del hormigón de 15°C, con un peso específico de 25 kN/m³ y para velocidades de llenado inferiores a 7'0 m/h. En caso de velocidades mayores, se deberá considerar la distribución hidrostática.

Estableció además que el valor de la máxima presión lateral debe ser aumentado un 3% por cada °C por debajo de 15°C, y disminuido un 3% por cada °C que la temperatura supere los 15°C, permitiéndose una reducción máxima del 30%. En caso de que el peso específico del hormigón sea diferente a 25 kN/m³, a la presión resultante se le debe aplicar el factor de corrección detallado en la Ecuación 2.21.

$$\text{Factor de corrección} = \frac{\gamma}{25} \quad 2.21$$

Donde:

γ : Peso específico del hormigón (kN/m³).

En el caso de piezas de hormigón armado, la norma establece que si el hormigón se vierte desde la superficie, es decir en sentido contrario a la subida del nivel de hormigón en la pieza, y la pieza no supera un ancho de 0'5 m en cualquier altura, el valor de la máxima presión lateral ejercida sobre el encofrado vertical se puede reducir en un 20%.

Además, en todos los casos, las barras deben tener un diámetro mayor a 8 mm, la distancia entre las barras de la armadura vertical y entre las barras de la armadura horizontal no deberá ser superior a 125 mm, y la armadura vertical se debe extender en toda la altura de manera continua, es decir, sin juntas ni uniones entre hierros.

2.2.1.9 Beitzel (2010)

Beitzel (2010), al igual que otros modelos, se basó en la teoría de Janssen (1895) para desarrollar un modelo que determine la máxima presión lateral ejercida por HAC sobre encofrados verticales. Según el balance de fuerzas, el autor propuso el cálculo de la presión vertical mediante la Ecuación 2.22.

$$\sigma_V = \rho g H - \frac{c_{thix} H^2}{Rd} \quad 2.22$$

Donde:

σ_V : Presión vertical.

c_{thix} : Coeficiente de floculación, igual al coeficiente A_{thix} propuesto por Ovarlez y Roussel (2006).

d : Ancho del encofrado.

w : Densidad del hormigón.

R : Velocidad de llenado.

Finalmente, mediante la teoría de los círculos de Mohr, el autor determinó la máxima presión horizontal, deduciendo la Ecuación 2.23.

$$\sigma_h = \sigma_v - \frac{2C_{thix}H}{R} \quad 2.23$$

Donde:

σ_H : Presión horizontal.

2.2.1.10 Kwon et al. (2012)

En un principio, Kwon et al. (2010) propusieron un modelo que depende únicamente de las propiedades intrínsecas del hormigón, excluyendo los factores extrínsecos que puedan condicionar la máxima presión lateral.

Si bien Kwon et al. (2010) observaron una buena adecuación de los resultados experimentales a su modelo analítico, los autores establecieron que es necesario mejorar el modelo, considerando también factores extrínsecos como la temperatura, la velocidad de llenado, etc. Así, Kim et al. (2011) continuaron con la investigación y consideraron factores extrínsecos como la fricción entre la mezcla y el encofrado.

Finalmente, Kwon et al. (2012) establecieron la máxima presión lateral ejercida por el HAC, mediante la Ecuación 2.24, siempre que el encofrado sea llenado a una velocidad constante.

$$\sigma_L(t) = wR \left(t - \frac{b}{2}t^2 - \frac{a^2}{6}t^3 + \frac{ba^2}{12}t^4 \right) \quad 2.24$$

Donde:

$\sigma_L(t)$: Presión lateral (kPa).

w : Densidad del hormigón.

R : Velocidad de llenado.

t : Tiempo desde que se comenzó el vertido.

Los coeficientes a y b dependen de dos funciones que estudian la variación de la presión horizontal en función de las diferentes presiones verticales ejercidas.

Kim et al. (2011) se centraron en la medición de los coeficientes para el caso del HAC, considerando que el encofrado es lo suficientemente rígido para no deformarse y que la fricción entre el encofrado y el hormigón es despreciable.

En el caso del *HAC*, el dispositivo utilizado por Kim et al. (2011) para medir los coeficientes es un recipiente de acero de 30 mm de espesor, 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, en el cual se vierte el *HAC*. La presión lateral se mide con sensores de presión que tienen una capacidad máxima de 344 kPa. En el ensayo se supuso fricción nula entre encofrado y pasta y que la pared del recipiente es rígida, ya que la superficie fue previamente aceitada y el perímetro era relativamente pequeño, y además, el espesor del recipiente permite suponer que el encofrado es rígido. A pesar de que la flexibilidad del encofrado y la fricción que se genera entre este y el hormigón durante el llenado afecta a la presión ejercida sobre el encofrado, la suposición proporciona una estimación conservadora de la misma. Los detalles del ensayo para determinar los coeficientes y su respectivo procedimiento están descritos en Gregori et al. (2008).

2.2.1.11 Gardner et al. (2012)

Gardner et al. (2012) propusieron un modelo para predecir la máxima presión lateral, basándose en la disminución de la fluidez de la mezcla en el tiempo. Los autores caracterizaron la consistencia mediante el resultado del ensayo de escurrimiento descrito en la norma UNE-EN 12350-8 (2011).

Gardner et al. (2012) establecieron que un reómetro no es habitualmente utilizado fuera de laboratorio, y que es inapropiado para su uso en obra, debido al alto control que requieren sus pruebas, recomendando realizar el ensayo de escurrimiento, y su variación en el tiempo, como un método que puede ser empleado en obra para estimar el aumento de la tensión de fluencia del hormigón.

El modelo propuesto incluye un tiempo hipotético (t_0) necesario para que el *HAC* alcance un escurrimiento igual a cero. Debido a que esto no es medible en la práctica, los autores estimaron t_0 en base al tiempo necesario para que el escurrimiento inicial, que caracteriza al *HAC*, decaiga hasta 400 mm. Así, los autores determinaron t_0 a partir de la Ecuación 2.25.

$$t_0 = t_{400} \left(\frac{E_i \text{ (mm)}}{E_i \text{ (mm)} - 400 \text{ mm}} \right) \quad 2.25$$

Donde:

t_{400} : Tiempo que transcurre hasta que el ensayo de escurrimiento alcanza un valor de 400 mm.

E_i : Resultado del ensayo de escurrimiento inicial (mm).

Otros parámetros para medir la capacidad de floculación del hormigón pueden ser también utilizados para determinar t_0 , como por ejemplo los parámetros expuestos por Assaad et al. (2009).

De esta manera, Gardner et al. (2012) determinaron la máxima presión lateral ejercida por el HAC como una función del tiempo transcurrido desde que el hormigón es vertido en el encofrado, según se expresa en la Ecuación 2.26, la cual es válida solo para $t < t_0/2$.

$$P_h = wR \left(t - \frac{t^2}{2t_0} \right); t < \frac{t_0}{2} \quad 2.26$$

Donde:

P_h : Máxima presión lateral contra las paredes del encofrado.

w : Densidad del hormigón.

R : Velocidad de llenado.

t : Tiempo transcurrido desde que empezó el llenado.

Si $t > t_0/2$, entonces el modelo se reduce a la Ecuación 2.27

$$P_{max} = \frac{wRt_0}{2} \quad 2.27$$

Cabe destacar que los autores señalaron que para poder validar el método y recomendar su utilización son necesarios datos experimentales adicionales, en particular en encofrados de grandes alturas.

Sin embargo, Gardner (2014) modificó dicho modelo, considerando el tiempo de comienzo de fraguado. El autor propuso la determinación de la presión lateral a partir de la Ecuación 2.28.

$$P_h = wH \left(1 - \frac{t_H}{t_E} \right) \quad 2.28$$

Donde:

t_H : Tiempo que se tarda en llenar una altura H .

t_E : Tiempo de fraguado.

Gardner (2014) recomendó considerar tiempos de inicio de fraguado entre 5 y 7 horas en el caso de mezclas que presenten fraguados acelerados y entre 7 y 10 horas para mezclas normales, determinándolos según lo establecido por la DIN 18218 (2010). Además, los autores destacaron que estas consideraciones no son válidas en caso de bajas temperaturas, o cuando se utilizan aditivos retardadores del fraguado. Cabe destacar que es necesario considerar el tipo de HRWRA que se ha utilizado, ya que a veces pueden generar retardos en los tiempos de fraguados.

2.2.1.12 Santilli y Puente (2013)

Santilli y Puente (2013) desarrollaron un modelo estadístico para HV , cuya aplicación se podría extender a HAC , en base a datos experimentales recopilados de la bibliografía y otros obtenidos por los mismos autores. Como se muestra en la Figura 2.8, el modelo propone una envolvente bilineal de la presión lateral, válida para alturas superiores a 2 m. El valor de la máxima presión lateral se determina a partir de la Ecuación 2.29.

$$P_h = K\gamma H \quad 2.29$$

Donde:

P_h : Máxima presión lateral contra las paredes del encofrado.

K : Coeficiente que depende de las variables que influyen en el problema.

γ : Peso específico del hormigón.

H : Altura de la pieza a realizar.

Los autores propusieron un valor de K siempre inferior a la unidad, asegurando de esta manera que la predicción del modelo nunca resulte mayor a la distribución hidrostática de un líquido de densidad igual a la del hormigón, la cual sería la opción más conservadora. El cálculo de dicho coeficiente se realiza mediante la Ecuación 2.30 y se basa en las siete variables que los autores consideraron más influyentes en el valor de la máxima presión lateral.

$$K = K_R K_\alpha K_H K_T K_d K_C K_{ST} \quad 2.30$$

Donde:

K : Coeficiente a aplicar en la Ecuación 2.29.

K_R : Coeficiente de corrección por velocidad de llenado.

K_α : Coeficiente de corrección por consistencia de la mezcla.

K_H : Coeficiente de corrección por altura de la pieza a realizar.

K_T : Coeficiente de corrección por temperatura del hormigón.

K_d : Coeficiente de corrección por dimensión mínima de la sección transversal.

K_C : Coeficiente de corrección por composición del cemento.

K_{ST} : Coeficiente de corrección por tamaño de la sección transversal (columnas, paredes o grandes volúmenes de hormigón).

El orden de las variables se seleccionó en función de la adecuación de cada una como predictor de la máxima presión lateral. Las dos variables discretas se analizaron en último lugar. Finalmente, los autores determinaron que, en todos los casos, los coeficientes K_i deben ser inferiores a 1'0 y superar los valores mínimos expresados en la Tabla 2.11.

Coficiente.	Valor mínimo
K_R	0'64
K_a	0'81
K_H	0'77
K_T	0'92
K_d	0'94

Tabla 2.11 Valores mínimos de los coeficientes K_i .

La composición del cemento no puede expresarse como una variable continua por lo que el factor de corrección K_C se determina de forma discreta. Para ello, se clasifican los diferentes tipos de cementos en tres grupos, considerado como base lo propuesto por la norma UNE-EN 197-1 (2011), donde:

- El grupo A está formado por los cementos Portland (CEM I) sin aditivos o con cualquier aditivo a excepción de retardadores del fraguado, plastificantes o superplastificantes con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua.
- El grupo B está formado por los cementos Portland (CEM I) con retardadores de fraguado, plastificantes o superplastificantes utilizados para aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua. También se encuentran dentro de este grupo los cementos Portland mixtos (CEM II) y los cementos de alto horno (CEM III) con cualquier aditivo a excepción de retardadores del fraguado, plastificantes o superplastificantes con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua, o sin aditivos.
- El grupo C está formado por los cementos Portland mixtos (CEM II) y los cementos de alto horno (CEM III) con retardadores de fraguado, plastificantes o superplastificantes utilizados con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua. También se encuentran dentro de este grupo los cementos puzolánicos (CEM IV) y los cementos compuestos (CEM V) con cualquier aditivo o sin aditivos.

La Tabla 2.12 resume los valores del coeficiente K_C para cada uno de los grupos planteados.

Grupo	Coefficiente K_C
Grupo A	0'90
Grupo B	0'95
Grupo C	1'00

Tabla 2.12 Determinación del coeficiente K_C .

De igual manera sucede al considerar el factor de corrección debido a la sección transversal. Dado que ésta no se puede expresar como variable continua, el factor de corrección K_{ST} se ha determinado en forma discreta, a partir de la división en dos grupos: uno formado por columnas y otro por paredes y grandes volúmenes de hormigón. La Tabla 2.13 presenta el valor del coeficiente K_{ST} para los dos grupos considerados.

Sección	Coefficiente K_{ST}
Columnas	1'00
Paredes o grandes volúmenes	0'95

Tabla 2.13 Determinación del coeficiente K_{ST} .

Los autores concluyeron que el modelo propuesto es sencillo de aplicar y presenta una muy buena correlación con los valores experimentales, sobre todo para elevadas velocidades de llenado, y tal vez podría ser extrapolado para hormigones autocompactantes. Para este tipo de hormigones, presenta la ventaja de no necesitar la realización de un ensayo reológico para determinar la evolución de la tensión de fluencia en el tiempo o la tixotropía de la mezcla, como sucede en los otros modelos detallados anteriormente, a excepción del que considera la envolvente de la presión hidrostática. Tiene la ventaja que, debido a su formulación, permite agregar coeficientes K_i que evalúen en forma precisa la influencia de un determinado parámetro en la presión lateral del hormigón. Los autores achacan la diferencia entre el modelo propuesto y los datos experimentales a que no se han considerado todas las variables que influyen en el problema. Ejemplos de éstas son: variables relacionadas con la dosificación de la mezcla (tamaño máximo del árido, cantidad de agua, contenido de cemento, etc.), evolución de la tensión de fluencia y tiempo transcurrido entre el contacto agua/cemento y el vertido en el encofrado, entre otras.

2.2.2 Base de datos experimentales realizados por otros autores.

A continuación, se presenta una recopilación de los datos experimentales obtenidos por otros autores en los últimos 15 años para hormigón autocompactante, incluido cuando el hormigón se vierte desde la parte superior del encofrado o en caso que este sea bombeado desde la parte inferior del mismo.

Se presentan un total de 137 datos, de los cuales 131 corresponden al caso en que el *HAC* es vertido desde la superficie, y los restantes 6 son estudios en los cuales el hormigón es bombeado desde el fondo. Los investigadores determinan la presión lateral del hormigón en un conjunto discreto de puntos a partir de la instrumentación de diferentes encofrados. En la mayoría de los casos, si bien la envolvente es determinada por un conjunto discreto de puntos, la presión se mide de manera continua en el tiempo, para estudiar tanto el valor máximo, como su evolución en el tiempo, y el tiempo necesario para su estabilización.

Como se ha explicado anteriormente, la estimación de la máxima presión lateral para realizar el diseño de encofrados verticales, debe ser realizada preferentemente a partir de modelos empíricos. Por lo tanto, el análisis de los datos experimentales disponibles en la bibliografía es útil para discutir la adecuación de los modelos presentados en la Sección 2.2.1 de esta tesis.

2.2.2.1 *HAC* vertido desde la superficie del encofrado

En esta Sección se describe la base de datos experimentales que se obtuvo recopilando resultados obtenidos por diferentes autores que midieron la máxima presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado vertical, cuando el *HAC* es vertido desde la parte superior del encofrado, para diferentes dosificaciones de *HAC*, diferentes características de los encofrados y diversas condiciones de llenado.

El CEBTP (1999), mediante un estudio realizado en campo, evaluó la presión lateral ejercida por el *HAC* sobre encofrados de 12 m de alto, 2'0 m de largo y 0'34 m de ancho. El *HAC* estudiado presentaba una consistencia de 700 mm, según el ensayo de escurrimiento, y una relación *A/C* igual a 0'46, y fue vertido a 10 m/h desde la parte superior del encofrado. En estos ensayos, la presión lateral máxima apareció en la base del encofrado y correspondió a un valor equivalente al 65% de la presión hidrostática.

Proske y Graubner (2002) realizaron once columnas de 4'0 m de alto y con sección cuadrada de 0'3 m de lado. Los autores dividieron los ensayos en tres series para estudiar la influencia en la presión máxima sobre las paredes del encofrado de: la velocidad de llenado, la consistencia de la mezcla y la presencia de

armadura. Así mismo, en todos los casos las presiones máximas obtenidas resultaron inferior a la hidrostática.

Leemann y Hoffmann (2003) instrumentaron encofrados de 2'7 m de alto, 0'75 m de largo y 0'2 m de ancho, que fueron llenados a velocidades de 8'0 m/h, con distintas dosificaciones de hormigones autocompactantes de diferentes consistencias. Los autores obtuvieron resultados de presiones máximas que variaron entre un 87% y 90% de la presión hidrostática.

Assaad et al. (2003b) estudiaron en laboratorio la influencia de la tixotropía en la máxima presión lateral resultante en una columna circular de 2'1 m de altura y 0'2 m de diámetro. Para esto, los autores realizaron dos dosificaciones de HAC: una con aditivos retardadores del fraguado y la otra con aditivos aceleradores del fraguado. Las mezclas fueron preparadas con tres cementos diferentes. En todos los casos la relación A/C se fijó en 0'42 y en el ensayo de escurrimiento se obtuvieron resultados de 650 ± 10 mm. Los ensayos presentaron en todos los casos, un valor de presión lateral máxima inferior a la presión hidrostática, pero superior al 90% de la misma.

Khayat et al. (2005) utilizaron dos tipos de columnas para estudiar la influencia en la máxima presión lateral de las dimensiones transversales del encofrado y la velocidad con la cual es vertido el hormigón dentro de los mismos. Los autores eligieron columnas de 3'6 m de alto y 0'92 m de diámetro, y columnas de 2'1 m de altura y 0'2 m de diámetro. En el primer caso, las columnas fueron llenadas a velocidades de vertido de 10 m/h, mientras que en el segundo caso, las columnas fueron llenadas a velocidades de vertido de 10 m/h y 25 m/h.

Billberg et al. (2005) estudiaron la presión ejercida por el HAC en siete columnas de 3'0 m de alto, 3'38 m de largo y 0'3 m de ancho. Los autores llenaron los encofrados con dos mezclas diferentes de HAC a velocidades comprendidas entre 0'8 y 2'3 m/h. Para ambas dosificaciones, la cantidad de cemento se estableció en 400 kg/m^3 y se modificó la cantidad de filler para compensar las variaciones de las relaciones A/C.

Ese mismo año, Tejeda-Dominguez et al. (2005) ejecutaron tres columnas para estudiar la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre el encofrado. La primera columna era de 8'53 m de alto, 24'38 m de largo y 1'52 m de ancho, la segunda presentaba la misma sección transversal que la primera pero la altura era de 3'96 m, y la tercera columna era de 6'6 m de altura, 24'3 m de largo y 0'3 m de ancho. Los autores midieron también la presión lateral ejercida por el HAC en una columna circular de 3'26 m de alto y 0'609 m de diámetro.

Assaad y Khayat (2005a) evaluaron el efecto de la cantidad de árido grueso presente en la mezcla en el valor resultante de la presión lateral obtenida en una columna de 0'2 m de diámetro y 2'8 m de altura. Los autores estudiaron siete dosificaciones distintas, en las que fueron variando la relación entre el peso de la arena y el peso total de los áridos desde 0'3 hasta 1'0. Las máximas presiones obtenidas variaron entre un 77% y 99% de la presión hidrostática.

También Assaad y Khayat (2005b) analizaron el efecto de la cantidad de cemento por metro cúbico en el desarrollo de la presión de poros y en la velocidad de decaimiento de la presión lateral, así como su variación en el tiempo en edades tempranas. Para ello, los autores realizaron diez mezclas diferentes con cementos de tipo CEM II, CEM III y CEM IV. En todos los casos, determinaron la consistencia inicial, la cantidad de contenido de aire, la densidad de la mezcla, la temperatura, y la relación h_2/h_1 proveniente del ensayo de la caja en L descrito en la norma UNE-EN 12350-10 (2011). Los encofrados eran columnas circulares de 1'1 m de alto y 0'2 m de diámetro con tres sensores ubicados a 50, 250 y 450 mm de la base del encofrado.

Además, Khayat y Assaad (2006), analizaron el efecto de las diferentes proporciones de la mezcla en la tixotropía y en el valor de la máxima presión lateral para columnas de PVC de 0'2 m de diámetro y 2'8 m de altura. Los autores concluyeron que el valor de la máxima presión lateral depende de la tixotropía de la mezcla, y ésta de las proporciones de los componentes en la mezcla.

Uno de los parámetros que estudiaron Khayat y Assaad (2006) fue la relación A/C . Para ello, realizaron tres mezclas con relaciones A/C de 0'36, 0'40, y 0'46. Dependiendo de la relación A/C , los autores fijaron la cantidad de aditivo regulador de la viscosidad para poder eliminar el exudado, y reducir así, el riesgo de segregación. En los casos de HAC con baja relación A/C no se añadió el aditivo regulador de la viscosidad.

Assaad y Khayat (2006a) estudiaron el efecto de la temperatura y la velocidad de llenado en la envolvente de la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes de columnas circulares de 0'2 m de diámetro, y 1'1 m y 2'8 m de altura. En el caso de las columnas de 2'8 m de altura, se ubicaron 5 sensores a 50, 250, 450, 850 y 1450 mm de la base del encofrado. Las diferentes mezclas fueron realizadas con CEM III y llenadas a temperaturas de 10, 22 y 30°C, mientras que la velocidad de llenado varió desde 5 m/h a 25 m/h.

Utilizando los mismos encofrados que Khayat y Assaad (2006), Assaad y Khayat (2006b) estudiaron el efecto de la consistencia de la mezcla en la presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado. Para ello, los autores utilizaron

seis dosificaciones diferentes, variando la cantidad y el tipo de aditivos. El resultado del ensayo de escurrimiento varió entre 220 mm y 750 mm. Para todas las mezclas se utilizó una relación de 0'46 entre el peso de la arena y el peso total de los áridos y la relación *A/C* se fijó en 0'4. Las presiones máximas variaron, según las condiciones, entre un 75% y 98% del valor de la presión hidrostática.

Asimismo, Assaad y Khayat (2006c) realizaron doce mezclas diferentes de *HAC* para estudiar el efecto de los aditivos en la tixotropía de la mezcla y en la presión lateral resultante, utilizando de nuevo el mismo encofrado.

Leemann et al. (2006) investigaron la influencia de los métodos de llenado, de la consistencia de la mezcla y de la proporción de los componentes, en la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre tres columnas de 2'7 m de altura, 0'75 m de largo y 0'2 m de ancho, vertiendo el hormigón desde la superficie del encofrado. Los autores realizaron tres mezclas con diferentes relaciones *A/C*.

Giammatteo et al. (2007) determinaron experimentalmente la máxima presión lateral ejercida por dos dosificaciones diferentes sobre las paredes de dos encofrados rectangulares de diferentes dimensiones: una columna de 6'0 m de alto, 0'5 m de largo y 0'3 m de ancho y una pared de 9'0 m de alto, 2'5 m de largo y 0'3 m de ancho.

Posteriormente, Khayat y Assaad (2008), siempre con los mismos encofrados, estudiaron la presión ejercida por el *HAC* para diferentes tipos de *HRWRA* y diferentes combinaciones de aditivos. De esta manera, realizaron 17 mezclas con distintos grados de tixotropía para estudiar la influencia de la misma en la máxima presión lateral. Todas las mezclas contenían la misma cantidad de cemento por metro cúbico (450 kg/m³) y en todas ellas la relación entre el peso de la arena y el peso de todos los áridos era de 0'46. Respecto a la relación *A/C*, los autores decidieron fijarla en 0'36 y 0'40, para las mezclas que no contenían aditivos reguladores de la viscosidad y las que sí lo hacían, respectivamente. Los autores determinaron la máxima presión lateral mediante cinco sensores ubicados a diferentes alturas del encofrado: 50, 250, 450, 850 y 1550 mm desde la base.

Khayat (2009) analizó la variación de la máxima presión lateral sobre los encofrados verticales con objeto de demostrar la influencia de la velocidad de llenado. Para ello, el autor empleó tres mezclas diferentes para llenar columnas circulares de 3'66 m de alto y 0'56 m de diámetro a velocidades de vertido comprendidas entre 2 y 22 m /h.

Kwon et al. (2011) realizaron columnas circulares de 0'18 y 0'28 m de diámetros y 1'8 m de alto, con una única dosificación de *HAC*. De esta manera, los autores buscaron estudiar el efecto que tiene la fricción entre el hormigón y

las paredes del encofrado, en la máxima presión lateral y su evolución en el tiempo.

Beitzel (2010) estudió la presión lateral ejercida por el *HAC* en una columna de 3'0 m de altura, 1'25 m de largo y 0'3 m de ancho, para velocidades de vertido de 15 y 30 m/h.

McCarthy et al. (2012) estudiaron el efecto de utilizar altas y bajas velocidades de vertidos (3 y 80 m/h) para dos mezclas de *HAC* distintas, en un encofrado de 8'0 m de altura con una sección transversal cuadrada de 0'5 m de lado. Los autores destacan que si bien la presión máxima ejercida por el *HAC* es mayor que en el caso de un *HV*, en ningún caso se superó el 90% de la presión hidrostática.

Ese mismo año, Gardner et al. (2012) publicaron los resultados obtenidos en su campaña experimental realizada en Charleston, London, Peterborough y Toronto, en Canadá, en donde midieron la presión lateral ejercida por mezclas de *HAC* vertidas a diferentes velocidades en cuatro encofrados distintos.

Un caso interesante es el estudio realizado por Billberg et al. (2014), ya que su campaña experimental tiene el fin de validar los diferentes modelos empíricos realizados para la predicción de la máxima presión lateral. Para ello, los autores realizaron ocho columnas experimentales de diferentes secciones, las cuales fueron llenadas a diferentes velocidades de vertido. En este trabajo, también se presentan de manera detallada los resultados de presiones obtenidos, en conjunto con los resultados provenientes del ensayo de escurrimiento y de diferentes ensayos reológicos que se realizaron para cada una de las mezclas.

2.2.2.2 HAC bombeado desde la base del encofrado.

Se han discriminado la descripción de los datos recopilados para hormigón vertido desde la superficie del encofrado a cuando éste es bombeado desde la parte inferior del mismo ya que, según lo afirmado por Leemann et al. (2006), en este último caso, la bomba tiene que superar el peso del hormigón en el encofrado, y por lo tanto, la presión lateral podría el valor de la hidrostática.

Asimismo, Gardner (1984) estableció que si el hormigón es bombeado desde el fondo del encofrado, los paneles del encofrado deben ser diseñados para soportar una distribución hidrostática.

Los datos experimentales recopilados para los casos que el *HAC* fue bombeado desde la base del encofrado son los suministrados por Ovarlez y Roussel (2006) y Leemann et al. (2006).

Ovarlez y Roussel (2006) estudiaron la presión lateral ejercida por el HAC inyectado a 21´4 m/h desde la parte inferior de un encofrado de 10´0 m de alto, 5´44 m de largo y 0´2 m de ancho. Los autores instrumentaron el encofrado con sensores ubicados a 0´55 m, 1´95 m y 3´36 m por encima de la base del mismo, observando en todos los casos una presión equivalente a la hidrostática correspondiente a la altura en donde estaba ubicado el sensor.

Por otro lado, Leemann et al. (2006) investigaron la influencia del método de llenado, de la consistencia de la pasta, y de la proporción de la mezcla en la presión lateral ejercida por el hormigón fresco. Los autores midieron la presión lateral en el caso de que el hormigón sea bombeado desde el fondo del encofrado de una columna de 4´9 m de altura, 4´7 m de largo, y 0´25 m de ancho, a una velocidad de 18´8 m/h, observando que la presión lateral máxima sobrepasaba la presión hidrostática en un 10%.

Esto se explica por la incapacidad del hormigón de flocular cuando no puede permanecer en reposo debido al bombeo. Además, el límite elástico de un HAC cuando es bombeado desde la parte inferior del encofrado, permanece muy bajo y no hay tensiones verticales que puedan soportar parte del peso propio. Por lo tanto, como se comprueba en los datos experimentales, la presión lateral cuando el hormigón es bombeado desde el fondo del encofrado, resultará igual o mayor que la presión hidrostática.

2.3 TIEMPOS MÍNIMOS DE DESENCOFRADO

Para poder realizar un estudio sobre los tiempos mínimos de desencofrado cuando se utiliza hormigón autocompactante, es necesario recopilar los valores de tiempos mínimos de desencofrado propuestos por las diferentes normativas y los diferentes autores en la bibliografía.

Son varios los autores que proponen métodos para el cálculo del tiempo mínimo de desencofrado en el caso de utilizar encofrados horizontales; no tantos los que estudian el desencofrado de elementos verticales. Para realizar la revisión, se procedió a discriminar los tiempos de desencofrado según se trate de elementos verticales o elementos horizontales, ya que según lo establecido por Hurst (1983) son problemas diferentes a causa de las deformaciones que puede sufrir cada uno de los elementos. En este caso, se estudiará en mayor profundidad el desencofrado de elementos verticales, ya que es el tema de interés de esta tesis doctoral.

Por lo general, la solución más económica es retirar el encofrado tan pronto como sea posible, siempre que el hormigón tenga la resistencia suficiente

para soportar la carga ejercida en el desencofrado. No obstante, debe considerarse que el desencofrar de manera prematura, si bien reduce costos debidos a los tiempos muertos que ocurren entre el llenado y el desencofrado, puede generar daños en la pieza de hormigón, por lo que una eliminación prematura podría implicar un coste mayor en forma de trabajos de reparación.

2.3.1 Elementos verticales

En términos generales, el tiempo mínimo para la eliminación del encofrado depende de la resistencia del hormigón y de la carga a la que el hormigón será sometido durante el desencofrado. Harrison (1983) determinó que el parámetro clave para evaluar el tiempo necesario para la eliminación del encofrado es la resistencia característica a la compresión del hormigón.

Según Murdock y Blackledge (1968) el tiempo mínimo para remover el encofrado de una pieza vertical (columna o pared) puede variar entre 12 horas y 4 días, dependiendo de la temperatura y del tipo de cemento. Este plazo puede aumentar a 7, o incluso 14 días, en el caso que se desee desencofrar un elemento horizontal (losa o viga) donde las luces son mayores y se requiere un mayor desarrollo de resistencia y rigidez. Los autores establecieron que dichos valores pueden resultar conservadores en casos donde las mezclas contengan una mayor cantidad de cemento o casos donde los elementos sean fabricados con cemento de alta resistencia inicial.

2.3.1.1 Normativa Española EH-68 (1968) hasta EHE-08 (2008).

La norma española EHE-08 (2008) estudia los tiempos de desencofrados de manera similar a la estudiada en sus versiones iniciales. En el Artículo 20 de su edición EH-68 (1968), estableció que el desencofrado no se realizará hasta que el hormigón no haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado.

En caso de tratarse de obras de importancia, y donde no exista experiencia de casos análogos, o cuando se observen daños que presenten alta posibilidad de derivar en una fisuración permanente, la norma establece que será conveniente la realización de ensayos de información para estimar la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado. En su actual versión, EHE-08 (2008), los ensayos se describen en el Artículo 86. En el caso de hormigones autocompactantes, los ensayos se detallan en el Anejo 17 de la EHE-08 (2008).

En todas las ediciones de la normativa española, incluso hasta su actual versión, se han mantenido como plazos mínimos recomendados para la remoción de encofrados verticales, los valores que se detallan en la Tabla 2.14.

Temperatura superficial del hormigón (°C)	≥ 24°	16°	8°	2°
<i>Encofrado Vertical</i>	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
<i>Losas</i>				
<i>Fondos de encofrado</i>	2 días	3 días	5 días	8 días
<i>Puntales</i>	7 días	9 días	13 días	20 días
<i>Vigas</i>				
<i>Fondos de encofrado</i>	7 días	9 días	13 días	20 días
<i>Puntales</i>	10 días	13 días	18 días	28 días

Tabla 2.14 Plazos mínimos de desencofrado recomendados por la EHE-08 (2008)

La EHE-08 (2008) establece que los valores son sugerencias válidas para el caso que se haya utilizado cemento de endurecimiento normal y que en caso de producirse períodos de helada durante el endurecimiento del hormigón, los valores de la Tabla 2.14 deberán incrementarse. En hormigones de alta resistencia, debido a los aditivos empleados, se pueden producir retardos de fraguados respecto a hormigones convencionales. Por esta razón, debe tenerse especialmente en cuenta esta circunstancia al determinar el tiempo mínimo necesario para desencofrar.

En el caso de encofrados especiales, como los deslizantes, o la utilización de procedimiento de curado acelerado, la EHE-08 (2008) permitirá la reducción de los períodos recomendados. Así mismo, dichos períodos podrán ser incrementados en el caso de que existan condiciones especiales que requieran la limitación de la fisuración a edades tempranas (por ejemplo, elementos de diferentes espesores o temperaturas) o que hagan necesario reducir las deformaciones por fluencia.

Casinello (1974) además de señalar, como la Instrucción Española EHE-08 (2008), la conveniencia de realizar ensayos de información cuando se trate de obras de importancia y de mantener que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio, destaca como factores más importantes a tener en cuenta para establecer los plazos de desencofrado: el tipo, clase y categoría del cemento empleado y las condiciones de temperatura y humedad. Propone, en general, como plazos medios de tiempos de desencofrado los valores que se presentan en la Tabla 2.15 para temperaturas mayores a 5°C.

Tipo de Cemento	Pilares y muros	Vigas	Forjados, losas y placas.
<i>Portland 450-550</i>	0'5	14	14
<i>Portland 350 PAS</i>	2	21	21
<i>Siderúrgico puzolánico.</i>	2	28	28

Tabla 2.15. Plazos medios de desencofrado, en días, para $T > 5^\circ$, propuesto por Casinello (1974).

2.3.1.2 CP110 (1972) hasta BS8110-1 (1997).

La Normativa Británica CP 110 (1972) estipula que en circunstancias particulares, donde el encofrado deba ser retirado a edad temprana, el hormigón debe alcanzar una resistencia a la compresión correspondiente al doble de la que se espera ejercer en el momento de desencofrar. La norma establece que dicha resistencia a la compresión se puede determinar a partir del ensayo de probetas cilíndricas detallado en la UNE-EN 12390-3 (2009) o por medio de ensayos no destructivos, como es el que se realiza con el martillo "*Schmidt*" detallado en la norma ASTM C 805 (2008).

Además, la Normativa ACI recomienda que la evaluación de la resistencia del hormigón se puede representar mediante el ensayo de probetas cilíndricas curadas en campo bajo las mismas condiciones que la pieza a desencofrar u otros procedimientos aprobados, tales como el "*pull out test*" según la ASTM C 900 (2006), o la determinación de la resistencia a la penetración descrita en la ASTM C 803 (2003) o los coeficientes de maduración detallados en la ASTM C 1074 (2004).

La norma británica BS 8110-1 (1997) mantiene los criterios ya considerados en su versión anterior CP 110 (1972), en donde estableció que el tiempo necesario para que el encofrado pueda ser retirado estará influido por la resistencia y las tensiones en el hormigón en cualquier etapa del período de construcción y durante el curado del mismo. En caso de no disponer información sobre los plazos de desencofrado, la norma propone un plazo mínimo para el desencofrado de elementos de hormigón fabricado con cemento portland normal o cemento portland sulfo-resistente, en el cual el tiempo de desencofrado depende de la temperatura de la superficie del hormigón según se observa en la Tabla 2.16.

Tipo de encofrado	Temperatura de la superficie del hormigón	
	≥16°C	0°C ≤ T ≤ 16°C
<i>Encofrado vertical para muro y pilares</i>	12 horas	$\frac{300}{(T + 10)}$ (horas)
<i>Encofrados inferiores de losas</i>	4 días	$\frac{100}{(T + 10)}$ (días)
<i>Encofrados inferiores de vigas y puntales de losa</i>	10 días	$\frac{250}{(T + 10)}$ (días)
<i>Puntales de viga</i>	14 días	$\frac{360}{(T + 10)}$ (días)

Tabla 2.16 Tiempos de desencofrado según la BS 8110-1 (1997)

Como puede observarse, la norma británica BS 8110-1 (1997) establece criterios de desencofrado muy similares a los de la normativa española EHE-08 (2008) para el caso de encofrados verticales, a excepción de cuando este se encuentre a bajas temperaturas. Así mismo, indica que si no se puede conocer la temperatura de la superficie del hormigón, se puede considerar la temperatura del aire y que los valores expuestos en la Tabla 2.16 no deben ser considerados si se emplean métodos de curado acelerado o encofrados deslizantes. Además, señala que pueden adoptarse períodos más cortos de desencofrado, si se determina el valor de la resistencia a la compresión del hormigón mediante ensayos de probetas curadas en las mismas condiciones que el elemento a desencofrar. Por otro lado, establece que un elemento sometido a flexión y hormigonado in situ, no debe ser desencofrado hasta que la resistencia a la compresión del hormigón sea al menos de 10 MPa o dos veces el valor de la tensión a la cual estará sometido, previendo que el desencofrado en ese momento generará una flecha admisible.

Finalmente, la norma BS 8110-1 (1997) ofrece la alternativa de poder utilizar, en el caso de elementos horizontales, los tiempos de desencofrado descritos por el informe de Harrison (1995) en Ciria Report 136, el cual sugiere tiempos mínimos de desencofrado según el tipo de cemento, la resistencia del hormigón, las dimensiones del encofrado, el tipo de encofrado, la temperatura del hormigón y la temperatura media del aire.

2.3.1.3 CEB (1976) hasta CEB-FIP (1990).

El manual CEB (1976) señala en su Artículo 6.6 que los encofrados verticales de muros, pilares o laterales de vigas, deben mantenerse hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente para soportar sin daños las tensiones debidas al desencofrado. Además, si existe riesgo de helada, el hormigón deberá tener una resistencia suficiente para soportar sin daños la misma. Afirma también

que los estudios realizados sobre desencofrados de estructuras a edades tempranas, permiten concluir que los encofrados verticales se pueden retirar cuando el hormigón tenga una resistencia de 20 MPa en el caso de probetas cúbicas de 150 mm de lado, o de 25 MPa en el caso de probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, siempre que estas hayan sido curadas en las mismas condiciones que las piezas a desencofrar.

Este manual señala, además, que el plazo para que el hormigón adquiera la resistencia necesaria para el desencofrado dependerá entre otros factores de: las dimensiones transversales de la pieza, del tipo de cemento, de la temperatura de puesta en obra del hormigón, y de la temperatura ambiente. Además, el manual CEB (1976) recomienda que el tiempo mínimo para el desencofrado de vigas y de losas puede ser determinado por la carga útil que se aplica sobre el hormigón a edad temprana, en relación a la resistencia característica alcanzada por el mismo en el momento del desencofrado. Se debe garantizar, en definitiva, que el elemento horizontal no se dañe y su capacidad en servicio no se vea afectada por la presencia de microfisuras en la estructura.

El Código Modelo CEB-FIP (1990) presenta el tema de desencofrado, en su Artículo 11.9, basándose en la publicación del CEB (1976), en donde expone que los encofrados se mantendrán hasta que el hormigón posea la resistencia suficiente para soportar tensiones y deformaciones a las que pueda estar sometidos (con un margen de seguridad aceptable). La normativa sugiere los tiempos mínimos de desencofrado que se detallan en la Tabla 2.17, según la tipología del elemento estructural.

Temperatura superficial del hormigón (°C)	≥ 24°	16°	8°	2°
<i>Encofrado Vertical</i>	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
<i>Losas</i>				
Fondos de encofrado	3 días	4 días	6 días	10 días
Puntales	7 días	10 días	15 días	25 días
<i>Vigas</i>				
Fondos de encofrado	7 días	10 días	15 días	25 días
Puntales	10 días	14 días	21 días	36 días

Tabla 2.17 Tiempos de desencofrado según el Código Modelo CEB-FIP (1990).

Señala también, al igual que el CEB (1976), que se deberán incrementar los tiempos de desencofrado si se producen heladas durante el endurecimiento del hormigón o si se quiere limitar la fisuración o las deformaciones, y que se podrán reducir en caso de utilizar métodos de curado acelerado o encofrados deslizantes.

Según puede observarse en la Tabla 2.14 y Tabla 2.17, tanto la EHE-08 (2008) como el Código Modelo CEB-FIP (1990) presentan los mismos tiempos mínimos necesarios para desencofrar en el caso de elementos verticales. En el caso de elementos horizontales, la norma española EHE-08 (2008) es menos conservadora.

2.3.1.4 DIN 1045 (1988) hasta DIN 1045 (2012).

Por su parte, la norma alemana DIN 1045, en su versión del año 1988, expone en el Artículo 12.3, que el encofrado no deberá ser retirado hasta que el hormigón no haya alcanzado la resistencia necesaria, con el nivel de seguridad especificado, para soportar todas las cargas correspondientes al desencofrado. Para ello, determina los tiempos mínimos de desencofrado según diferentes tipos de cemento, siempre que la temperatura desde que se haya hormigonado el elemento no sea inferior a 5°C, tal cual se detalla en la Tabla 2.18.

Tipo de encofrado	Tipos de cemento			
	S25	L35	F35/L45	F45/L55
<i>Encofrado vertical de muros y pilares</i>	4	3	2	1
<i>Fondos de encofrado</i>	10	8	5	3
<i>Puntales para vigas</i>	28	20	10	6

Tabla 2.18. Tiempo de desencofrado propuesto por la DIN 1045 (1988) (días)

Según esta normativa, los tipos de cemento se clasifican según los componentes adicionales que acompañan al Clinker y la numeración corresponde al porcentaje en masa de este componente en el Clinker. Es decir:

- S: corresponde al cemento portland con escoria de alto horno, en general para hormigones pobres y de baja resistencia.
- L: corresponde a cemento portland con restos calcáreos dentro de la masa del Clinker, para hormigones de media a baja resistencia.
- F: corresponde a cemento portland con ceniza volante calcárea, para hormigones de media a alta resistencia.

La norma DIN 1045 señala, además, que los períodos de desencofrado que se describen en la Tabla 2.18 deberán ser aumentados e incluso duplicados, si la temperatura durante el período de endurecimiento del hormigón estuviera la mayor parte del tiempo por debajo de 5°C, y que en caso de producirse heladas durante el período de endurecimiento del hormigón, el tiempo necesario para desencofrar deberá prolongarse por un tiempo igual a la duración de la helada.

Por último, indica que puede ser determinante al establecer el tiempo de desencofrado la necesidad de reducir o eliminar la formación de fisuras y deformaciones tanto instantáneas como las debidas a la fluencia.

En el año 2012, se publicó una actualización de dicha norma, DIN 1045-3 (2012), que presenta tiempos mínimos de desencofrado dependiendo de las clases de exposición del elemento y la velocidad con la que se desarrolla la resistencia del hormigón (r), la cual se define según la Ecuación 2.31. Los valores sugeridos se detallan en las Tabla 2.19.

$$r = \frac{f_{c2}}{f_{c28}} \quad 2.31$$

Donde:

f_{c2} : Resistencia a la compresión a los dos días.

f_{c28} : Resistencia característica a la compresión del hormigón.

Temperatura de la superficie θ (°C)	Velocidad de desarrollo de resistencia del hormigón (r)			
	Rápida ($r \geq 0'50$)	Media ($0'50 > r \geq 0'30$)	Lenta ($0'30 > r \geq 0'15$)	Muy lenta ($0'15 > r$)
$\theta \geq 25$	1	2	2	3
$25 > \theta \geq 15$	1	2	4	5
$15 > \theta \geq 10$	2	4	7	10
$10 > \theta \geq 5$	3	6	10	15

Tabla 2.19. Tiempos mínimos de desencofrado, en días, propuestos por la DIN 1045-3 (2012) para todas las clases de exposición excepto para las exposiciones X0, XC1 y XM.

Donde:

X0: Exposición sin riesgo de daños o corrosión.

XC1: Exposición con riesgo de corrosión de las armaduras a causa de la carbonatación: en ambiente seco o permanentemente húmedo.

XM: Exposición con riesgo de corrosión del hormigón debida al desgaste mecánico.

Además, la DIN 1045-3 (2012) establece que para las clases de exposición XC2, XC3, XC4 y XF1, los tiempos mínimos para desencofrar serán definidos de acuerdo a la Tabla 2.20 en lugar de considerarse la Tabla 2.19.

Temperatura del hormigón fresco en el momento del hormigonado la superficie θ_{fb} (°C)	Velocidad de desarrollo de resistencia del hormigón (r)		
	Rápida ($r \geq 0'50$)	Media ($0'50 > r \geq 0'30$)	Lenta ($0'30 > r \geq 0'15$)
$\theta_{fb} \geq 15$	1	2	4
$15 > \theta_{fb} \geq 10$	2	4	7
$10 > \theta_{fb} \geq 5$	4	8	14

Tabla 2.20. Tiempos mínimos de desencofrado, en días, propuestos por la DIN 1045-3 (2012) para las exposiciones XC2, XC3, XC4 y XF1.

Donde:

XC2: Exposición con riesgo de corrosión de las armaduras a causa de la carbonatación: en ambiente mojado y rara vez seco.

XC3: Exposición con riesgo de corrosión de las armaduras a causa de la carbonatación: en ambiente de humedad moderada.

XC4: Exposición con riesgo de corrosión de las armaduras a causa de la carbonatación: alternando ambiente húmedo y seco.

XF1: Exposición a heladas sin agentes de deshielo.

2.3.1.5 ACI Committee 347 (2004)

Las diferentes ediciones de la norma ACI Committee 347 (2004), tratan el tema de la misma manera que la norma española EHE-08 (2008), estableciendo que el contratista es generalmente el responsable de determinar los tiempos de desencofrado y recomendando que se controle la evolución de la resistencia del hormigón mediante el ensayo de probetas curadas en las mismas condiciones que el hormigón puesto en obra. La normativa recomienda los tiempos mínimos de desencofrado detallados en la Tabla 2.21, en caso de utilizar cemento de endurecimiento normal a una temperatura de curado de 10°C, donde: LL representa la sobrecarga de uso, y DL es la suma de las cargas permanentes que actúan sobre la estructura.

Tipología estructural	Tiempo mínimo necesario para desencofrar	
	<i>LL < DL</i>	<i>LL > DL</i>
<i>Muros</i>	12 horas	
<i>Pilares</i>	12 horas	
<i>Laterales de vigas</i>	12 horas	
<i>Forjados de vigas y viguetas de ancho menor a 76 cm</i>	3 días	
<i>Forjados de vigas y viguetas de ancho mayor a 76 cm</i>	4 días	
	<i>LL < DL</i>	<i>LL > DL</i>
<i>Cimbras de arcos</i>	14 días	7 días
<i>Puntales de vigas, viguetas con luz libre < 3 m</i>	7 días	4 días
<i>Puntales de vigas, viguetas con 3m < Luz < 6m</i>	14 días	7 días
<i>Puntales de vigas, viguetas con luz libre > 6 m</i>	21 días	14 días
<i>Forjados unidireccionales con luz libre < 3 m</i>	4 días	3 días
<i>Forjados unidireccionales con 3m < Luz < 6 m</i>	7 días	4 días
<i>Forjados unidireccionales con luz libre > 6 m</i>	10 días	7 días

Tabla 2.21. Tiempos mínimos de desencofrados propuestos por ACI Committee 347 (2004).

Autores como Hurd (2005) y Kirk Gregory (1996), hacen referencias a los tiempos mínimos de desencofrado propuestos por ACI Committee 347 (2004) y detallados en la Tabla 2.21.

2.3.1.6 Harmsen (2002)

Harmsen (2002) en su libro “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” recomienda, para edificios normales de oficinas o apartamentos, tomar los valores detalladas en la Tabla 2.22 como referencia para establecer los tiempos mínimos de desencofrado según el elemento estructural a desencofrar.

Tipo de elemento	Tiempos mínimo para desencofrar
<i>Laterales de vigas, columnas y muros salvo que estén soportando fondos de vigas o losas</i>	12 horas
<i>Fondos de losas</i>	
<i>Luz \leq 3 metros</i>	4 días
<i>Luz \leq 6 metros</i>	7 días
<i>Luz \geq 6 metros</i>	10 días
<i>Fondos de vigas</i>	
<i>Luz \leq 3 metros</i>	3 días
<i>Luz \leq 6 metros</i>	4 días
<i>Luz \geq 6 metros</i>	7 días

Tabla 2.22. Tiempos mínimos de desencofrado según Harmsen (2002)

2.3.1.7 UNE-EN 206-1 (2008)

La normativa UNE-EN 206-1 (2008) no presta demasiada atención a la determinación de tiempos de desencofrados de estructuras de hormigón armado, pero establece que en caso de no conocer con precisión la resistencia del hormigón, los tiempos de desencofrado adoptados pueden ser los expresados en la Tabla 2.23.

Tipología estructural	Tiempo
<i>Partes no cargadas del encofrado: paredes de vigas, encofrado de pilares y muros.</i>	2 días
<i>Encofrado de losas hormigonadas in situ.</i>	5 días
<i>Encofrados con cargas directas: fondos de vigas o fondos de losas.</i>	10 días

Tabla 2.23 Tiempos mínimos de desencofrados propuestos por la normativa UNE-EN 206-1 (2000)

2.3.2 Elementos horizontales

Las normas y los autores descritos en el apartado anterior también sugieren tiempos mínimos necesarios para poder desencofrar elementos horizontales. Además, son varios los autores y normativas que presentan diferentes criterios y metodologías para el desencofrado de elementos horizontales.

Torroja (1961) en el Artículo 1.21 de la "Instrucción para el Desencofrado y Descimbrado" recomendó el mantenimiento de los apeos, fondos y cimbras durante un plazo necesario hasta que la resistencia del hormigón alcance un valor superior a dos veces el necesario para soportar esfuerzos que pueden aparecer al

desencofrar o descimbrar las piezas. De esta manera, propuso plazos de descimbrado que dependen de la temperatura del hormigón y de la relación entre la carga que actúa tras desencofrar y la carga que actúa tras descimbrar. Paez (1986) discrimina los tiempos presentados por Torroja (1961) según el tipo de cemento utilizado (endurecimiento normal o rápido).

Harrison (1977) establece que, bajo condiciones normales, una resistencia a la compresión in situ de 20 MPa podría considerarse suficiente para prevenir daños en la estructura durante el desencofrado de elementos verticales. En base a esto, desarrolla un procedimiento para determinar los tiempos mínimos de descimbrado y retiro del encofrado lateral según el tipo de hormigón (de 20 a 50 MPa), el tipo de cemento (endurecimiento normal o rápido), la temperatura media del aire, la temperatura durante el hormigonado, el tipo de encofrado y la dimensión mínima del encofrado. Propuso que un elemento sometido a flexión y hormigonado in situ no debe ser desencofrado hasta que la resistencia a la compresión del hormigón, obtenida mediante el ensayo a compresión de probetas cilíndricas, sea al menos de 10 MPa o dos veces la tensión a la que va a estar sometido. Posteriormente, el autor profundizó en el tema y en Harrison (1988) determinó que se pueden adoptar períodos más cortos para el descimbrado determinando el valor de la resistencia del hormigón mediante ensayo de probetas curadas en las mismas condiciones que el elemento a desencofrar. En todos los casos, el autor establece que la resistencia del hormigón necesaria para el descimbrado debe ser de 5 MPa.

Eriksson et al. (1962) establecieron que las cargas a considerar para determinar el tiempo mínimo de desencofrado son el peso propio, la carga debido a los trabajos de construcción en la planta superior y las cargas transmitidas por las plantas superiores al momento de desencofrar. Los autores presentaron ejemplos teóricos y realizaron un estudio en aproximadamente 300 cimbras de tres tipologías estructurales: losas armadas en dos direcciones, losas simplemente apoyas, y losas apoyadas en pilares. En base a estas tres tipologías estructurales, propusieron tiempos mínimos de desencofrado para hormigones de 25 MPa.

Fernandez Gomez y Calavera Ruiz (1986) obtuvieron curvas experimentales de evolución de la resistencia a la compresión, tracción, adherencia, y del módulo de deformación del hormigón, para diferentes procedimientos de curado, variando la temperatura y el tipo de cemento. En base a estas curvas, los autores propusieron un método para determinar el cálculo del plazo de descimbrado en función del cemento utilizado y el tipo de curado. Además, señalaron que la resistencia crítica desde el punto de vista del descimbrado es la de tracción, adherencia y rasante, mientras que la resistencia a la compresión pura solo es determinante en el caso de los pilares. Por su parte, Calavera Ruiz y Fernandez

Gomez (1991) y Calavera Ruiz (1981), en su publicaciones en INTEMAC, recomendaron no descimbrar ni desencofrar con resistencias inferiores a 2 MPa para evitar daños por helada o falta de durabilidad. Por razones estéticas, si el elemento de hormigón tiene una finalidad concreta en este sentido, los autores recomiendan no descimbrar con resistencias inferiores a 10 MPa.

Jimenez Montoya et al. (1991) propusieron diferentes tiempos de desencofrado de fondos y apeos dependiendo de la temperatura del hormigón y la relación entre las fuerzas o cargas que actúan tras desencofrar y las fuerzas o cargas que actúan al descimbrar (F/P). Diaz Lozano (2008) también consideró el coeficiente F/P y la temperatura del hormigón para poder predecir tiempos de desencofrado, tanto en edificaciones normales como en el caso de edificaciones de grandes luces.

Marí y Serrá (1995) desarrollaron una metodología para determinar los tiempos mínimos para desencofrar elementos horizontales, la cual consiste en determinar para cada uno de los estados límites las características mecánicas que debe presentar el hormigón, para que al desencofrar se cumplan los diferentes estados límites, según las sollicitaciones a la que estará sometida la estructura.

Por otro lado, ACI Committee 347 (2004) recomendó, para el caso de elementos horizontales, no retirar los puntales hasta que el hormigón del elemento a desencofrar no haya adquirido suficiente resistencia como para soportar su propio peso y el de cualquier carga adicional. Además, indicó que en ningún caso se debe proceder al desencofrado de elementos horizontales hasta que la resistencia del hormigón sea, al menos, un 70% de la resistencia de proyecto. Para el caso de descimbrados, incorpora una nota en la cual indica que en los elementos horizontales se pueden retirar los fondos de encofrado sin retirar los puntales y que el plazo para remover dichos fondos puede ser la mitad de los tiempos especificados pero nunca menor de 3 días. La normativa establece como plazo mínimo para descimbrar elementos horizontales los valores ya descritos en la Tabla 2.21.

La Instrucción Española EHE-08 (2008) especifica en su Artículo 20, para el caso de descimbrados de elementos horizontales, la Ecuación 2.32, que permite calcular los tiempos de descimbrado en función de la temperatura del hormigón y la relación entre las fuerzas o cargas que actúan luego de desencofrar y las fuerzas o cargas que actúan al momento de descimbrar (Q/G).

$$j = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0.5\right)(T + 10)}$$

2.32

Donde:

j : Plazo mínimo de descimbrado (días)

T : Temperatura media de las máximas y mínimas diarias durante los días j (°C)

G : Carga que actúa sobre el elemento a descimbrar (incluido el peso propio)

Q : Carga que actuará posteriormente.

La normativa establece que dicha formulación es aplicable únicamente para elementos de hormigón armado fabricados con cemento portland y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones ordinarias. En caso de no disponer datos suficientes, y haber utilizado cemento normal, la normativa sugiere tomar como referencia los valores de los períodos mínimos de desencofrado o descimbrado descritos en la Tabla 2.14.

ACI Committee 318 (2005) señaló que, para determinar los tiempos mínimos para descimbrar, es necesario considerar las cargas actuantes durante la construcción, así como las posibles deformaciones en los elementos a descimbrar. Añade que antes de comenzar la construcción, el constructor debe desarrollar un procedimiento de cimbrado y descimbrado, calculando las cargas transferidas durante este proceso, y que no se debe proceder al descimbrado de ningún elemento de la estructura hasta que este no sea capaz de resistir, con la seguridad suficiente, los esfuerzos transmitidos por las cargas reales actuantes.

2.3.3 Resumen

En esta Sección se han recogido los plazos mínimos de desencofrado y descimbrado propuestos por diferentes autores y normativas. Si bien pueden observarse variaciones entre los mismos, en todos los casos coinciden en que, tanto el descimbrado como el desencofrado se realizarán en cuanto el hormigón tenga la resistencia suficiente para soportarse tanto a sí mismo, como a los esfuerzos provocados por el procedimiento constructivo.

Conocer la evolución del comportamiento del hormigón a lo largo del tiempo, estableciendo indicadores que permitan decidir el momento correcto de desencofrado o descimbrado, es de especial interés para lograr la optimización del proceso constructivo. De esta manera, podría calcularse el plazo mínimo de desencofrado que garantice que el hormigón ya es capaz de resistir las cargas, disminuyéndose los tiempos muertos y costes de obra.

2.4 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN EN EDADES TEMPRANAS

La predicción de la resistencia del hormigón a edades tempranas es esencial para la mejora de la productividad de las obras y en la producción industrializada de elementos estructurales, para la implantación de sistemas constructivos de la máxima eficiencia.

La resistencia a la compresión del hormigón es una propiedad que depende no solamente de su composición intrínseca y su elaboración, sino también de su edad y de la temperatura a la cual estuvo sometida la mezcla de hormigón durante el fraguado, curado y endurecimiento.

Por ello, en esta Sección se describirá el proceso de fraguado que experimenta la mezcla de hormigón, desde que el cemento toma contacto con el agua, y el método de los coeficientes de maduración, como forma de relacionar el efecto combinado que tienen la temperatura y el tiempo en el desarrollo de la resistencia de la mezcla de hormigón.

2.4.1 Proceso de fraguado

Según ACI Committee 116 (2000), el fraguado se define como la condición alcanzada por una pasta cementicia, mortero u hormigón que ha perdido plasticidad hasta un nivel arbitrario, generalmente medido en términos de resistencia a la penetración.

Con la adición del agua, los componentes del cemento Portland comienzan un proceso de hidratación, durante el cual las partículas de cemento se distribuyen uniformemente.

Tras algunos minutos de mezclado tiene lugar la floculación de dichas partículas, asociadas con un incremento en la viscosidad de la pasta. En el pre-fraguado se forman pequeños flóculos de partículas de cemento que atrapan una cierta cantidad del agua, haciendo que esta no pueda participar en el flujo de la pasta. Esta floculación inicial de las partículas de cemento se produce en su mayor parte por diminutas fuerzas de Van der Waals. Conforme tiene lugar la hidratación, la fracción conectada de flóculos aumenta gradualmente.

En esta etapa del pre-fraguado, también denominada período inactivo, la floculación de la pasta puede ser reversible. Es decir, un remezclado o la aplicación de ultrasonido pueden destruir los primeros enlaces que podrán ser reconstruidos posteriormente.

El proceso de hidratación del cemento consiste en la nucleación y crecimiento difusional, en que los primeros núcleos de cemento hidratado se forman en los puntos más favorables energéticamente, como son: los áridos, las adiciones o las superficies de encofrado. De esta manera, los núcleos crecen, bajo un proceso de difusión controlado, hasta que se produce el solapamiento de los centros de crecimiento o el agotamiento de los centros de difusión.

En el período de aceleración de la hidratación, la cantidad de los productos de hidratación aumenta rápidamente y, al mismo tiempo, el volumen de la fase líquida disminuye. Los enlaces químicos se desarrollan en los puntos de contacto entre las partículas de cemento cubiertas por los productos de hidratación. Estos últimos enlaces son más resistentes que las fuerzas de Van der Waals y las fuerzas electrostáticas, responsables de la floculación, ya no pueden ser restauradas si llegan a fracturarse.

El proceso de fraguado se caracteriza por los tiempos de inicio y fin del fraguado. Físicamente, el inicio del fraguado es el momento en que el hormigón, que hasta ahora es una suspensión viscoelástica-plástica con una pequeña resistencia al cortante, pasa a ser un sólido viscoelástico-plástico con una mayor resistencia al cortante, es decir, es el momento en que la mezcla deja de ser trabajable manualmente. La ASTM C 403 (2008) establece que el tiempo inicial de fraguado se determina como el tiempo transcurrido desde el contacto agua-cemento hasta que la mezcla alcanza una resistencia de la penetración igual a 3'4 MPa. De la misma manera, el tiempo de finalización de fraguado se determina como el tiempo transcurrido desde el contacto agua-cemento hasta el momento en que el hormigón alcanza una resistencia a la penetración igual a 24'7 MPa.

Conforme la cantidad de productos de hidratación crece, el número de contactos entre partículas también aumenta y al mismo tiempo, se desarrolla una cadena tridimensional de sólidos dentro de la mezcla. Poco tiempo después del fraguado, el número de contactos entre las partículas es aún bajo y de esta manera la cadena de sólidos puede ser fracturada fácilmente por fuerzas externas, es decir, la resistencia de la mezcla es todavía baja. Sin embargo, conforme la hidratación progresa y la cantidad de productos de hidratación aumenta, a expensas de los poros llenos de agua, los enlaces entre las partículas sólidas se refuerzan produciendo un incremento gradual de la resistencia.

Las reacciones químicas entre el cemento y el agua transforman las pastas de cemento, morteros y hormigón de fluidos en cuerpos rígidos. Según Jawed et al. (1983) el fraguado es un proceso físico-químico que desarrolla las propiedades mecánicas últimas del material. Según puede observarse en el trabajo de Sohn y Johnson (2002), termodinámicamente, el fraguado inicial se caracteriza por un rápido incremento de la temperatura, que se corresponde aproximadamente con

el inicio de las principales reacciones químicas. Además, este incremento alcanzará un valor máximo cerca del fraguado final.

Una vez alcanzado el tiempo de finalización de fraguado, comienza la etapa de post-fraguado, o más comúnmente denominada etapa de "endurecimiento", siendo en este período cuando se produce la evolución de las propiedades mecánicas de la mezcla como resultado del proceso de hidratación del cemento. En esta etapa, tanto la dureza, como la resistencia y el módulo de elasticidad de la mezcla de hormigón se incrementan, hasta que se alcanza un valor final de estos parámetros. Cabe destacar que, según estudios realizados por diferentes autores, dentro de los que se encuentra Gabalec (2008), el final del fraguado se verifica antes de que se produzca el máximo en la velocidad de desprendimiento de calor.

En la Figura 2.9 se describe una representación esquemática y simplificada de los procesos de hidratación, fraguado y endurecimiento.

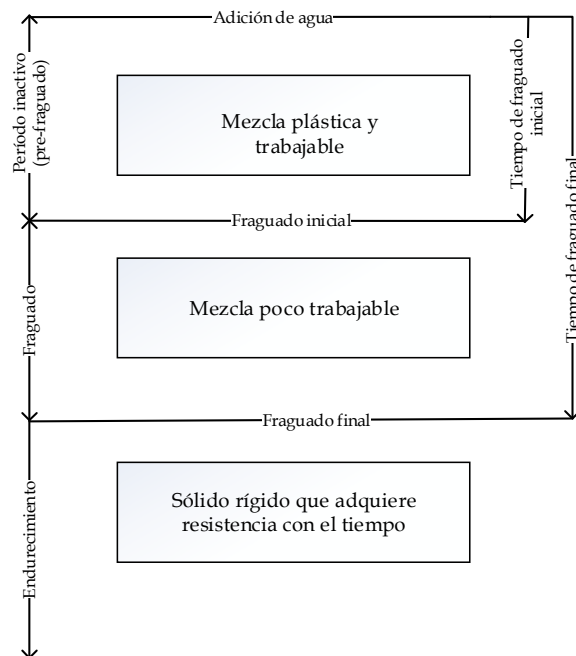


Figura 2.9. Representación esquemática de las distintas etapas del fraguado.

La velocidad de las reacciones químicas en general se incrementa con la temperatura. La temperatura, por su efecto acelerador en la velocidad de hidratación, acelera la formación de la estructura sólida del cemento hidratado. Sin

embargo, la temperatura también afecta la naturaleza de tal estructura, y en particular, la naturaleza del sistema poroso. Este efecto es de gran importancia ya que por ello, tanto la durabilidad como las propiedades mecánicas del hormigón, y en particular la resistencia, dependen en gran medida de las características físicas de la pasta de cemento.

La temperatura acelera la hidratación del cemento, y en consecuencia, el desarrollo de la resistencia del hormigón. Sin embargo, una alta velocidad de hidratación debido al incremento de la temperatura, puede reducir la cantidad de agua libre debido a la evaporación y, por consiguiente, retardar la velocidad de hidratación y, en ocasiones, llegar a detenerla por completo. Por lo tanto, el efecto global de la temperatura en la resistencia varía y depende de las condiciones específicas de cada caso.

Por ello, en base a lo anterior, se puede afirmar que la temperatura influye tanto en el desarrollo de la resistencia del hormigón a edades tempranas, como en el momento en el cual comienza dicho desarrollo.

2.4.2 Método de los Coeficientes de Maduración.

El método de los coeficientes de maduración es una técnica para la medición del efecto combinado de temperatura y tiempo en el desarrollo de la resistencia del hormigón. Este método permite obtener una estimación fiable de la evolución de la resistencia.

Desde la década de los setenta, los investigadores como: Malhorta (1971), Freiesleben Hansen y Pedersen (1977), Lew y Reichard (1978), Carino et al. (1983), Carino (1984), entre otros; han demostrado que a partir del perfil térmico del hormigón (gráfica Temperatura vs. Tiempo), se puede establecer de manera bastante exacta la resistencia del hormigón sin necesidad de ensayos mecánicos, a partir del cálculo de la maduración de la mezcla.

En términos prácticos, se entiende por madurez al grado y velocidad de hidratación del cemento presente en una mezcla de hormigón, la cual es una función de su edad y su historial térmico. El grado de hidratación del cemento (madurez) presente en una mezcla de hormigón está relacionado directamente con la resistencia. Es decir, que la resistencia a una determinada edad es una función del historial térmico determinado por las condiciones de curado.

El endurecimiento del hormigón es una función de la temperatura dado que las reacciones de los materiales cementantes ocurren más lentamente a bajas temperaturas y, por lo tanto, el endurecimiento de la mezcla ocurre en un lapso

mayor de tiempo en estas condiciones. Por el contrario, al incrementarse la temperatura de la mezcla, la hidratación ocurre más rápidamente y se alcanzan valores de madurez mayores en períodos de tiempo menores. Por ello, la madurez del hormigón se puede interpretar como el área bajo la curva Temperatura-Tiempo que presente la mezcla durante el fraguado, y la Norma ASTM C 1074 (2004) propone calcularla mediante la Ecuación 2.33. Esta manera de calcular el coeficiente de maduración, tiene sus orígenes en los trabajos realizados por McIntosh (1949), Nurse (1949), y Saul (1951), en busca de un procedimiento para predecir los efectos combinados de la temperatura y el tiempo en el desarrollo de la resistencia.

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t \quad 2.33$$

Donde:

M : Coeficiente de maduración ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{hrs}$), o también denominado por la Norma ASTM C 1074 (2004) como factor de temperatura-tiempo.

T : Promedio de las temperaturas durante el intervalo de tiempo Δt ($^{\circ}\text{C}$).

T_0 : Temperatura de referencia ($^{\circ}\text{C}$). La Norma ASTM C 1074 (2004) sugiere considerar la temperatura de referencia de 0°C propuesta por Carino (1984).

t : Tiempo transcurrido (hrs).

Δt : Intervalo de tiempo (hrs).

Tal como se muestra en la Figura 2.10, dos mezclas con la misma dosificación, que se curan a diferentes temperaturas, pueden obtener valores de resistencias y madurez iguales a diferentes tiempos.

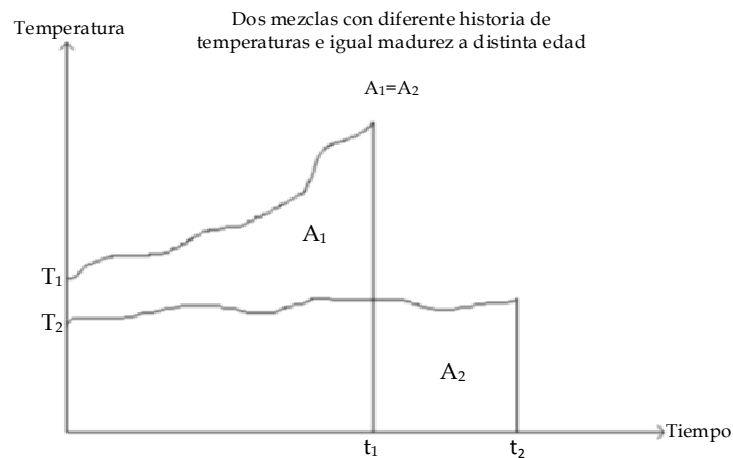


Figura 2.10. Temperatura del hormigón en función del tiempo, determinación del coeficiente de maduración gráficamente.

La resistencia de un material cementicio (hormigón, mortero, etc.) es función del desarrollo de la madurez, puesto que en general las condiciones de curado (temperatura y humedad) determinan el proceso de hidratación de las partículas de cemento. De acuerdo con la anterior afirmación, es posible correlacionar mediante un modelo matemático la resistencia con la madurez. Este método, descrito por la Norma ASTM C 1074 (2004), se basa en la utilización de las medidas de temperaturas históricas del hormigón para estimar la resistencia que desarrollará durante el tiempo de curado, siempre y cuando existan las condiciones de humedad adecuadas para la hidratación del cemento.

Lew y Richard (1978) establecieron que el método de los coeficientes de maduración puede ser utilizado para estimar el desarrollo de la resistencia a la compresión y otras propiedades mecánicas del hormigón bajo diferentes condiciones de temperatura. Posteriormente, Carino et al. (1983) aplicaron este método a condiciones de investigación simuladas en laboratorio y condiciones de obra, obteniendo una conclusión de suma importancia, la cual será luego estandarizada por la Norma ASTM C 1074 (2004).

Dicha conclusión establece que: *“Para la misma dosificación y el mismo coeficiente de maduración, se tendrá la misma resistencia sin importar la combinación de temperatura y tiempo que conformen el coeficiente de maduración”*.

La Norma ASTM C 1074 (2004) también establece que, para cada una de las diferentes dosificaciones de hormigón, la relación entre la resistencia (o cualquier otra propiedad que pueda ser de interés) y el coeficiente de maduración puede ser establecida de antemano. Esto es de gran interés, ya que de esta manera se puede predecir, mediante el método de coeficientes de maduración, la resistencia que tendrá el elemento de hormigón conociendo su Coeficiente de Maduración.

La Ecuación 2.33 está basada en la suposición descrita por Carino (1984) de que la resistencia inicial que adquiere la mezcla de hormigón es una función lineal de la temperatura. Por ello, Freiesleben Hansen y Pedersen (1977) propusieron una nueva función, basada en la ecuación de Arrhenius, que además de computar el índice de maduración a partir de la temperatura histórica del cemento, logra describir el efecto de la temperatura en las reacciones químicas que ocurren durante el fraguado. Esto permite hallar la edad equivalente del hormigón como se muestra en la Ecuación 2.34

$$t_e = \sum_0^t e^{-\frac{E}{R} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right)} \times \Delta t \quad 2.34$$

Donde:

t_c : Edad equivalente a la temperatura de referencia.

E : Energía de activación aparente (J/mol)

R : Constante universal de los gases con valor igual a $8\cdot314 \frac{J}{mol.K}$

T : Promedio absoluto de temperatura del cemento durante Δt (K).

T_r : Temperatura absoluta de referencia (K).

Δt : Intervalo de tiempo.

Es decir, la Ecuación 2.34 permite transformar la edad actual del hormigón en su edad equivalente teniendo en cuenta la temperatura de referencia. Según Carino y Lew (2001), en la práctica europea, la temperatura de referencia es generalmente de 20°C, mientras que en Norte América la temperatura de referencia que se suele utilizar es de 23°C.

En lo que respecta a la normativa Española EHE-08 (2008), si bien ofrece algunas pautas que deben seguirse durante la etapa de curado y propone determinados tiempos de desencofrado en función del tipo de elemento y la temperatura, para el caso de hormigones fabricados con cementos Portland Tipo I, en dicha normativa no existe actualmente un procedimiento que permita estudiar la evolución de la resistencia del hormigón durante su fraguado y posterior endurecimiento.

En resumen, a partir del hecho de que muestras de una misma mezcla de hormigón alcanzan resistencias iguales si alcanzan a su vez iguales valores de madurez, es posible predecir con relativa facilidad la resistencia más probable de este material en cualquier tipo de elemento estructural, ya que basta con determinar una curva Resistencia vs. Madurez, para el tipo de hormigón específico a utilizar, y medir continuamente la evolución de la madurez en el elemento o elementos de interés. La verificación de la evolución de la resistencia del hormigón en el mismo lugar de colocación se convierte en una posibilidad real mediante el seguimiento del desarrollo de madurez, lo cual permite implementar una práctica para el control de calidad más tecnificada y optimizar los procedimientos de diseño, producción, colocación, curado, manejo y desencofrado.

2.5 VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL PROBLEMA

Debido a que existe una gran cantidad de variables que condicionan la evolución de la resistencia del hormigón en el tiempo, y consecuentemente los tiempos de desencofrado, así como también el valor de la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado, en este apartado se estudia

la influencia de las distintas variables en el desarrollo de la resistencia del hormigón, así como en los tiempos de desencofrado y en el valor de la presión inicial y presión lateral máxima resultante.

Existen trabajos sobre los parámetros que determinan los tiempos de desencofrado, como pueden ser: el tiempo necesario para la estabilización y/o cancelación de la presión lateral y la velocidad de decaimiento de dicha presión.

El decaimiento de la presión puede entenderse como un indicador indirecto del desarrollo de la resistencia del hormigón, ya que conforme lo establece Alexandridis y Gardner (1981), cuanto más resistencia adquiera el hormigón, menor será la presión lateral que este realice sobre el encofrado. Consecuentemente, también se describe la influencia de dichas variables en la presión inicial y máxima presión lateral, ya que estas condicionan la elección de los paneles de encofrado verticales.

Autores como Santilli (2010) y Phung et al. (2010) han buscado una manera de agrupar dichas variables para poder realizar un correcto estudio de las mismas. Además, la gran diversidad de variables es otro factor más que explica la complejidad del problema.

Phung et al. (2010) y Kwon et al. (2011), dividieron los factores que afectan al comportamiento del hormigón en edades tempranas en factores intrínsecos y factores extrínsecos. En los primeros, los autores hacen referencia a las variables que dependen del material en sí mismo y su dosificación, y en los segundos, se refieren a las condiciones del encofrado y los factores ambientales externos. Por otro lado, Santilli (2010) establecieron que las variables pueden agruparse en tres grandes grupos: propiedades del hormigón, características del encofrado, y método de llenado.

En este trabajo se considerará la clasificación propuesta por Kwon et al. (2011), es decir, se discriminarán las variables según estas sean intrínsecas a la mezcla o extrínsecas a la misma.

2.5.1 Factores intrínsecos

2.5.1.1 Tipo y contenido de cemento

Tanto el contenido y tipo de cemento como el uso de adiciones tienen influencia en la tasa de crecimiento de la resistencia desarrollada por la mezcla, así como en la presión lateral ejercida por el hormigón sobre las paredes del encofrado, y en la velocidad de decaimiento de la misma.

Cabe destacar que las conclusiones obtenidas en los distintos trabajos pueden resultar contradictorias, debido a que muchas de las variables están relacionadas entre sí, y el hecho de, modificar el tipo de cemento puede modificar la cantidad del mismo, ya que según el tipo de cemento parte de su volumen será sustituido por una adición, o por ejemplo, modificar la cantidad del mismo, se traducirá en una variación de la relación A/C , parámetro que también influye en la presión lateral.

Fernandez Gomez y Calavera Ruiz (1986), en su modelo para determinar el plazo de descimbrado, concluyeron que el tipo de cemento condiciona la evolución de la resistencia del hormigón, observando que los plazos de descimbrado resultan diferentes según la adición sea puzolana o de escoria.

Assaad y Khayat (2005b) establecieron que, para un determinado tipo de cemento, la cantidad utilizada del mismo es un factor que influye tanto en el tiempo de desencofrado como en la presión lateral, ya que observaron presiones menores y velocidades de decaimiento mayores cuando el contenido de cemento es menor.

Gardner (1984) estudió la influencia de reemplazar una determinada cantidad de cemento por cenizas volantes en el valor resultante de la máxima presión lateral ejercida en el caso de utilizar HV . El autor concluyó que un reemplazo de cemento por cenizas volantes genera mayores presiones laterales y que, conforme aumenta la cantidad de cemento reemplazado, mayor es la presión lateral.

Para el caso de hormigones autocompactantes, Kim et al. (2012) también establecieron que la sustitución parcial de cemento por adiciones se traduce en presiones laterales mayores. Los autores explicaron esto al verificar experimentalmente que la sustitución de cemento portland por cenizas volantes o filler calizo es muy beneficiosa para la dosificación de la mezcla, ya que mejora su fluidez. Sin embargo, este aumento de fluidez genera una disminución en la tensión de fluencia y, por ende, un aumento en la presión lateral desarrollada por las mezclas que presentan cenizas volantes o filler calizo. Además, los autores concluyeron que la sustitución óptima, en términos de fluidez, se produce al reemplazar el cemento portland en un 40% por cenizas volantes.

Así mismo, según Leemann et al. (2006) la sustitución de cemento por cenizas volantes podría reducir los tiempos de desencofrado ya que, según lo observado experimentalmente por los autores, cuando se sustituye cemento por cenizas volantes, la velocidad de decaimiento de la presión lateral aumenta, en comparación a cuando se utiliza el filler calizo como adición. Los autores consideraron una determinada dosificación de HAC con CEM I 42.5 N (según la norma

UNE-EN 197-1 (2011)), que luego sustituyeron parcialmente por cenizas volantes o filler calizo.

Leemann et al. (2006) atribuyeron dicho aumento a una disminución en la granulometría de la mezcla cuando se utilizan cenizas volantes, ya que en este caso la finura de Blaine resulta mayor ($463 \text{ m}^2/\text{kg}$ en comparación a $375 \text{ m}^2/\text{kg}$), disminuyendo la distancia entre las partículas y favoreciendo, de esta manera, la formación de una estructura interna, por rozamiento de partículas sólidas, que acelera el decaimiento de la presión lateral.

Además, el empleo de estas adiciones minerales muy finas, disminuye la segregación y exudación de la mezcla, que según Bouzoubaâ y Lachemi (2001) es producto del efecto de un mayor empaquetamiento.

Por otro lado, Assaad y Khayat (2005b) compararon los cementos tipo CEM I frente a los cementos tipo CEM III y, en base a su campaña experimental, establecieron que para un determinado contenido de cemento, la presión lateral inicial y la velocidad de decaimiento de dicha presión están significativamente influenciadas por el tipo de cemento utilizado.

De esta manera, observaron que, cuando se utiliza CEM I, la velocidad de decaimiento de la presión lateral es menor, por lo que esto aumentaría el tiempo necesario para desencofrar, mientras que el valor de la presión inicial resulta mayor, en comparación a cuando se estudia la misma mezcla pero con cemento tipo CEM III.

Estas conclusiones fueron luego verificadas para una dosificación diferente por Assaad y Khayat (2006b), quienes estudiaron la variación de la presión lateral modificando el tipo de cemento, pero manteniendo la dosificación de *HRWRA* y la consistencia de la mezcla, mediante la instrumentación de un encofrado circular de 2.8 m de altura y 0.2 m de diámetro con cinco sensores ubicados a 50, 250, 450, 850 y 1550 mm de la base. Los autores también observaron, aunque para una dosificación distinta que la propuesta por Assaad y Khayat (2005b), que en el caso de utilizar CEM I en lugar de CEM III, la presión lateral inicial es mayor y la velocidad de decaimiento de dicha presión es menor.

Además, Graubner et al. (2012) sugirieron estudiar el tipo de cemento, la relación *A/C* y los aditivos químicos, ya que consideraron que son los parámetros más importantes para reducir el tiempo de fraguado y, de esta manera, disminuir el tiempo necesario para desencofrar, así como la presión que el hormigón en estado fresco ejerce sobre las paredes del encofrado.

2.5.1.2 Relación agua - cemento.

En el caso de estudios realizados para hormigones autocompactantes, el trabajo realizado por Khayat y Assaad (2006), estableció que la relación A/C influye de manera considerable en el valor de la máxima presión lateral y en su velocidad inicial de decaimiento.

El trabajo consistió en variar la relación A/C desde 0'36 a 0'46, pero en todos los casos las mezclas mantuvieron un valor de ensayo de escurrimiento (UNE-EN 12350-8 (2011)) igual a 550 mm.

La mezcla realizada con una relación A/C igual a 0'46 ejerció una máxima presión lateral un 8% superior a la correspondiente a la mezcla realizada con una relación A/C de 0'36, mientras que el tiempo necesario para reducir la máxima presión lateral en un 25% disminuyó desde 200 a 150 minutos para una variación en la relación A/C desde 0'40 hasta 0'36.

Khayat y Assaad (2006) atribuyeron este resultado al aumento de la cantidad de agua y contenido de pasta, y a la reducción en la concentración de árido grueso, que conducen al hormigón en estado fresco a desarrollar menor resistencia a esfuerzos cortantes.

Por otro lado, Koehler et al. (2007) establecieron que la variación en el contenido de agua puede afectar significativamente a la estabilidad de la mezcla y, por lo tanto, es necesario un estricto control para la compensación de la humedad en la planta de fabricación del hormigón.

2.5.1.3 Tamaño, tipo y contenido de árido grueso.

Según Assaad y Khayat (2005a), la fase granular constituye más del 60% del volumen total de la mezcla, por lo que un conocimiento adecuado de su efecto sobre la presión lateral es importante para diseñar sistemas de encofrado seguros y económicos. Además, los autores determinaron que el aumento en la concentración de árido grueso reduce la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado. Assaad y Khayat (2004) atribuyeron esto a que, cuanto menor es la concentración de árido grueso, menor es el grado de fricción interna y mayor es la capacidad de movimiento de la mezcla dentro del encofrado, generando así mayor presión lateral.

Assaad y Khayat (2005a) vertieron, en una columna de 2'8 m de altura y 0'2 m de diámetro con sensores de presión montados a diferentes alturas, diferentes mezclas de hormigón donde el único parámetro modificado fue el cociente entre el peso de la arena y el peso de todos los agregados (A/A_t).

Los autores observaron que la máxima presión lateral ejercida por el hormigón varió desde el 99% hasta el 77% de la presión hidrostática al variar A/At desde 1'0 a 0'3. Por otro lado, en este mismo trabajo, establecieron que un aumento en la concentración de árido grueso aumenta la velocidad inicial de decaimiento de la presión lateral. Por ejemplo, el tiempo necesario para reducir la máxima presión lateral en un 10% de la presión hidrostática, bajó desde 410 a 80 minutos al reducir A/At desde 1'0 hasta 0'3, respectivamente.

Omran et al. (2012) confirmaron, también experimentalmente, que conforme disminuye la relación A/At , la presión lateral y la velocidad con la que esa presión disminuye es menor.

Con respecto al tamaño máximo del árido, en la bibliografía aparecen discrepancias sobre el grado de influencia en la máxima presión lateral. Según Assaad y Khayat (2005a), la máxima presión lateral varía conforme varía la densidad de empaquetamiento de los agregados, y no depende directamente del diámetro máximo del árido grueso ($DMAg$).

Assaad y Khayat (2005a) estudiaron la influencia del $DMAg$ en el valor de la máxima presión lateral, constatando que un aumento del $DMAg$ de 10 mm a 14 mm produce una reducción en la máxima presión lateral del 92% al 85% del valor de la presión hidrostática y observaron un aumento en la velocidad de decaimiento de dicha presión.

Sin embargo, en el caso de aumentar el $DMAg$ de 14 mm a 20 mm los autores constataron una pequeña disminución en la velocidad de decaimiento, mientras que la presión lateral máxima observada fue similar (aproximadamente el 85% de la presión hidrostática), justificando este fenómeno en base a que, cuando se utiliza un $DMAg$ de 14 mm, la densidad de empaquetamiento es del 62%, disminuyendo este valor al 56% y 60%, para los casos en que el $DMAg$ es de 10 y 20 mm, respectivamente. Además, cuanto mayor es el factor de empaquetamiento, mayor es el contacto entre áridos, lo que reduce la capacidad de movimiento de la mezcla y, consecuentemente, el valor de la máxima presión lateral.

Por otro lado, Omran et al. (2012) establecieron que la incorporación de árido grueso de mayor diámetro genera un aumento en la tixotropía y, por ende, una reducción en la máxima presión lateral.

Finalmente, para el caso de hormigones vibrados, Gardner y Ho (1979) observaron variaciones menores al 2% de la máxima presión lateral en caso de aumentar el valor de $DMAg$ de 9 mm a 19 mm.

2.5.1.4 Consistencia del hormigón

La consistencia del *HAC* se determina mediante el ensayo de escurrimiento detallado por la norma UNE-EN 12350-8 (2011). A excepción del estudio realizado por Leemann y Hoffmann (2003), los demás trabajos publicados concluyen que, conforme aumenta la fluidez de la mezcla, mayor será la presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado.

Respecto a las razones, dependiendo del autor, se atribuye dicho fenómeno a que, al aumentar la fluidez de la mezcla, su resistencia al esfuerzo cortante disminuye, asemejándose al comportamiento de un líquido que no es capaz de soportar presiones verticales.

Otra de las razones que justifican este fenómeno puede ser la descrita en el trabajo realizado por Assaad y Khayat (2006b), en donde se destaca que la demanda de *HRWRA* necesaria para asegurar la fluidez de la mezcla prolonga el período de inactividad de la reacción de hidratación del cemento, y por ende disminuye la velocidad con la que disminuye la fluidez de la mezcla, afectando así el valor de la presión y su velocidad de decaimiento.

Los autores observaron que la presión lateral inicial era significativamente influenciada por el valor de la consistencia en el momento de verter el *HAC* en el encofrado. La variación de la presión lateral se estudió en un encofrado circular de 2'8 m de altura y 0'2 m de diámetro, mediante la utilización de cinco sensores ubicados a 50, 250, 450, 850 y 1550 mm de la base, para consistencias de 550 mm, 650 mm y 750 mm.

Conforme aumenta la fluidez de la mezcla, la presión lateral inicial es mayor y la velocidad con la que disminuye la misma es menor. Lo mismo ocurre en sentido opuesto, así, a medida que la fluidez de la mezcla disminuye, el valor de la presión lateral inicial es menor y la velocidad de decaimiento aumenta. Por ejemplo, la presión lateral resultó de 94%, 90% y 82% de la presión hidrostática en los casos que la consistencia resultó de 750 mm, 650 mm y 550 mm, respectivamente. Así, también el tiempo necesario para disminuir la presión lateral al 10% de la presión hidrostática fue de 162, 100 y 60 minutos, respectivamente.

Otros autores como Billberg et al. (2005), estudiaron la influencia de la edad del hormigón en la presión lateral, caracterizando la edad del hormigón con la disminución de su fluidez. Los autores establecen que, para una misma dosificación, cuanto más joven es el hormigón más fluido será y mayores resultarán las presiones laterales ejercidas sobre el encofrado. Para ello, los autores estudiaron

la variación de la presión lateral cuando una misma dosificación se vierte inmediatamente después de realizar la mezcla, o cuando ésta es transportada durante 30 minutos para luego ser vertida.

Así mismo, Kim et al. (2010) realizaron un estudio para correlacionar la pérdida de fluidez con la máxima presión lateral. Los autores observaron una buena correlación entre la pérdida de la fluidez, cuando al mezcla se encuentra en reposo, con la máxima presión lateral resultante, pero no así con la velocidad de disminución de la misma. De esta manera, concluyeron que la pérdida de fluidez puede estar vinculada con la presión lateral del encofrado, y en consecuencia, los autores derivaron una curva de regresión lineal a fin de proporcionar un parámetro para estimar la presión sobre el encofrado lateral.

De la misma manera, Gardner et al. (2012) concluyeron que la disminución de la fluidez de la mezcla en el tiempo es un parámetro determinante en la máxima presión lateral resultante. Los autores desarrollaron un modelo analítico, en base a datos experimentales obtenidos en obras en Charleston (EEUU), London (Canadá), Peterborough (Canadá) y Toronto (Canadá), que consiste en un sistema de ecuaciones para predecir la presión lateral ejercida por el HAC sobre el encofrado en función de la pérdida de fluidez.

Sin embargo, Leemann y Hoffmann (2003) concluyeron en su campaña experimental que, a la velocidad en la que fue vertido el hormigón, la consistencia no es un parámetro que influye en la máxima presión lateral obtenida.

Los autores estudiaron la variación de la máxima presión lateral causada por tres hormigones autocompactantes con diferentes consistencias en un encofrado de 2'7 m de largo, 0'75 m de ancho y 0'2 m de espesor. Los ensayos fueron realizados vertiendo el hormigón desde la parte superior del encofrado a 8 m/h. Por otro lado, también ensayaron una cuarta dosificación, pero ésta fue bombeada desde el fondo del encofrado, dando lugar a presiones hidrostáticas. Para el caso de las tres primeras dosificaciones, los autores obtuvieron presiones que variaron entre un 87% y 90% de la presión hidrostática. Para la velocidad de decaimiento de la presión lateral, establecieron que, si bien las tres dosificaciones presentan diferentes velocidades, no se observa una relación de la misma con la consistencia de la mezcla, atribuyendo el fenómeno a que una de las mezclas no contenía VEA como aditivo. Los autores recomendaron un análisis más detallado del fenómeno para poder establecer una conclusión definitiva. Estos datos fueron refrendados en el trabajo realizado por Leemann et al. (2006).

Así mismo, en referencia al decaimiento de la presión lateral, Assaad et al. (2003b) establecieron que ésta no puede ser determinada únicamente en función del grado de pérdida de fluidez de la mezcla. Estos autores señalaron que tales variaciones están más bien relacionadas con la tixotropía.

2.5.1.5 Tixotropía de la mezcla

Debido a la fluidez del *HAC*, cabría esperar presiones hidrostáticas sobre los encofrados, sin embargo autores como Billberg (2003), Assaad et al. (2003b) y Ovarlez y Roussel (2006) demostraron que el comportamiento tixotrópico del hormigón tiene gran influencia en el aumento o disminución de dicha presión lateral.

Barnes (1997) definió tixotropía como la disminución de la viscosidad de un material cuando es sometido a esfuerzo cortante, seguido de una gradual recuperación cuando se deja en reposo. En EFNARC (2006) se estableció que la tixotropía es la tendencia del *HAC* a perder progresivamente la fluidez cuando permanece sin alteración externa y a recobrarla cuando se le transmite energía.

Roussel (2006) propuso un modelo simple, que luego fue refrendado experimentalmente por Roussel (2007), para la descripción de estos fenómenos de estructuración y desestructuración del hormigón, concluyendo que este modelo se adecúa a las observaciones experimentales descritas en la literatura y, en base a la tixotropía, caracterizaron al *HAC* de la mezcla según su coeficiente de floculación (A_{thix}).

Si bien el autor estableció que todos los hormigones son, en cierta medida, un material tixotrópico, en la práctica se refirió a un hormigón altamente tixotrópico para las mezclas que presentan un A_{thix} elevado, es decir, cuando las tasas de crecimiento de la tensión de fluencia son altas, y se refieren a un hormigón no-tixotrópico en el caso de que éste permanezca en reposo y no se observen aumentos instantáneos de la tensión de fluencia, es decir cuando la mezcla presente bajos valores de A_{thix} .

En resumen, Roussel (2006) consideró que la velocidad de formación de este esqueleto sólido está relacionada con la presión lateral ejercida por la mezcla: mezclas que desarrollen valores más elevados de tensión de fluencia en menor tiempo ejercerán menor presión lateral contra las paredes del encofrado, y viceversa.

En la segunda parte de su trabajo, Roussel (2006) demostró que de acuerdo al elemento a hormigonar (losa o columna) será conveniente considerar

hormigones con bajas o altas tixotropía. Así como, también, estableció la importancia de considerar el grado de tixotropía del hormigón cuando sea vertido en diferentes etapas, para evitar así el problema de interfaces débiles entre las dos capas.

Assaad et al. (2003b), así como varios investigadores que se detallan a continuación, también concluyeron que, a mayor grado de tixotropía, menor es la presión lateral inicial y más rápido su decaimiento, ya que mayor es la capacidad del material para formar un esqueleto sólido cuando se le deja en reposo.

Assaad et al. (2003a) determinaron que el fenómeno tixotrópico que comienza una vez que el material permanece en reposo produce el comienzo de la floculación, y consecuentemente, un aumento en la cohesión. Los autores continuaron con dicha investigación, y Assaad et al. (2003b) establecieron que tras largos periodos de tiempo del hormigón en reposo, la cohesión aumenta como resultado del proceso de hidratación. Esto permite que el hormigón desarrolle mayor resistencia al cortante mediante la formación de una estructura capaz de absorber cierta parte de la carga vertical aplicada, y de ese modo reducir la máxima presión lateral.

Ovarlez y Roussel (2006) también cuantificaron la tixotropía en base a la capacidad de floculación que presenta el material. Los autores establecieron que, durante el llenado, el *HAC* se comporta como un fluido pero, si el llenado se detiene o se frena lo suficiente, el material puede desarrollar una estructura interna, por rozamiento entre sus partículas sólidas, capaz de resistir parte del peso del hormigón que es colocado encima, disminuyendo así la presión lateral contra las paredes del encofrado.

Según Tchamba et al. (2008), el desarrollo de dicha estructura interna es una superposición de dos procesos: la irreversible reacción de hidratación y los reversibles cambios estructurales debidos al comportamiento tixotrópico de la mezcla. Los autores atribuyeron esto a que en las primeras horas, durante el período inactivo de la reacción de hidratación, el motivo por el cual la presión lateral decrece es por el desarrollo de su estructura interna cuando la mezcla está en reposo, si se supone que el material es estable y no presenta segregación.

Tejeda-Dominguez et al. (2005) concluyeron en su trabajo experimental con grandes muros de *HAC*, que la presión del hormigón contra las paredes del encofrado comienza a disminuir tan pronto como el hormigón está en reposo, y que esta disminución no es producida principalmente por el proceso de hidratación ni es indicativa del tiempo de fraguado del hormigón.

Assaad y Khayat (2005b) establecieron que la caída en la presión lateral de las mezclas de *HAC* puede estar relacionada tanto con los fenómenos físicos como con los químicos que ocurren en el hormigón una vez que éste es vertido en el encofrado. El primero tiene influencia predominante durante las primeras etapas de hidratación del cemento y depende de la velocidad con la que se desarrolla la cohesión y la fricción interna del hormigón. El efecto químico se produce al final del período inactivo de la reacción de hidratación del cemento, es decir, cuando comienza la aceleración de la formación de hidratos. Los autores atribuyeron esto a que cuanto mayor es la tixotropía, mayor es la capacidad del material para desarrollar su tensión de fluencia, fricción interna y cohesión, cuando permanece en reposo un determinado tiempo sin acciones de cizalladura.

Alexandridis y Gardner (1981) observaron que, inmediatamente después del mezclado, la resistencia al esfuerzo cortante del hormigón se debe principalmente al ángulo de rozamiento interno entre partículas, debido a que la cohesión es prácticamente nula. Sin embargo, el endurecimiento del hormigón con el tiempo se debe principalmente al desarrollo de la cohesión que se genera mediante la unión de los agregados durante el proceso de hidratación. Los autores concluyeron que, ya que el ángulo de fricción interna permanece esencialmente constante con el tiempo y la temperatura, es el aumento de la cohesión, como resultado del proceso de hidratación, el que permite al hormigón desarrollar cierta resistencia al cortante en el tiempo y, por lo tanto, disminuir la presión lateral. Además, Alexandridis y Gardner (1981) observaron que la temperatura influye significativamente en el desarrollo de la cohesión, ya que esta depende de una reacción química como lo es la reacción de hidratación. Por lo tanto, se podría concluir que el desarrollo de la resistencia en el tiempo, y consecuentemente el descenso de la presión lateral en el tiempo, está íntimamente ligada a la temperatura de la mezcla.

Según los autores, la resistencia al cortante está íntimamente ligada a la presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado, ya que conforme aumenta la resistencia al corte el hormigón es capaz de resistir mayores esfuerzos verticales, y por lo tanto, la presión lateral desarrollada es menor.

Omran y Khayat (2014) verificaron lo establecido por Assaad et al. (2003b), concluyendo que las mezclas de *HAC* con mayor grado de tixotropía pueden desarrollar más rápido el proceso de estructuración cuando permanecen en reposo y, por ende, la presión lateral inicial obtenida es menor y la velocidad con la que esta presión disminuye es mayor.

Omran y Khayat (2014) realizaron un estudio experimental analizando la relación de la presión lateral (presión inicial y velocidad de decaimiento de la misma) con la tixotropía. Para ello, realizaron diferentes mezclas de *HAC*, con el

fin de obtener una amplia variedad de mezclas con diferentes tixotropías, y por ende, diferentes presiones laterales. Los autores evaluaron la tixotropía del HAC en base a 12 índices que determinaron mediante la utilización del ensayo de las paletas portátiles, el plano inclinado y un reómetro.

En base a una clasificación estadística de los 12 índices que se utilizan para caracterizar la tixotropía, los autores sugirieron que la prueba de las paletas portátiles es el ensayo más apropiado para reflejar la estructuración cuando el hormigón permanece en reposo.

Koehler et al. (2007), estudiaron cómo varía la presión lateral de tres dosificaciones diferentes de HAC con diferentes grados de tixotropía. Los autores fijaron la velocidad de llenado en 2'0 m/h en una columna de 4'27 m de alto, 0'3m de ancho y 0'3 m de espesor. La primera mezcla fue considerada como mezcla base, la segunda mezcla presentaba una relación A/At mayor que la anterior, y en la tercera mezcla fueron modificados los aditivos y la relación A/C resultó menor.

Los autores observaron que las dos primeras mezclas tenían mayor tixotropía, ya que presentan mayor velocidad para desarrollar su tensión de fluencia, frente a la tercera mezcla. Consecuentemente, las dos primeras mezclas desarrollaron presiones laterales menores que la desarrollada por la tercera, aunque en todos los casos las presiones laterales fueron inferiores a la hidrostática. De esta manera, los autores concluyeron que la tixotropía de la mezcla tiene una influencia significativa en la presión lateral resultante sobre el encofrado.

Lapasin et al. (1983) y Billberg y Westerholm (2002) establecieron que, cuanto más compacto es el sistema de partículas finas, es decir cuánto más estrechas son las distancias entre partículas, mayor será la tixotropía.

Assaad et al. (2003a) observaron que la composición del cemento está íntimamente relacionada con la tixotropía de la mezcla. Los autores estudiaron el efecto de sustituir masa de cemento portland por cenizas volantes, y concluyeron que la sustitución produce un aumento en el volumen de sólidos de la mezcla y, en consecuencia, el número de enlaces entre partículas (responsables de la floculación) aumenta y también la fricción interna.

Según Khayat y Omran (2009b), la tixotropía también está íntimamente relacionada con la composición de la mezcla. Son varios los autores que estudiaron cómo influyen las diferentes propiedades intrínsecas de la composición en la tixotropía que presenta la mezcla. Por ejemplo, Assaad et al. (2003a) establecieron que la incorporación de aditivos retardadores de fraguado reduce la tasa de floculación con el tiempo y, con ello, la tixotropía; mientras que el uso de aditivos

aceleradores del fraguado aumenta el grado de tixotropía. Los autores también estudiaron la influencia de aditivos moduladores de viscosidad y determinaron que la incorporación de éstos en la mezcla aumenta el grado de tixotropía en comparación a la misma mezcla que no presenta dicho aditivo.

2.5.1.6 Aditivos utilizados

Si bien se pueden emplear diferentes tipos de aditivos químicos para modificar propiedades del *HAC* en estado fresco, la presencia de superplastificantes es imprescindible para lograr que el hormigón se compacte bajo la acción de su propio peso.

Gardner (1980) estudió experimentalmente el efecto de aditivos superplastificantes en hormigón vibrado sobre las presiones laterales ejercidas por el mismo en encofrados verticales de 4'6 m de altura, observando que el uso de este tipo de aditivos conlleva a un aumento de la presión ejercida por el hormigón, pero que en ninguno de los casos se llegó a presiones hidrostáticas. Esto fue luego reafirmado por Gardner (1984).

Omran et al. (2012) estudiaron cómo influye la concentración de aditivos superplastificantes para una misma mezcla, y observaron que conforme aumenta la concentración de este tipo de aditivos, la tixotropía es menor, y por ende la presión lateral ejercida por la mezcla sobre el encofrado es mayor.

Khayat y Assaad (2006) evaluaron los tres diferentes tipos de superplastificantes (a base de polímeros de policarboxilato, a base de naftaleno-sulfonado o a base de malamina-sulfonada) para una mezcla con una relación *A/C* fija, estableciendo que el tipo de dicho aditivo tiene un efecto muy limitado en la máxima presión inicial.

Además, los autores observaron experimentalmente en una columna de *PVC* de 2'8 m de altura y 200 mm de diámetro una influencia significativa de la concentración de superplastificante en la velocidad inicial de decaimiento de la presión lateral, concluyendo que cuando mayor es la concentración de este tipo de aditivos, menor es la tixotropía de la mezcla, y por ende menor es la velocidad de decaimiento de la presión inicial.

Assaad y Khayat (2006c), como primera parte de un estudio realizado sobre la influencia de los aditivos de *HAC* en la presión lateral, analizaron la influencia de la concentración de *VEA* en la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre el encofrado concluyendo que, independientemente de la combinación *VEA-HRWRA*, el aumento en la concentración de *VEA* puede generar presiones laterales ligeramente mayores y disminuir la velocidad de decaimiento de

dicha presión, en comparación con el caso de bajas concentraciones. Los autores atribuyeron esto principalmente a que, conforme aumenta la concentración de *VEA*, la demanda de *HRWRA* es mayor.

Khayat y Assaad (2008) continuaron la investigación y demostraron experimentalmente que, en caso que el *HAC* sea realizado con la mínima concentración de *VEA*, la presión lateral es menor comparado con las mezclas que no presentan dicho aditivo, así como a las que contienen concentración media o alta.

Sin embargo, demostraron que, a diferencia de cuando se utilizan aditivos *VEA*, al aumentar la cantidad de *TEA*, de la mínima concentración a altas concentraciones, la presión inicial disminuye y la tasa de disminución de la presión aumenta. Los autores atribuyeron esto al efecto acoplado de la concentración de *VEA* y la demanda de *HRWRA* que este genera.

Khayat y Assaad (2008) también observaron que las mezclas que contienen combinaciones de *VEA* con *TEA* en bajas concentraciones desarrollaron presiones laterales similares en comparación con las mezclas que solamente presentan *TEA*; estableciendo así que la velocidad con la que se desarrolla la viscosidad se ve afectada por las concentraciones de *TEA* más que por las de *VEA*.

Respecto a los aditivos *TEA*, los estudios publicados sobre la influencia de este tipo de aditivos en el desarrollo de la presión lateral son escasos. Existen autores como Maeder et al. (1997) y Khayat et al. (2002) que estudiaron la influencia de la concentración y los diferentes tipos de *TEA* en la viscosidad de la mezcla y el desarrollo de la estructura interna.

Además, al igual que en caso de hormigones convencionales, en el *HAC* también es posible la utilización de aditivos retardadores o aceleradores del fraguado, según los requerimientos de cada aplicación y del proceso constructivo.

Assaad et al. (2003b) establecieron que la tasa de decaimiento de la presión lateral está relacionada con el uso de aditivos que alteran la velocidad de fraguado, concluyendo que el uso de un aditivo retardador de fraguado conlleva una menor velocidad de decaimiento de la presión lateral. Por su parte, la incorporación de un aditivo acelerador de fraguado produce una mayor velocidad de decaimiento.

Los autores justificaron el fenómeno estableciendo que, en el caso de que se utilice un acelerador de fraguado, el desarrollo de la cohesión es mayor por comparación con el caso en que se utiliza un retardador de fraguado, ya que en este último, la hidratación del cemento se retarda y la cohesión se desarrolla a un

ritmo más lento y el material tiende a comportarse como un fluido durante mayor período de tiempo.

Assaad y Khayat (2006a) observaron que, al utilizar un aditivo acelerador de fraguado, la presión lateral máxima resulta menor y la velocidad de decaimiento de dicha presión es mayor. En este caso, los autores compararon dos mezclas de HAC a 20° C, vertidas a 10 m/h, en una columna de PVC de 2'8 m de altura y 0'2 m de diámetro; observando que, para reducir un 25% del valor de la máxima presión lateral inicial, la mezcla que no presenta aditivo tardó 250 minutos, mientras que la mezcla que sí lo presenta tardó 88 minutos. Además, en el primer caso, la presión lateral resultó un 91% de la hidrostática, mientras que en el segundo resultó equivalente al 83% de la presión hidrostática.

2.5.1.7 Tiempo de fraguado del hormigón

Khayat y Omran (2009b) establecieron que el tiempo de finalización de fraguado representa la transición del hormigón del estado plástico al estado sólido. De esta manera, asumieron que, previo al tiempo final de fraguado, el hormigón no desarrolla tensiones internas ya que se encuentra en estado plástico y, una vez que se alcanza dicho tiempo, el material se convierte en un material rígido, y las deformaciones se pueden traducir en tensiones.

Los autores determinaron que la velocidad con que ocurre el fraguado está íntimamente relacionada con las características y la configuración de la mezcla, así como también con las condiciones de ejecución del proyecto, incluyendo la temperatura ambiente, la humedad y el viento.

Los tiempos de inicio y final de fraguado se consideran apropiados como referencia para indicar el momento en que el hormigón ya no puede ser adecuadamente manejado o colocado y se determinaron según el procedimiento detallado en la ASTM C 403 (2008) utilizando morteros extraídos de la mezcla.

Khayat y Assaad (2005) trataron de relacionar los tiempos de inicio y final de fraguado propuestos por la norma ASTM C 403 (2008) con la estabilización o cancelación de la máxima presión lateral. Como era de esperar, en los casos en que las mezclas presentaron tiempos de fraguados mayores, el tiempo necesario para la cancelación de presión lateral una vez realizado el vertido también resultó mayor.

Por ello, se puede concluir que, si bien no se encontró información sobre la influencia del tiempo de fraguado de la mezcla sobre la máxima presión inicial, la cancelación de la presión lateral si está íntimamente vinculada con el tiempo

de fraguado del hormigón, a pesar de que queda claro que se necesita un mayor esfuerzo experimental para poder validar dicha afirmación.

2.5.2 Factores extrínsecos

2.5.2.1 Velocidad de llenado del encofrado.

Autores como Graubner et al. (2012) y Gardner et al. (2012) establecieron que la velocidad de llenado es el parámetro fundamental para controlar las presiones ejercidas por el *HAC* sobre las paredes del encofrado y que, mediante el conocimiento de las mismas, se puede restringir la aparición de presiones máximas no admisibles que dañen los encofrados.

Koehler et al. (2007), en su estudio experimental, relacionaron la velocidad de llenado con la reología de la mezcla. Los autores también determinaron que la velocidad de llenado es un factor fundamental para limitar las presiones laterales, en caso de que se desee disminuirlas. Mediante el conocimiento de la tasa de crecimiento de la tensión de fluencia se puede restringir la velocidad con la que se vierte el hormigón en el encofrado, de manera que se le permita al mismo desarrollar en las capas inferiores la resistencia al cortante necesaria antes de verter las capas superiores.

En la literatura existen contradicciones respecto a la influencia de la velocidad de llenado del encofrado sobre la presión ejercida sobre el mismo. Autores como Khayat et al. (2005) establecieron que la máxima presión lateral se ve ligeramente afectada por la velocidad de llenado y, por otro lado, autores como Billberg (2003) establecieron que la velocidad de llenado del encofrado es uno de los principales parámetros que afecta la presión lateral.

Según lo establecido por Santilli (2010), esto se debe a que la velocidad de llenado presenta una influencia variable en la máxima presión lateral, en función del rango en el cual se estudie: velocidades de llenado inferiores a 3 m/h, velocidades de llenado entre 3 y 10 m/h, y velocidades de llenado superiores a 10 m/h.

Omran et al. (2014), en sus ensayos experimentales, verificaron lo establecido por Santilli (2010). Los autores observaron un notable incremento en la presión lateral conforme aumenta la velocidad de llenado para el caso de velocidades inferiores a 10 m/h. Sin embargo, en el caso que la velocidad de llenado aumente de 10 a 30 m/h el aumento de la presión lateral no resulta significativo.

En el caso de velocidades inferiores a 3 m/h, autores como Billberg et al. (2005) y Tejeda-Dominguez et al. (2005), concluyeron que la velocidad de llenado tiene un rol fundamental en la determinación de la máxima presión lateral.

Sin embargo, en el caso de altas velocidades de llenado (aproximadamente superiores a 10 m/h), autores como Khayat et al. (2005) y Assaad y Khayat (2006a), concluyeron que este parámetro prácticamente no tiene influencia en la máxima presión lateral.

Billberg et al. (2005) en su estudio experimental realizaron 8 muros de 3 m de altura, 3'38 m de largo y 0'3 m de ancho, de las cuales 7 eran de HAC y el restante de HV. En todos los casos, las velocidades de llenado varían entre 0'8 y 2'3 m/h, y las presiones obtenidas resultaron inferiores a la hidrostática.

A pesar del número limitado de ensayos, los autores concluyeron que la velocidad de llenado es un parámetro íntimamente relacionado con la máxima presión lateral. Conforme aumenta la velocidad, mayores son las presiones medidas. Sin embargo, establecieron que en dicha afirmación se debe considerar la edad del hormigón y, consecuentemente, la consistencia de la mezcla en el momento de ser vertida en el encofrado, ya que se intuye que, a edades tempranas, la fluidez puede ser mayor y, consecuentemente, también lo será la presión lateral.

Tejeda-Dominguez et al. (2005) establecieron que la presión del HAC ejercida sobre el encofrado es un fenómeno dependiente del tiempo que está fuertemente afectado por la velocidad de llenado. Los autores establecieron que cuando el hormigón se vierte a bajas velocidades (inferiores a 3'0 m/h), como sucede en estudios de laboratorio o en muros de gran sección transversal, la presión hidrostática no se alcanza en toda la altura. Cabe destacar que, en su trabajo, los autores obtuvieron velocidades de llenado tan bajas debido a las grandes secciones que estudiaron: la primer pared tiene 8'5 m de altura, 24'3 m de largo y 1'5 m de ancho, la segunda es de 4'0 m de altura y la sección transversal es de dimensión variable y la tercera es de 6'6 m de altura, 24'7 m de largo y 0'3 m de ancho.

Khayat et al. (2005) diseñaron un encofrado de PVC de 200 mm de diámetro, instrumentado con sensores para estudiar el efecto de la velocidad de llenado en la máxima presión lateral. En la campaña experimental realizada, los autores observaron una pequeña reducción en la máxima presión lateral, cuando la velocidad de llenado desciende de 25 m/h a 10 m/h. Por otro lado, establecieron que la velocidad de disminución de la presión lateral era igual en ambos casos. Seis horas tras el vertido del hormigón en el encofrado, y de permanecer éste en reposo, la presión lateral presentó un valor del 40% del inicial, anulándose 11 horas más tarde; es decir, a las 17 horas de haber sido vertido.

Sin embargo, Gardner (1980) en su estudio para HV, estableció que al ser menor la velocidad de llenado, éste posee más tiempo para desarrollar cierta

cohesión y resistencia interna, resultando una presión menor que cuando las velocidades de llenado son altas y el hormigón no tiene el tiempo suficiente para desarrollar su estructura interna.

El CEBTP (1999) evaluó la presión lateral ejercida por una mezcla de HAC con relación A/C de 0'46 y consistencia de 700 mm, en columnas experimentales de 12 m de altura, 2 m de largo y 0'34 m de ancho; determinando que la envolvente de presiones máximas no es lineal y resulta menor a la hidrostática. Los autores estudiaron la máxima presión lateral en la base del encofrado, cuando el hormigón se bombea desde el fondo a 25 m/h y cuando se vierte desde la superficie del encofrado a 10 m/h, resultando en un 70% y 65% de la presión hidrostática, respectivamente.

Assaad y Khayat (2006a) observaron que una columna con una velocidad de llenado de 25 m/h presenta una presión inicial 15% mayor a que cuando la misma columna es llenada a 5m/h. Por otro lado, no observaron diferencia en la velocidad de disminución de la presión lateral según la velocidad con la que sea llenada la misma. Además, los autores estudiaron el efecto de detener el llenado durante 10 y 20 minutos en la variación de la máxima presión lateral, observando una reducción considerable de la misma en este caso.

Además, Omran et al. (2014) observaron que, para velocidades de llenado muy altas (aproximadamente 30 m/h), la presión lateral se acerca a la presión hidrostática, más aún en el caso de pequeñas alturas. Sin embargo, en el caso de bajas velocidades de llenado (aproximadamente 2 m/h), los autores constataron reducciones significativas de presiones laterales, incluso en piezas de poca altura.

Respecto a la velocidad de decaimiento de la presión lateral, o el tiempo necesario para anular dicha presión, Omran et al. (2014) concluyeron que la velocidad de llenado no es un parámetro que influye significativamente.

2.5.2.2 Temperatura del hormigón

Según puede observarse en la bibliografía, la variación de la temperatura no es un factor de gran relevancia en la determinación de la máxima presión lateral; sin embargo, este parámetro es considerado como el factor más relevante para determinar la velocidad de decaimiento de la presión lateral: a mayor temperatura, mayor velocidad de decaimiento. De todas maneras, es necesario profundizar en el estudio de esta variable para poder determinar el grado de influencia de la misma en los tiempos de desencofrado.

Gardner (1980) en su estudio para hormigón vibrado, concluyó que la temperatura del hormigón afecta las propiedades del mismo en estado fresco, ya

que, cuanto menor es la temperatura, menor es la velocidad de hidratación del cemento, y mayor es el tiempo necesario para que el hormigón desarrolle sus propiedades mecánicas.

Esto último es corroborado por todos los autores que estudiaron este factor, ya que todos concluyeron que, conforme aumenta la temperatura del hormigón, más rápido ocurrirá la reacción de hidratación del cemento, menor será el tiempo de fraguado, mayor velocidad tendrá el desarrollo de la resistencia y la velocidad de decaimiento de la presión lateral aumentará. Consecuentemente, se obtendrían menores tiempos de desencofrado.

Assaad y Khayat (2006a) estudiaron el efecto de la temperatura del HAC en la presión lateral desarrollada por el mismo sobre las paredes de un encofrado circular de 2'8 m de altura y 0'2 m de diámetro. Mediante medidas experimentales con el hormigón vertido a 10, 20 y 30 °C, los autores determinaron que la variación de la temperatura no tiene un impacto significativo en el valor de la máxima presión lateral (en los tres casos se obtuvieron valores de presiones máximas equivalente al 91% de la presión hidrostática).

Sin embargo, establecieron que la velocidad de decaimiento de dicha presión es mayor conforme aumenta la temperatura, ya que promueve un desarrollo más rápido de la cohesión. Por ejemplo, el tiempo necesario para disminuir la presión lateral a un 25% de la distribución hidrostática, se redujo desde 400 a 250 y 160 minutos para 10, 20 y 30 °C, respectivamente. Es decir, que es un factor determinante en los mínimos tiempos de desencofrado. Estos datos experimentales fueron verificados más tarde por Bakhtiarain (2011).

Omran et al. (2014), a diferencia de Assaad y Khayat (2006a), establecieron que la temperatura influye en el valor de la máxima presión lateral. Registraron experimentalmente el valor de la máxima presión lateral y su evolución en el tiempo, al verter una misma dosificación de HAC en una columna circular de 7'0 m de alto a 12, 22 y 30°C. Los ensayos determinaron una presión equivalente al 71% de la presión hidrostática cuando la temperatura es de 12°C (a una velocidad de llenado de 5 m/h). Sin embargo, conforme la temperatura aumenta a 22 y 30°C, las presiones resultaron equivalentes al 58% y 42% de la presión hidrostática, respectivamente.

Además, Omran et al. (2014) también observaron que la temperatura del hormigón es un factor importante para acelerar el decaimiento de la presión y reducir el tiempo de cancelación de la misma. El tiempo necesario para que la presión sea nula, se redujo de 470 a 385 y de 385 a 230 minutos, conforme la temperatura del hormigón aumentó de 12 a 22°C y de 22 a 30°C, respectivamente.

De esta manera, los autores también verificaron experimentalmente que la temperatura es un parámetro altamente influyente en la velocidad de decaimiento de la presión lateral (por ende también en la velocidad con la que se desarrolla la resistencia del hormigón), y consecuentemente en los tiempos de desencofrado.

2.5.2.3 Rugosidad del encofrado

La rugosidad del encofrado condiciona el valor de la fuerza de fricción que se genera entre el encofrado y el hormigón, siendo ésta última un parámetro de gran influencia para la determinación de la presión lateral y su variación en el tiempo.

Graubner et al. (2012) establecieron que la fuerza de fricción entre el hormigón y el encofrado, y entre el hormigón y la armadura, influyen en la reducción de la presión lateral.

Vié et al. (1997) observaron que la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado puede llegar a ser un 20% menor a la presión hidrostática ejercida por un líquido con igual densidad a la del hormigón, asociando dicha diferencia a la fricción entre el hormigón y las paredes del encofrado.

Según lo demostrado por Tchamba et al. (2008) y Ovarlez y Roussel (2006), cuando el HAC está sometido únicamente a fuerzas de gravedad, la presión en las paredes puede ser menor que la presión hidrostática ya que parte de dicha carga es soportada por la fricción del material con las paredes del encofrado.

Además, Tchamba et al. (2008) demostraron que, cuanto menor es la rugosidad de la intercara entre el encofrado y el hormigón, el efecto de la estructuración debido a la tixotropía del hormigón en la presión lateral es menor a comparado con encofrados de mayor rugosidad.

Brameshuber et al. (2011) observaron que, en dosificaciones con bajo contenido de pasta, la fuerza de fricción crece más rápidamente que en dosificaciones donde el contenido de pasta es mayor, mientras que dosificaciones con contenido de pasta similares parecen conducir a fuerzas de fricción similares entre hormigón y encofrado.

Además, existe también una fuerza de fricción interna, debida al contacto entre los agregados, que también es mencionada en la bibliografía como un factor que influye en el valor de la presión lateral máxima. Autores como Assaad y Khayat (2005a) establecieron que la presión lateral está directamente afectada por

el grado de fricción interna que reduce la movilidad de la mezcla dentro del encofrado.

En el trabajo realizado por Assaad et al. (2003b), los autores consideraron a la viscosidad como una medida de la fricción interna del material. De esta manera observaron que la presión lateral disminuye conforme aumenta la fricción interna que aparece en la mezcla cuando una capa de material intenta moverse respecto a otra. Cuanto mayor es la fricción, mayor es la fuerza necesaria para producir dicho movimiento, lo que se traduce en una mayor resistencia a las tensiones verticales y, por lo tanto, la presión lateral es menor.

Kwon et al. (2011) también establecieron que la fricción entre hormigón y encofrado afecta a la presión lateral. A partir de los resultados analíticos y experimentales del estudio de tres columnas circulares de diferentes diámetros, los autores establecieron que la fricción es independiente de la velocidad con la que es vertido el hormigón en el encofrado, pero que conforme aumenta la sección transversal, mayor es la fricción. Sin embargo, los autores concluyeron que cuanto mayor sea el coeficiente de fricción, menor será el tiempo necesario para cancelar el valor de dicha presión lateral y, por ende, los tiempos de desencofrado serán menores.

Por otro lado, autores como Djelal et al. (2002) realizaron estudios con un tribómetro para estudiar la influencia de los agentes desmoldantes en la variación del coeficiente de fricción entre el HAC y el encofrado, concluyendo que el valor del mismo difiere según se usen o no agentes desmoldantes. Mediante la realización de ensayos con diferentes tipos de agentes concluyeron que el desmoldante *Separol 30 S* es el que disminuye en mayor medida el valor del coeficiente de fricción.

2.5.2.4 Presencia de armadura y densidad de armado.

En caso de que la pieza a hormigonar esté armada, también se desarrolla fricción entre el hormigón y la armadura, lo cual puede también disminuir la máxima presión lateral. La rugosidad del acero y la cuantía de la armadura influirán en la fuerza de fricción total considerada, ya que además de la fuerza de fricción generada entre el hormigón y el encofrado, se deberá contabilizar la fuerza de fricción que se generará en el contorno de las barras. No obstante, no se encontraron muchos trabajos sobre la influencia de esta variable, por lo que para poder determinar el grado de influencia de la misma se considera necesario un estudio en mayor profundidad.

Autores como Brameshuber et al. (2011) y Perrot et al. (2009) observaron que hay diferencias significativas en la fuerza de fricción cuando la pieza presenta o no armadura.

Perrot et al. (2009) estudiaron la influencia de la armadura longitudinal en la velocidad de decaimiento de la presión lateral para una columna de HAC de 1'3 m de altura y 100 mm de diámetro. Los autores constataron que su efecto no es despreciable, ya que durante los primeros 30 minutos tras finalizar el llenado, la columna sin armadura experimentó una caída de 5 kPa, mientras que la columna que presentaba una varilla en el centro registró una caída de presión de 8 kPa.

Además, los autores concluyeron a partir de los ensayos realizados, que en el caso de utilizar armaduras tradicionales, la contribución de las barras de acero en la reducción de la máxima presión lateral ejercida sobre el encofrado puede llegar al doble de la contribución correspondiente al comportamiento tixotrópico.

2.5.2.5 Sección transversal del encofrado: dimensiones y formas.

Son varios los factores que se pueden estudiar en este caso, siendo los más comunes: el área de la sección transversal, la forma (generalmente circular o rectangular) y la dimensión mínima de la sección trasversal.

Khayat et al. (2005) midieron la presión lateral ejercida por un mismo hormigón en columnas de PVC de 200 y 920 mm de diámetro. La velocidad de llenado en ambos casos se fijó en 10 m/h.

Los autores observaron que la columna de mayor sección transversal experimentó una presión lateral máxima ligeramente superior a la correspondiente a la columna de menor sección transversal. En el caso de la columna de 920 mm de diámetro, la presión lateral máxima registrada resultó equivalente al 99% de la hidrostática, en comparación al 96% de la presión hidrostática medida en la columna de 200 mm de diámetro.

Khayat et al. (2005) consideraron la fuerza de fricción entre el hormigón y el encofrado como la principal causa de esta diferencia. Kwon et al. (2011) también establecieron que, conforme aumenta la sección transversal del encofrado, mayor es la fuerza de fricción y, por lo tanto, menor es la presión lateral máxima y su velocidad de decaimiento.

Por otro lado, Khayat et al. (2005) determinaron que, en el caso de la columna de 920 mm de diámetro, el tiempo necesario para que la presión lateral se

reduzca un 5% de la presión hidrostática resultó de 20 minutos; es decir, la velocidad de decaimiento fue de 5'3 Pa/h, mientras que para la columna de 200 mm de diámetro, dicha velocidad descendió a 3'3 Pa/h, siendo precisos 38 minutos para que la presión descendiera un 5% del valor de la presión hidrostática. En resumen, se observa un aumento de la velocidad inicial de decaimiento de la presión lateral cuanto mayor es la sección transversal. Esta afirmación fue corroborada por Bakhtiarain (2011).

De todas formas, Khayat et al. (2005) concluyeron que, para conocer mejor la influencia de las dimensiones del encofrado en el valor de la presión lateral, es necesario un análisis más profundo.

Además Gardner (1980), en su estudio de presiones laterales ejercidas por hormigón vibrado sobre el encofrado, hace referencia a la dimensión mínima del encofrado, estableciendo que, cuanto menor es la dimensión mínima de la sección transversal del encofrado, menor será la presión lateral, ya que mayor será la fuerza de fricción en relación a la masa de hormigón. Esto fue reafirmado por Gardner (1984).

Respecto a la forma del encofrado, no se encuentran trabajos que estudien la influencia de las diferentes formas de la sección transversal en la máxima presión lateral, y su evolución en el tiempo. Existen trabajos solamente en encofrados circulares, como Perrot et al. (2009), o solamente en encofrados rectangulares, como los realizados por Leemann y Hoffmann (2003).

2.5.2.6 Rigidez del encofrado

El espesor de las paredes del encofrado y, consecuentemente su rigidez, también es un parámetro influyente en la máxima presión lateral ejercida sobre el mismo.

Gardner y Ho (1979), en su trabajo realizado para hormigones vibrados, establecieron que, conforme aumenta el espesor de las paredes, mayor es la rigidez y consecuentemente mayor es la presión lateral.

Harrison (1983) justificó esto afirmando que la deformación del encofrado genera que la distancia vertical entre las partículas sea menor, por lo que la presión generada por los poros de agua es menor, y consecuentemente también lo es la presión lateral.

Brameshuber et al. (2011) verificaron experimentalmente, para hormigones autocompactantes, lo demostrado por Gardner y Ho (1979), concluyendo que

las presiones laterales resultantes son mayores conforme aumenta la rigidez del encofrado.

2.5.2.7 Altura de la pieza a realizar

Varios autores establecieron que la altura es un parámetro que influye en la envolvente de presiones laterales, pero que dicha influencia es mayor cuando se comparan alturas superiores a tres metros.

Assaad y Khayat (2006a) observaron que la velocidad de decaimiento de la presión lateral es la misma para columnas de 2'8 m de altura y 1'1 m de altura. Sin embargo, respecto a la máxima presión lateral, al compararla con la presión hidrostática, se midieron porcentajes ligeramente mayores en el caso de utilizar la columna de 1'1 m de altura.

Khayat y Omran (2009b), en sus ensayos experimentales, evaluaron el efecto de la altura de la pieza en la presión lateral, llenando encofrados a velocidades de vertido de 10 m/h. De esta manera, los autores también concluyeron que la presión lateral, medida como porcentaje de la hidrostática, disminuye con el aumento de la altura de la pieza, atribuyéndolo a que el tiempo necesario para llenar el encofrado es mayor.

Omran et al. (2014), para 8 dosificaciones diferentes de *HAC*, variaron la altura de estudio hasta llegar a los 10 metros. De esta manera, también verificaron que, en el caso de pequeñas alturas, la presión lateral se asemeja a la distribución hidrostática, pero que en el caso de que las alturas de los encofrados sean superiores a tres metros, el valor de la presión lateral disminuye y la envolvente de presiones máximas comienza a “separarse” de la hidrostática. Por ejemplo, para una determinada dosificación, en el caso de variar la altura de 3'0 a 10 m, y siempre manteniendo la velocidad de vertido en 17 m/h, las presiones cambiaron de un 98% a 53% del valor de la presión hidrostática.

2.5.2.8 Método de llenado

Mientras que para el *HV* el método de llenado generalmente no cambia, en el caso de *HAC* son dos las formas de realizar el llenado de un encofrado vertical: bombeando la mezcla desde la parte inferior del encofrado, o vertiendo la mezcla desde la parte superior del mismo.

En el caso en que el hormigón se vierte desde la parte superior del encofrado, la mayoría de los investigadores coinciden en que la presión lateral es inferior a la hidrostática, por lo que se han desarrollado diferentes modelos para la determinación de la misma. Ejemplos de éstos son los propuestos por Vanhove

et al. (2004), Ovarlez y Roussel (2006), Khayat y Omran (2009a), entre otros que se detallan en la Sección 2.3.1 de esta tesis.

Sin embargo, de acuerdo con lo demostrado por Ovarlez y Roussel (2006), cuando el hormigón se bombea desde la parte inferior del encofrado, éste no tiene la capacidad de flocular, por lo que debe ser dimensionado para la distribución hidrostática de un líquido con la misma densidad que el hormigón.

Los autores observaron que la tensión de fluencia del *HAC* se mantiene en valores muy pequeños cuando este es bombeado desde la parte inferior del encofrado, asemejándose su comportamiento a un fluido y, consecuentemente, ningún esfuerzo vertical puede ser absorbido, resultando la presión lateral igual a la hidrostática. Además, en este caso, la fricción del hormigón no reduciría la presión lateral.

Brameshuber y Uebachs (2003) lo reafirmaron experimentalmente, en paredes de 3'3 m de altura, 3'51 m de largo y 0'24 m de ancho, en donde estudian las presiones laterales ejercidas para una misma mezcla, cuando esta es vertida desde la superficie, o cuando es bombeada desde el fondo del encofrado. Los autores observaron que, cuando el hormigón es bombeado desde el fondo del encofrado, las presiones obtenidas alcanzaron presiones hidrostáticas, mientras que cuando este era vertido desde la superficie, las presiones obtenidas eran menores que las presiones hidrostáticas, atribuyendo esto a la tixotropía del hormigón y la fricción que aparece entre éste y el encofrado.

Leemann et al. (2006) estudiaron la presión lateral en muros de 4'9 m de altura, 4'7 m de ancho y 0'45 m de espesor con hormigón bombeado desde una válvula ubicada a 0'6 m de la base del encofrado. Los autores obtuvieron valores de presión igual a la hidrostática y atribuyeron dicho fenómeno a que, en el caso que el hormigón sea bombeado desde la base del encofrado, la mezcla se encuentra en constante movimiento, por lo que la presión no puede disminuir por debajo de los valores hidrostáticos, ya que la bomba tiene que superar el peso del hormigón ya vertido. Los autores compararon estos resultados con el caso en el que la misma mezcla de hormigón es vertida en el mismo encofrado desde su parte superior, obteniendo valores inferiores a la presión hidrostática.

Por ello, en caso de que el hormigón sea vertido desde la parte superior, la bibliografía sí considera una disminución de la máxima presión lateral respecto de la distribución hidrostática.

Por otro lado, Omran et al. (2014) establecieron que, en caso de que durante el llenado el mismo sea interrumpido y transcurra un determinado tiempo de

espera hasta que este vuelva a comenzar, las presiones laterales serán menores que en caso de un llenado continuo.

Observaron así que, en caso de llenar una columna de 12 metros, un período de espera de 30 minutos a mitad de altura puede reducir la presión lateral en un 10% en caso de un hormigón de tixotropía media, pudiendo aumentar hasta el 15% en caso de realizar dos interrupciones.

Los autores justificaron este suceso basándose en que dicho tiempo de espera le permite a la mezcla permanecer en reposo sin ninguna perturbación, facilitando así la formación de enlaces entre partículas, la coagulación de la pasta y el desarrollo de la resistencia al cortante, las cuales conducen a una reducción de la presión lateral. Sin embargo, Omran et al. (2014) establecieron que el tiempo de espera para continuar con el llenado no es un parámetro que afecte a la velocidad de decaimiento o al tiempo necesario para cancelar la presión lateral.

Vanhove et al. (2012) estudiaron la influencia del método de llenado en la homogeneidad de la mezcla una vez que la misma está endurecida, observando la distribución de los componentes en la pieza mediante un aparato de rayos gamma. Los ensayos determinaron la existencia de una variación en la concentración de áridos, dependiendo de la distancia desde donde el hormigón es bombeado o vertido, ya que bajo el punto desde el que se vierte, los áridos gruesos tienden a estar en la periferia debido a la altura de la caída, mientras que la pasta se deposita en el centro.

Además, los autores concluyeron que la inyección del hormigón por bombeo presenta una mejor homogeneidad que en el caso en que el hormigón es vertido desde la parte superior del encofrado.

Capítulo 3

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS

En el presente capítulo se describen los materiales y la instrumentación empleada para la obtención de medidas experimentales. Según puede observarse en la revisión bibliográfica, la temperatura es un parámetro determinante de los tiempos de desencofrado, así como la resistencia de la mezcla, y la evolución en el tiempo de la misma, y todos aquellos relacionados a la dosificación de la mezcla de hormigón y las características del encofrado.

3.1 MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA

El conocimiento de la evolución de la temperatura de las diferentes mezclas de HAC, tanto en probetas como en los diferentes elementos estructurales, se llevaron a cabo mediante un termopar Tipo T conectado a un Datalogger capaz de transformar las señales eléctricas del termopar en valores de temperatura, que podían ser observados en la pantalla del mismo y almacenados.

En la Figura 3.1 se puede observar el cable termopar Tipo T conectado al Datalogger. El Datalogger utilizado en esta tesis es de la empresa MicroDAQ, modelo USB-TC-LCD.



Figura 3.1 Termopar Tipo T conectado al Datalogger modelo *USB-TC-LCD*.

Una vez finalizado el ensayo, el Datalogger se conecta mediante puerto USB a un PC para descargar los datos de temperatura registrados durante el ensayo.

3.2 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA

Existen diferentes maneras de poder determinar la resistencia del hormigón. En esta tesis se procedió a determinar la resistencia del HAC, y su evolución en el tiempo, de cuatro maneras diferentes: ensayo a compresión de probetas cilíndricas de diámetro nominal y de diámetro reducido, regulados por la norma UNE-EN 12390-3 (2009), y los ensayos de esclerómetro y penetrometro, regulados por las normas ASTM C 805 (2008) y ASTM C 403 (2008), respectivamente.

3.2.1 Probetas cilíndricas de diámetro nominal

El ensayo a compresión de probetas de hormigón es el ensayo más comúnmente realizado en todas las obras de construcción para conocer la resistencia a la compresión de la mezcla de hormigón utilizada. Dicho ensayo está regulado por la Norma UNE-EN 12390-3 (2009) y consiste en determinar la máxima resistencia a la compresión de una probeta de hormigón frente a una carga aplicada axialmente.

La Norma UNE-EN 12390-1 (2013) establece que las probetas de hormigón pueden ser cúbicas o cilíndricas y define la dimensión nominal de una probeta como la comúnmente utilizada cuando se hace referencia a la misma. Además, en el caso de probetas cilíndricas, la Norma UNE-EN 12390-1 (2013) establece que, en caso de no utilizar la dimensión nominal, la altura debe ser siempre igual a dos veces el diámetro de la misma. En este trabajo se denominan probetas cilíndricas de diámetro nominal a las probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, y probetas cilíndricas de diámetro reducido a las probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura.

Las probetas cilíndricas de diámetro nominal fueron realizadas con moldes metálicos tradicionales o moldes plásticos, los cuales pueden observarse en la Figura 3.2.a y la Figura 3.2.b, respectivamente.

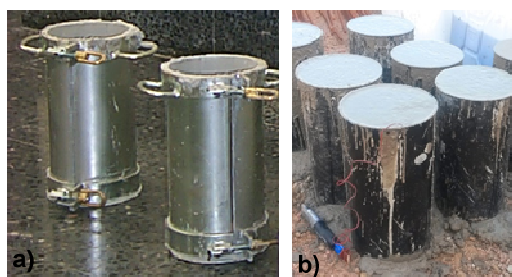


Figura 3.2 Moldes de probetas cilíndricas de dimensiones estándar. a) Moldes metálicos. b) Moldes plásticos.

Por otro lado, cabe destacar que en todos los casos se registró, mediante el termopar Tipo T conectado al Datalogger, la evolución de la temperatura de las probetas, para de esta manera poder calcular la maduración en el momento de realización del ensayo. Cada vez que se realizaba un ensayo, se registraba la hora de realización del mismo con el fin de conocer el coeficiente de maduración en ese momento.

En el caso de los moldes plásticos, estos presentaban un orificio en la cara inferior del mismo, con el fin de inyectar aire comprimido para poder desencofrar. Para facilitar dicho proceso, estos moldes fueron lubricados antes del llenado, y en cada uno de ellos se colocó un papel en el orificio para evitar que la mezcla se filtrara por el mismo. En ambos casos, al tratarse de mezclas de HAC, los moldes se llenaron por vertido simple, de manera continua y sin ningún tipo de compactación, tal como lo establece el Anejo 17 de la EHE-08 (2008). En la Figura 3.3 se puede observar una serie de probetas realizadas in situ.



Figura 3.3 Serie de probetas realizadas in situ.

Las probetas fueron posteriormente alisadas en su cara expuesta y, una vez transcurridas 24 horas, se procedió a desencofrarlas y trasladarlas a una pileta, según se observa en la Figura 3.4, para mantener las condiciones de curado establecidas en la Norma UNE-EN 12390-2 (2009). En caso de que las probetas fueran ensayadas a compresión durante las primeras 24 horas, éstas se desencofraban en el momento del ensayo.

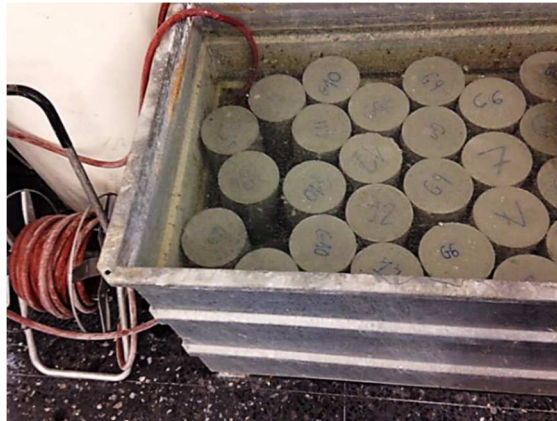


Figura 3.4 Curado de probetas cilíndricas una vez desencofradas.

Previo al ensayo de compresión, deben prepararse las superficies de las bases de la probeta cilíndrica de manera que sus caras resulten paralelas entre sí y, al mismo tiempo, planas y lisas según las tolerancias descritas en la Norma UNE-EN 12390-1 (2013). Esto se consigue efectuando el procedimiento de refrentado descrito en la Norma UNE-EN 12390-3 (2009), empleando una mezcla a base de azufre, la cual es calentada hasta la fusión para luego ser colocada sobre un plato de acero pulido endurecido. Inmediatamente, y con la ayuda de un marco posicionador, se apoya la probeta en posición vertical sobre dicha mezcla fundida. Como consecuencia del contacto con la probeta, la cual se encuentra a temperatura ambiente, la mezcla se endurece y se adhiere firmemente a la base de la probeta, lo que permite repetir la operación con el extremo opuesto de la probeta, y de esta manera la misma queda en condiciones de ser sometida al ensayo de rotura por compresión. Este ensayo se realizó con una máquina de la Empresa Ibertest, modelo MEHP-2000-MDA/S, la cual presenta una capacidad de carga axial de hasta 2000 kN. Una imagen de la misma se observa en la Figura 3.5.



Figura 3.5 Máquina MEHP-2000-MDA/S de la Empresa Ibertest.

3.2.2 Probetas cilíndricas de diámetro reducido

Las probetas cilíndricas de diámetro reducido son probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura. En este caso, las mismas se realizan únicamente con moldes metálicos según se observa en la Figura 3.6, y el procedimiento de ensayo fue análogo al empleado con las probetas cilíndricas de diámetro nominal.



Figura 3.6 Molde metálico de probeta cilíndrica de diámetro reducido.

3.2.3 Índice de rebote

La Norma ASTM C 805 (2008) estima la resistencia del hormigón estableciendo una relación entre la misma y el índice de rebote obtenido en el ensayo realizado con el esclerómetro. El esclerómetro consiste en un martillo que golpea la superficie de hormigón por medio de un percutor. El percutor es arrojado con una determinada energía inicial, la cual está estandarizada dependiendo el esclerómetro utilizado, y cuando éste impacta contra la superficie del hormigón, se produce una redistribución de dicha energía inicial: una parte es absorbida como fricción dentro del esclerómetro, otra es liberada como energía de deformación del hormigón y la restante se convierte en energía cinética del martillo, la cual devuelve el índice de rebote obtenido en el ensayo. Por lo tanto, se puede decir que la distancia de rebote del martillo es una medida de la deformación del hormigón.

Para este tipo de ensayos existen dos tipos de esclerómetros: de alta y baja resistencia. En la campaña experimental de este trabajo se utilizó el martillo pendular Schmidt OS-120, un esclerómetro de baja resistencia. El mismo permite realizar medidas verticales u horizontales y está equipado con una superficie de punzón más grande para ejecutar ensayos en materiales más blandos que el hormigón endurecido, como pueden ser: paneles de yeso, hormigón fresco o mortero de las juntas de unión de mampostería. En la Figura 3.7 se puede observar una imagen del esclerómetro Schmidt OS-120 utilizado para medir la resistencia del hormigón a edades tempranas durante la campaña experimental.



Figura 3.7 Esclerómetro de baja resistencia Schmidt OS-120.

Debido a que la utilización de este esclerómetro requiere de una superficie mayor a la de una probeta, se prepararon viguetas de hormigón de 15 cm de alto, 15 cm de ancho y 60 cm de largo, las cuales se pueden observar en la Figura 3.8.



Figura 3.8 Viguetas de hormigón realizadas para llevar a cabo el ensayo del esclerómetro.

Para la realización del ensayo, se procede a colocar el martillo en la superficie de la vigueta, la cual es previamente pulida, para luego cargarlo y finalmente medir el rebote tal como se observa en la Figura 3.9. En todos los casos se realizaron al menos 3 mediciones y se consideró el promedio de estas mediciones como resultado del ensayo.



Figura 3.9 Ensayo con el martillo Schmidt OS-120 en una vigueta de HAC.

Al igual que para el caso de las probetas cilíndricas, se colocaban termopares en las viguetas con el fin de conocer el coeficiente de maduración en el momento de realización del ensayo.

3.2.4 Penetrómetro.

Otra manera de medir la resistencia de una mezcla de hormigón es mediante el conocimiento de su resistencia a la penetración a través del ensayo del penetrómetro descrito en la Norma ASTM C 403 (2008), cuyo objetivo es la determinación del tiempo inicial y final de fraguado. El instrumental necesario es el que se observa en la Figura 3.10.



Figura 3.10 Penetrómetro.

La Norma ASTM C 403 (2008) establece que en primer lugar se debe proceder a tamizar la muestra de hormigón a través del tamiz de 4.75 mm, tras lo cual, el mortero obtenido se coloca en el recipiente en donde se ejecutará el ensayo, tal como se observa en la Figura 3.11.



Figura 3.11 Tamizado de la muestra de hormigón a través del tamiz 4'75 mm.

En primer lugar se procede a colocar en el penetrómetro (Figura 3.10) una aguja de penetración de diámetro apropiado, dependiendo el grado de endurecimiento del mortero, y se apoya la superficie de contacto de la misma contra la superficie del mortero. Luego, de manera gradual y uniforme, se aplica sobre el penetrómetro una fuerza normal hasta que la aguja penetre el mortero una profundidad de 25 ± 2 mm (cada aguja presenta una marca con dicha profundidad). Según lo descrito en la Norma ASTM C 403 (2008), el tiempo requerido para penetrar la profundidad de 25 ± 2 mm debe ser de 10 ± 2 segundos.

Finalmente, se calcula la resistencia a la penetración, en ese instante de tiempo, como el cociente entre la fuerza aplicada y el área de apoyo de la aguja, y se registran los minutos transcurridos desde el contacto inicial del agua con el cemento. A medida que las agujas de mayor diámetro no pueden penetrar en el hormigón se reduce la superficie de contacto, cambiando a una aguja de menor diámetro. Se considera fin del ensayo el momento en que no se logre introducir 25 mm la aguja de menor diámetro.

En todos los ensayos de penetración debe tenerse el cuidado de evitar áreas donde el mortero haya sido alterado por ensayos previos. Por ello, la Norma ASTM C 403 (2008) establece que la distancia libre entre las impresiones de la aguja debe ser al menos dos veces el valor del diámetro de la aguja que se esté utilizando, pero nunca menor a 15 mm. Además, la distancia libre entre cada impresión de la aguja y el lado del contenedor será como mínimo de 25 mm, pero nunca mayor a 50 mm.

En todos los casos, para cada instante de tiempo se realizaron tres mediciones, considerando como resultado del ensayo el promedio de las mismas. Además, como puede observarse en la Figura 3.12, en cada contenedor se encontraba un termopar Tipo T, conectado al Datalogger, para registrar la evolución de la temperatura durante el ensayo y de esta manera registrar la evolución de los coeficientes de maduración durante el fraguado.



Figura 3.12 Termopar Tipo T colocado al mortero con las perforaciones correspondientes al ensayo de penetración.

3.3 DOSIFICACIONES DE HAC UTILIZADAS

Para la realización de la campaña experimental se consideraron cinco mezclas diferentes de HAC, las cuales se referenciarán como dosificaciones A, B, C, D y E. La dosificación A fue realizada en laboratorio, mientras que las dosificaciones B, C, D y E, fueron suministradas por empresas hormigoneras. Cabe destacar que, según se puede observar en la Tabla 3.1, en esta tesis solo se describen las dosificaciones A, B y C; ya que las dosificaciones D y E no pueden ser descritas debido a un acuerdo de confidencialidad establecido con la empresa que suministró dichas mezclas.

Materiales	Dosificación A	Dosificación B	Dosificación C
Árido grueso (kg/m ³)	700	752	792
Arena (kg/m ³)	780	389	404
Arena fina (kg/m ³)	325	464	422
Filler (kg/m ³)	-	160	145
Cemento (kg/m ³)	385	380	405
Agua (kg/m ³)	169	133	129
Aditivo superplastificante (kg/m ³)	4'2	6'2	7'2
Diámetro máximo del árido grueso (mm)	12	12	12

Tabla 3.1 Dosificaciones utilizadas en la campaña experimental de esta tesis.

3.4 SISTEMAS DE ENCOFRADOS UTILIZADOS

3.4.1 Encofrado LGR

El encofrado LGR, fabricado por la empresa ULMA, es un sistema de encofrado utilizado para realizar pilares de sección rectangular. En la Figura 3.13 se puede observar un encofrado LGR montado y asegurado al suelo por medio de tensores. Los paneles del encofrado LGR son de 3 m de altura y 0'56 m de ancho, y están fabricados completamente en acero, tanto la superficie cofrante como sus refuerzos.



Figura 3.13 Encofrado LGR.

En la campaña experimental se procedió a cortar dichos encofrados para de esta manera obtener dos columnas de 1'5 metros de altura por cada encofrado,

por lo que no fue necesaria la utilización de los tensores para poder realizar el montaje de los paneles. El encofrado obtenido se observa en la Figura 3.14.



Figura 3.14 Encofrado LGR de 1'5 metros de altura.

Con este tipo de encofrados se pueden realizar pilares desde una sección mínima de 25x25 cm hasta una máxima de 50x50 cm, pudiendo variar la modulación de 5 en 5 cm. En la campaña experimental se utilizó únicamente la sección de 30x30 cm.

Las columnas fabricadas con dicho encofrado se realizaron con la Dosificación A descrita en la Tabla 3.1, ya que estas se confeccionaron en laboratorio.

3.4.2 Encofrados Tipo 1 de la obra Obrinel realizada en Montevideo, Uruguay.

En la obra de Obrinel, ubicada en Montevideo, Uruguay, se estudiaron dos tipos de encofrados: encofrados Tipo 1 y encofrados Tipo 2. Los encofrados Tipo 1 eran encofrados metálicos de chapa de $\frac{3}{16}$ " , con costillas también metálicas de chapa de $\frac{1}{4}$ " . Sus respectivas dimensiones se describen en la Figura 3.15.

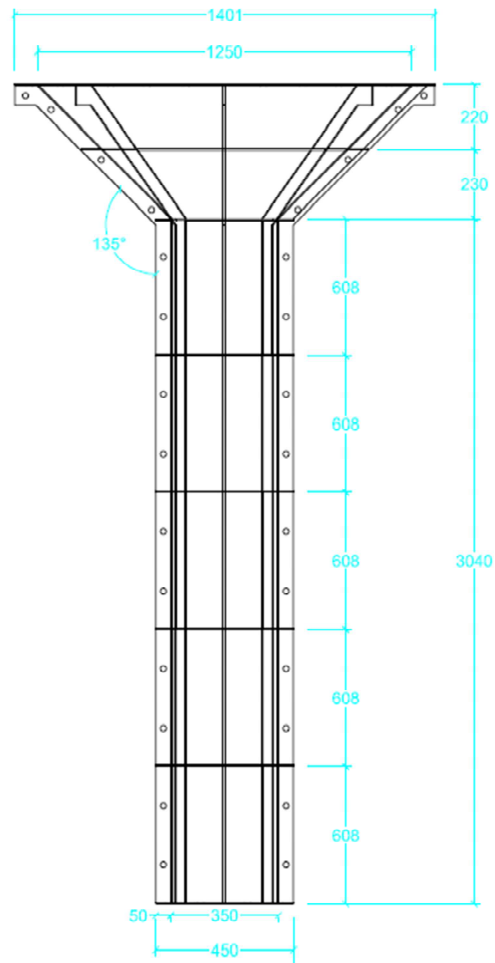


Figura 3.15 Dimensiones (mm) del encofrado Tipo 1 utilizado en la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).

En caso de utilizar estos encofrados, los pilares se realizaron con la Dosificación E. En la Figura 3.16 se puede observar el encofrado ya colocado en obra para ser llenado de HAC, y el pilar obtenido tras retirar el encofrado.



Figura 3.16 Pilar realizado en la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).

3.4.3 Encofrado Tipo 2 de la obra Obrinel realizada en Montevideo, Uruguay.

En la misma obra (Obrinel en Montevideo, Uruguay) también se estudió un segundo tipo de encofrados, los cuales se denominarán encofrados Tipo 2 para diferenciarlos del anterior. Los encofrados de estos pilares realizados para construir un silo de 10'4 metros de diámetro, también son metálicos y presentan una altura de 5'69 metros y un diámetro de 0'6 metros; y a diferencia de los Encofrados Tipo 1, estos no tienen capitel. Una imagen de los mismos puede observarse en la Figura 3.17.

Los pilares realizados con los Encofrados Tipo 2, al igual que los realizados con los Encofrados Tipo 1, también se realizaron con el *HAC* correspondiente a la dosificación E.



Figura 3.17 Encofrado Tipo 2 de la obra Obrinel (Montevideo, Uruguay).

3.4.4 Encofrados utilizados para la construcción de las Torres Nuevo Centro en Montevideo, Uruguay.

Otro de los encofrados estudiados fueron los utilizados para la construcción de las Torres Nuevo Centro en Montevideo, Uruguay. Dichos encofrados de 3'2 m de largo, 0'18 m de ancho y 2'45 m de altura, fueron construidos de madera, a diferencia de los anteriormente descritos. Una imagen de los mismos puede observarse en la Figura 3.18. En este caso, los encofrados se llenaron con el HAC correspondiente a la dosificación D.

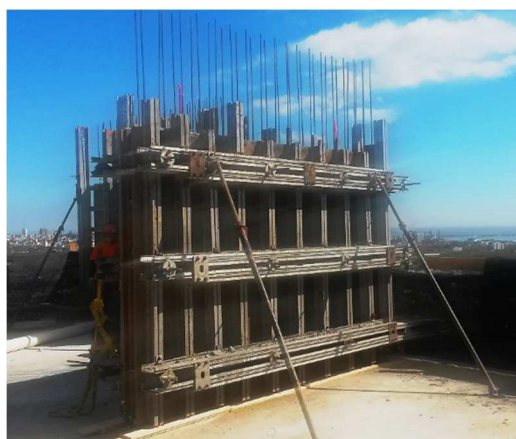


Figura 3.18 Encofrados utilizados para la construcción de las Torres Nuevo Centro de Montevideo, Uruguay.

3.5 PRESENCIA DE ARMADURAS

Con el fin de estudiar la influencia de las armaduras en los tiempos de desencofrado y, consecuentemente, en el valor de la máxima presión lateral, parte de la campaña experimental consistió en realizar diferentes ensayos variando la armadura de la pieza.

Para esto, se emplearon tres cuantías de armadura: máxima, mínima, e intermedia. Esta última consistió en el promedio entre el área de la armadura máxima y la armadura mínima. En primer lugar se definieron las cuantías máximas y mínimas según lo establecido por la EHE-08 (2008), las cuales resultaron igual a 1608 mm^2 y 314 mm^2 , respectivamente. Finalmente, se calculó el promedio entre estas dos y se obtuvo que el área de acero, en el caso de considerar armadura intermedia, debe ser de 904 mm^2 . Una vez calculadas las áreas transversales de acero, se definieron los hierros que materializan las diferentes cuantías, resultando lo que se observa en la Figura 3.19.

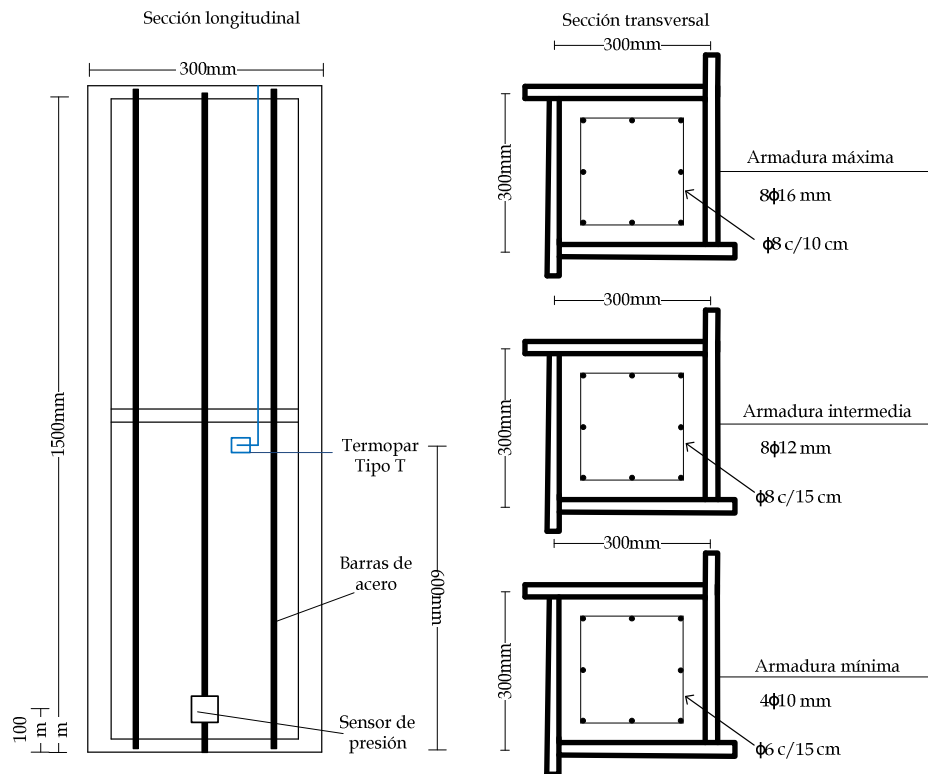


Figura 3.19 Diferentes cuantías de armaduras utilizadas.

Dichas armaduras se utilizaron para realizar columnas con el *HAC* correspondiente a la dosificación A, descrita en la Tabla 3.1, con los encofrados *LGR* de sección rectangular de 0'3 m de lado y 1'3 metros de altura. En la Figura 3.20 se puede observar una de las columnas realizadas con la armadura de cuantía máxima.



Figura 3.20 Columna realizada con armadura de cuantía máxima.

3.6 ESTUDIO TRIDIMENSIONAL DE DEFORMACIONES

Con el fin no solo de estudiar la resistencia al momento de desencofrar, sino también las deformaciones, se realizó un estudio en probetas de diámetro nominal desencofradas a edades tempranas. El estudio consistió en medir las dimensiones de las mismas en el momento de desencofrar, y volver a medirlas 24 horas después de que fueran desencofradas, con el objetivo de estudiar si éstas presentaron deformaciones a causa del desencofrado prematuro.

Debido a que, en caso de presentar deformaciones estas serían muy pequeñas, se utilizó una máquina tridimensional de coordenadas, de gran precisión, para medir la altura de la probeta, el diámetro superior, el diámetro inferior y el diámetro que presenta la misma a la mitad de su altura. La máquina que se utilizó es de la empresa DEA Mistral modelo MMD, la cual se puede observar en la Figura 3.21, y presenta una capacidad de recorrido de ejes de: 710 mm, 660 mm y 460 mm, para los ejes X, Y, y Z, respectivamente.



Figura 3.21 Máquina tridimensional (MMD) de DEA Mistral.

La precisión de dicha máquina, según datos de su fabricante, se determina según la Ecuación 3.1

$$\text{Precisión } (\mu\text{m}) = 3 + \frac{4 \cdot L(\text{mm})}{1000} \quad 3.1$$

Siendo L la medida característica que interese: diámetro, distancia entre planos, etc.

En este caso, el recorrido mayor estaría dado por la altura de la probeta, la cual es determinada por la máquina como la distancia entre el plano superior y el plano inferior de la misma. Por lo que, el caso de menor precisión se obtendría al realizar dicho recorrido y resultaría en $4'2 \mu\text{m}$, lo que resulta muy satisfactorio para determinar las deformaciones de las probetas. En la Figura 3.22 se puede observar el momento en que se está realizando las mediciones de una de las probetas.



Figura 3.22 Medición de dimensiones con la máquina MMD de la empresa DEA MIS-TRAL de una probeta cilíndrica de diámetro nominal.

3.7 *MEDICIÓN DE LA PRESIÓN LATERAL.*

Aparecen reflejados en la bibliografía varios métodos para medir la presión lateral ejercida por el hormigón fresco sobre el encofrado. Estos métodos se pueden clasificar en directos e indirectos. Los métodos directos son aquellos en los cuales el resultado de la medición es directamente la presión lateral. Ejemplo de esto es el trabajo experimental realizado por Assaad y Khayat (2005a). Los métodos indirectos son aquellos en los cuales la presión lateral se obtiene utilizando otros valores experimentales y características del encofrado, como es el caso del trabajo realizado por Arslan (2002).

En esta tesis se utilizó un sistema de medición directa de la presión lateral. Es decir, la medición de la presión lateral se determinó mediante la colocación de sensores de presión en los paneles del encofrado.

Todo el proceso de preparación, tanto de los sensores como de los paneles, se realizó en el laboratorio y se detalla a continuación.

3.7.1 **Sensores de presión**

En este trabajo se utilizaron sensores comerciales de la empresa OMEGA, modelo PX 102-025GV, el cual se presenta en la Figura 3.23.



Figura 3.23 Sensor de presión de la empresa OMEGA, modelo PX 102-025GV.

Según las especificaciones del fabricante, el rango de medición de estos sensores está comprendido entre 0 y 172 kPa. Es decir, que este tipo de sensores permite medir la máxima presión hidrostática de un líquido con la misma densidad que el hormigón (2400 kg/m^3), hasta una altura de 7.3 m de columna de líquido.

Otro aspecto a considerar es el diámetro de la cara de medida del sensor, ya que, según Khayat y Assaad (2008), éste tiene que ser superior al diámetro máximo del árido grueso, para que no haya ninguna interferencia en la medición. En este caso, los sensores tienen un diámetro de cara de 19 mm, lo que permite utilizar un tamaño máximo de árido grueso inferior o igual a ese valor. Como puede observarse en la Tabla 3.1, en todos los casos, el diámetro máximo del árido era de 12 mm.

Este modelo de sensores dispone de cuatro cables, dos para la alimentación y dos para determinar la señal que se está midiendo, y sus principales características técnicas son las siguientes:

- Alimentación: 5 Vdc 35 mA
- Señal de salida (en mV): $0 \text{ a } 100 \pm 1\%$
- Resistencia de entrada (en Ohmios): 150 ± 50
- Resistencia de salida (en Ohmios): 112 ± 25
- Precisión 0.5%
- Diámetro la base de apoyo (en mm): 23.7
- Profundidad total (en mm): 29.0

3.7.2 Adaptadores para unir el sensor al encofrado

Khayat y Assaad (2008) establecieron que para medir la presión lateral ejercida por el hormigón, la cara de medida de los sensores debe estar perfectamente alineada con la superficie interior del encofrado.

Para poder cumplir con este requisito se utilizó la pieza de acople diseñada por Santilli (2010), la cual está conformado por dos piezas: una tapa inferior, que sostiene al sensor por la base de apoyo y se enrosca a la tapa superior que se encuentra soldada al encofrado, tal como se observa en la Figura 3.24 y Figura 3.25 respectivamente. En la Figura 3.24 se observa el sensor colocado en la tapa inferior, donde también se puede observar la rosca que permite unir las dos partes.



Figura 3.24 Sensor de presión colocado en la tapa inferior diseñada por Santilli (2010).

Por otro lado, en los paneles de los encofrados *LGR* se realizó un agujero de la misma dimensión que la tapa superior, para soldar la misma y garantizar así el correcto posicionamiento del sensor. En la Figura 3.25 se puede observar la tapa superior soldada a uno de los paneles del encofrado *LGR*. Debido a que las mediciones de presión se llevaron a cabo en laboratorio, las mismas se realizaron únicamente cuando el encofrado *LGR* fue utilizado, por lo que solamente fueron perforados los paneles pertenecientes a dichos encofrados.



Figura 3.25 Tapa superior soldada al encofrado.

De esta manera, la tapa inferior se enroscaba a la tapa superior, permitiendo que la cara de medida del sensor se encontrara en el plano formado por la cara interior del panel del encofrado.

3.7.3 Lectura de datos

El montaje utilizado para poder realizar la lectura, el registro y el almacenamiento de los datos, consistió en conectar los dos cables de alimentación del sensor a una fuente de 5 Vdc, y los dos de salida a una tarjeta de adquisición conectada a un PC. De esta manera se procedió a almacenar y visualizar los datos en el PC empleando el software Labview 2012 sp1 de National Instruments. Un esquema del montaje realizado se presenta en la Figura 3.26.

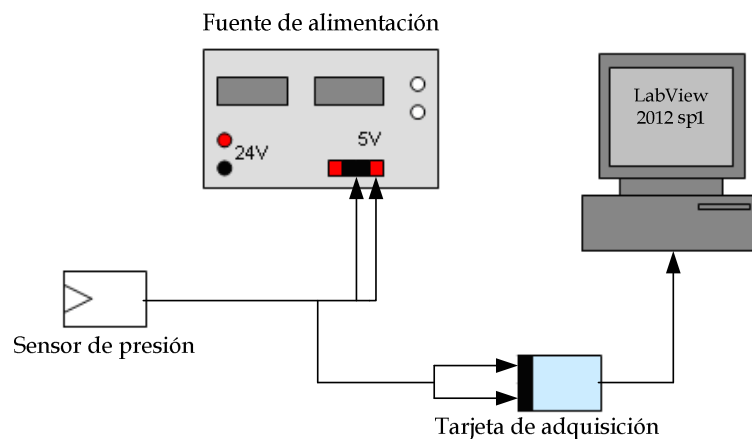


Figura 3.26 Montaje realizado para la lectura y almacenamiento de los datos del sensor.

La tarjeta de adquisición de National Instruments, modelo NI 9211, presenta un rango de medida desde -80 mV hasta +80 mV, con una resolución de tarjeta de 24 bits. Por ello, el resultado que se obtiene de cada uno de los sensores es un valor comprendido entre 0 y 80 mV, siendo necesario calibrar los mismos para conocer el valor de presión equivalente.

3.7.4 Calibración de sensores de presión

La calibración de los sensores de presión se realizó con aire a presión. Para ello, se utilizó la tapa de calibración mecanizada en acero, diseñada también por Santilli (2010), con el fin de colocar al sensor en un recinto estanco. En la Figura 3.27 se puede observar el montaje de la tapa de calibración con el sensor.

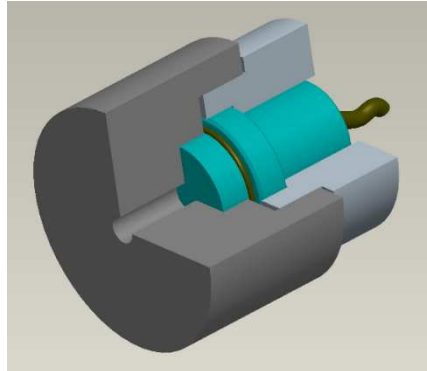


Figura 3.27 Montaje y tapa superior de calibración.

Además, como puede observarse también en la Figura 3.27, se taladró un agujero en la tapa superior de calibración, donde se introdujo un racord (enlace para unión de mangueras) para conectar la sonda por la cual se hacía llegar el aire a presión. El montaje realizado para la calibración de los sensores fue a través del calibrador Modular Avanzado DPI 620 de la Empresa General Electric, el cual puede observarse en la Figura 3.28.



Figura 3.28 Calibrador Modular Avanzado DPI 620 de General Electric.

Dicho calibrador presentaba un racord, al cual se conectaba un tubo conectado al racord de la tapa de calibración, y mediante el cual se hacía llegar el aire inyectado por el calibrador. La lectura del sensor que se quiere calibrar se realizaba de forma análoga a la descrita para la lectura de los datos del mismo. En la Figura 3.29 se observa un esquema de este montaje.

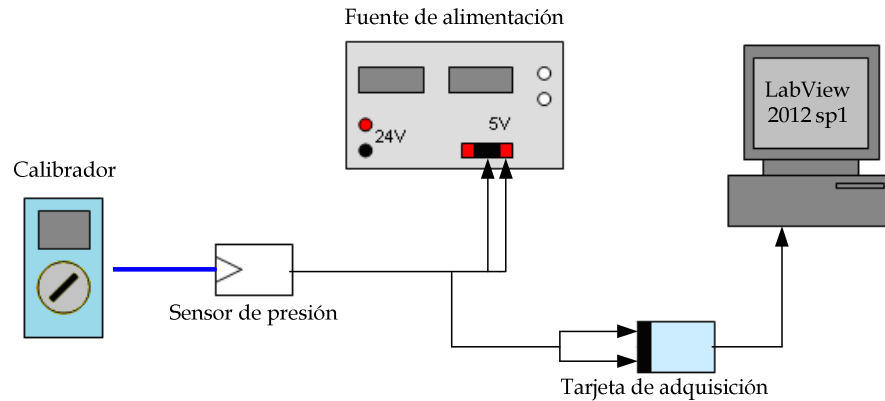


Figura 3.29 Esquema del sistema de calibración.

El procedimiento de calibración consistió en ir inyectando aire a una presión conocida a través del calibrador, e ir almacenando dichos datos de presión con los resultados de voltaje medidos por el sensor que se recogían en el PC. Finalmente, se procedió a relacionar dichos datos, tal como se observa en la Figura 3.30, donde se muestra la curva Presión-mV asociada a uno de los sensores calibrados.

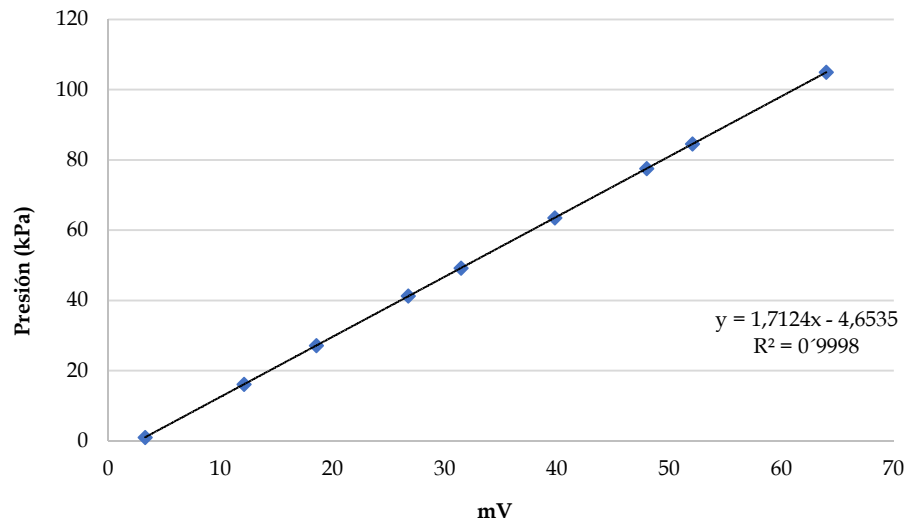


Figura 3.30 Relación presión - mV de un sensor.

Se realizaron dos ensayos por sensor, estableciendo la relación Presión-mV como la media de los dos valores obtenidos. La diferencia del origen, en la Figura

3.30, se explica por el fabricante en la hoja técnica de los sensores, en donde se establece que estos tienen un balance de cero de ± 5 mV.

La curva obtenida se aproximó por mínimos cuadrados a una recta, obteniendo en todos los ensayos realizados valores de correlación R muy cercanos a 1, lo cual se corresponde con la linealidad considerada. Por ejemplo, para el sensor que se muestra en la Figura 3.30, la presión que resulta en el mismo se obtiene multiplicando los mV medidos en el ordenador por 1'7124 y restándole 4'653 al resultado.

3.7.4.1 Verificación de la calibración

Tras la calibración de los sensores, se procedió a la verificación de la misma para poder validarla. Esta, a diferencia de la calibración, se realizó mediante el montaje de una tubería utilizando agua como carga de comparación.

Para esto se montó una tubería de PVC de 3'6 m de altura y 52'5 mm de diámetro interior. La base de la tubería se encontraba cerrada con un tapón de PVC. A 15 cm del suelo se perforó un orificio para colocar un racord del cual salían dos ramificaciones. Una de ellas estaba conectada al sensor de presión a través de su carcasa y la otra estaba conectada a un tubo de plástico que subía hasta la parte superior de la tubería con el fin de conocer la altura de llenado de la misma. Con este método se comprobó, para distintos niveles de agua, la presión registrada por el sensor. En la Figura 3.31 se muestra la tubería utilizada y la conexión realizada al sensor de presión.



Figura 3.31 Tubería para verificar la calibración y unión de la misma al sensor de presión.

El sensor se conectó al PC y, conforme se iban registrando diferentes niveles de agua, se registraban los mV obtenidos. Una vez conocidos dichos puntos, los mismos se representaron en la curva de calibración para comprobar el error y la desviación de los datos. En todos los casos se registraron errores menores al 0,5%, por lo que se determinó como válida la calibración de los diferentes sensores. En la Figura 3.32 se pueden observar reflejadas las cruces rojas procedentes de la validación de uno de los sensores y la curva obtenida de la calibración del mismo.

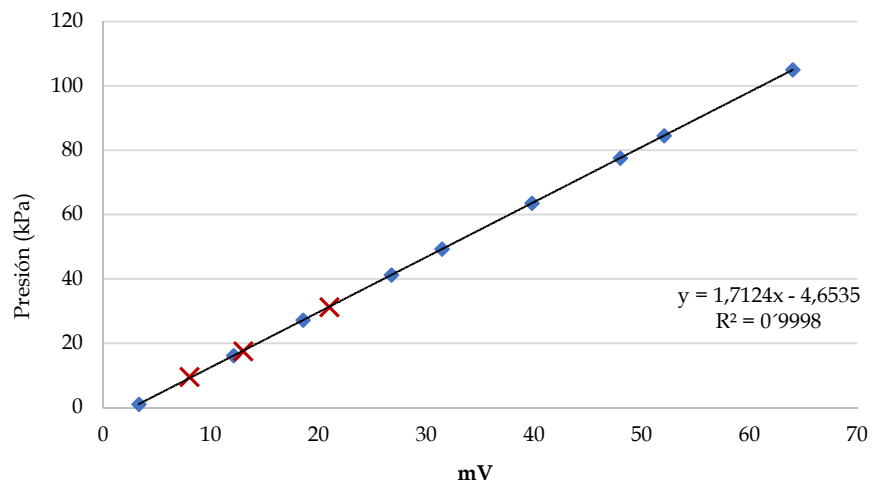


Figura 3.32 Curva de calibración con los puntos obtenidos en la validación del mismo.

3.8 ENCUESTA

Según se explicó en la Sección 2.3 de esta tesis, existe una gran discrepancia entre los valores de tiempos mínimos de desencofrado propuestos por diferentes normas y autores. Adicionalmente, según se describió en la Sección 2.4, son varios los factores que influyen en la determinación de dichos tiempos, siendo predominante entre ellos la temperatura. Por ello, se procedió a considerar, además de las normativas y los trabajos realizados por otros autores, la opinión de directores de obra sobre la situación real del problema en obra. Para ello, la metodología empleada fue la realización de una encuesta.

Para la realización de la encuesta se consideró lo recomendado por Gallardo y Moreno (1999) respecto a que en el total del cuestionario el número de interrogantes no sea muy elevado. De esta manera se busca evitar la fatiga del interrogado y el riesgo de que éste responda con mayor dificultad y los resultados resulten poco representativos.

Además, respecto a la estructura de las preguntas, Gallardo y Moreno (1999) recomendaron organizar la prueba de tal forma que se vaya progresando en la complejidad de las operaciones mentales. Así, los autores recomiendan iniciar con las preguntas de falso/verdadero, sí/no, correcto/incorrecto; luego continuar con las de respuesta corta o elección múltiple, y dejar para el final de la encuesta las que impliquen escalas de evaluación y las de tipo ensayo o respuesta abierta.

Un ejemplar de la encuesta se describe en el Apéndice B, en su versión en castellano. Esta encuesta se realizó a 122 directores de obras, los cuales eran todos profesionales (en su mayoría ingenieros y arquitectos), en 21 países entre los que se encuentran: Arabia Saudita, Argentina, Australia, Bolivia, Colombia, Costa Rica, Chile, Ecuador, España, EE.UU., El Salvador, India, Irlanda, Malasia, Marruecos, México, Montenegro, Perú, Uruguay, Venezuela, y Vietnam.

Según se observa en el Apéndice B, la encuesta se divide en dos partes: la primera, y principal, pretende conocer la realidad de los tiempos de desencofrado, y en la segunda se aprovechó la oportunidad para conocer los criterios y métodos utilizados para el dimensionado de los paneles de los encofrados verticales. Durante la tesis se irán mencionando los diferentes resultados cuando el desarrollo de la misma lo requiera.

En la primera parte, como puede observarse en el ejemplar que se presenta en el Apéndice B, se interrogó sobre los parámetros que los directores de obra consideran más importantes para la determinación de los tiempos de desencofrado.

frado, las cualidades que debe tener la pieza para considerar apto el desencofrado, la metodología que emplean para determinar el momento de desencofrado y la resistencia mínima que consideran suficiente para poder desencofrar. Luego se presentó la metodología desarrollada en esta tesis para conocer el grado de aceptación y la aplicabilidad de la misma en construcciones reales.

Finalmente, la segunda parte de la encuesta, aprovechó la oportunidad del contacto con los directores de obras para conocer los criterios utilizados en la práctica para dimensionar los paneles de los encofrados verticales, así como los parámetros que consideran más influyentes en la presión lateral ejercida por el *HAC* sobre las paredes del encofrado y sobre los diferentes ensayos de caracterización que se realizan en obra.

Capítulo 4

METODOLOGÍA DE DESENCOFRADO

En este Capítulo se evalúan los diferentes modelos normalizados para predecir la evolución de la resistencia del hormigón in situ, para luego describir la metodología de desencofrado y estudiar las diferentes maneras de determinar los parámetros necesarios para llevar a cabo la misma.

4.1 MODELOS DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA

Tanto la Norma Española EHE-08 (2008), como la American Concrete Institute (ACI), presentan diferentes formas de predecir la evolución de la resistencia del hormigón en el tiempo.

Por su parte, la ACI, en su Committee 209, propone predecir la resistencia del hormigón a una determinada edad según la Ecuación 4.1.

$$f_{cm,t} = \left(\frac{t}{a+bt} \right) f_{cm,28} \quad 4.1$$

Donde:

$f_{cm,28}$: Resistencia media a la compresión del hormigón a los 28 días (MPa).

$f_{cm,t}$: Resistencia media a la compresión del hormigón a una edad t (MPa).

t : Edad del hormigón (días).

a, b : Constantes que dependen del tipo de cemento y del curado del hormigón. Los valores propuestos por esta Normativa se describen en la Tabla 4.1.

Tipo de cemento	Curado húmedo del hormigón		Hormigón curado al vapor	
	a	b	a	b
I	4'0	0'85	1'0	0'95
III	2'3	0'92	0'70	0'98

Tabla 4.1 Valores de las constantes a y b según la A.C.I Committee 209.

Por otra parte, la EHE-08 (2008) proporciona valores del porcentaje de la resistencia adquirida por el hormigón a los 28 días, según su edad, tal como se expresa en la Tabla 4.2.

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
<i>Hormigones de endurecimiento normal</i>	0'40	0'65	1	1'2	1'35
<i>Hormigones de endurecimiento rápido</i>	0'55	0'75	1	1'15	1'2

Tabla 4.2 Porcentaje de resistencia adquirida según la edad del hormigón

Dado que la EHE-08 (2008) sólo proporciona valores a edades muy concretas, se puede recurrir a otras Normativas para predecir la evolución de la resistencia en el tiempo. En este sentido, tomando la expresión facilitada por el Código Modelo CEB-FIP (1990), es que se obtiene que la resistencia del hormigón para una determinada edad se puede calcular según lo expresado en la Ecuación 4.2.

$$f_{cm,t} = \beta_{cc}(j) f_{cm,28} \quad 4.2$$

En donde:

$f_{cm,t}$: Resistencia media a la compresión del hormigón (MPa) a la edad t (días).

$f_{cm,28}$: Resistencia media a la compresión del hormigón a la edad de 28 días (MPa).

β_{cc} : Coeficiente que se determina según la Ecuación 4.3.

$$\beta_{cc}(j) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \quad 4.3$$

Donde:

t : Edad del hormigón (días)

s : Coeficiente que depende del tipo de cemento y que puede adoptar los siguientes valores:

- 0'20 para cementos de endurecimiento rápido y de alta resistencia.
- 0'25 para cementos de endurecimiento normal o rápido.
- 0'38 para cementos de endurecimiento lento.

4.1.1 Evaluación de los modelos de predicción

Para evaluar la precisión que presentan tanto la ACI, en su Committee 209, como el Código Modelo CEB-FIP (1990) en la predicción de la resistencia, se contruyeron las gráficas de predicción teórica para una determinada dosificación de hormigón. En este caso la dosificación utilizada fue la Dosificación C. El resultado de las gráficas obtenidas puede observarse en la Figura 4.1.

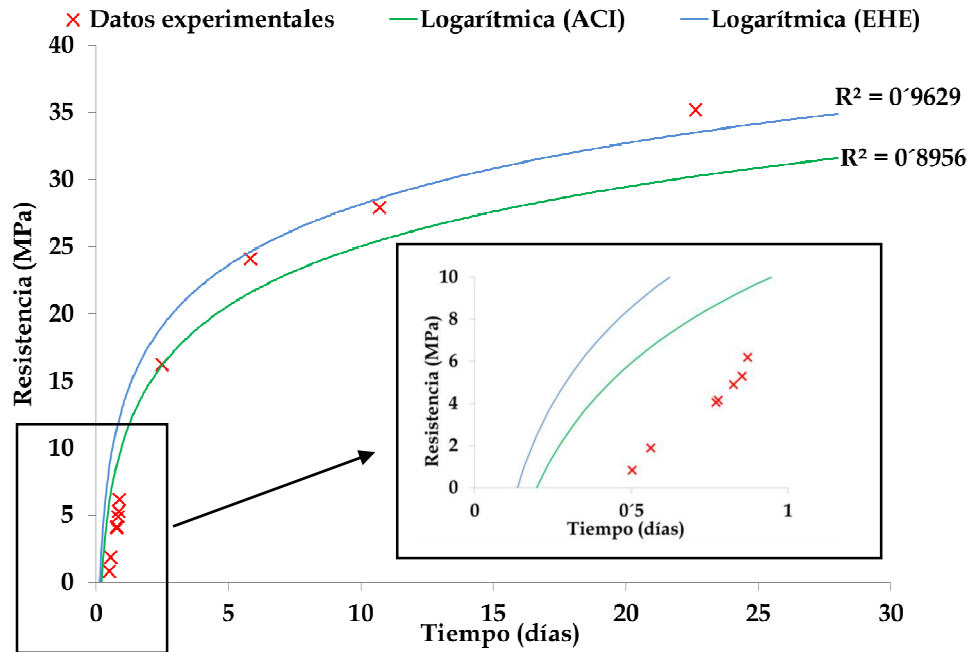


Figura 4.1 Predicción de la resistencia según la ACI y el Código Modelo CEB-FIP (1990).

En la Figura 4.1 también pueden observarse los resultados para diferentes edades de la medida experimental del ensayo a compresión de probetas cilíndricas realizadas con esa misma dosificación. Los valores de resistencia obtenidos en dichos ensayos (Resistencia experimental), con su respectiva edad en el momento del ensayo, se recogen en la Tabla 4.3. Por otro lado, se calculó, para cada edad en que se ensayó una probeta, la resistencia teórica ($R_{TEÓRICA}$) resultante de aplicar los dos modelos presentados, cuyos valores también se recogen en la Tabla 4.3.

Resistencia Experimental (MPa)	Edad (Días)	R _{TEÓRICA} según ACI (MPa)	Error según ACI	R _{TEÓRICA} según Código Modelo CEB-FIP (MPa)	Error según Código Modelo CEB-FIP
0'8	0'5	4'0	79%	7'1	88%
1'9	0'6	4'5	58%	7'8	76%
4'1	0'8	5'9	31%	10'1	60%
4'2	0'8	5'9	30%	10'2	59%
5'3	0'9	6'4	18%	10'9	52%
4'9	0'8	6'3	22%	10'7	54%
6'2	0'9	6'6	5%	11'1	44%
16'2	2'5	14'5	12%	19'8	18%
24'1	5'8	23'2	4%	26'5	9%
27'9	10'7	29'2	4%	30'6	9%
35'2	22'6	34'8	1%	34'7	1%

Tabla 4.3 Errores obtenidos para los modelos de predicción propuestos por la ACI y por el Código Modelo CEB-FIP (1990).

Para estudiar el ajuste de cada uno de los dos modelos de predicción a los valores experimentales obtenidos del ensayo, se consideró la desviación de cada uno de los valores de resistencia obtenidos al aplicar un modelo de predicción, respecto al valor obtenido en el ensayo a compresión a la misma edad, según se expresa en la Ecuación 4.4.

$$Error(\%) = \frac{|R_e - R_t|}{R_t} \quad 4.4$$

Siendo:

R_t : Valor de resistencia teórica resultante de la aplicación de un determinado modelo en el instante de tiempo t .

R_e : Resistencia medida en el ensayo a compresión en el instante de tiempo t .

Como puede observarse en la Tabla 4.3, en donde se recogen los errores resultantes, estos disminuyen conforme aumenta la edad de la mezcla. Es decir, los mayores errores en los modelos se producen a edades tempranas.

Por otro lado, según se comprueba en la encuesta descrita en la Sección 3.8, el 89% de los directores de obras encuestados consideran que 10 MPa, o incluso menor resistencia, es suficiente para desencofrar elementos verticales. Además, según puede observarse en la Figura 4.2, el 11% de los casos restantes mencionaron valores superiores a 10 MPa en caso que los elementos a desencofrar fueran

losas o estructuras especiales. Por ello, para estudiar el error de los modelos de predicción con posible aplicación al desencofrado, se estudió el error promedio para el caso de valores de resistencias experimentales inferiores a 10 MPa.

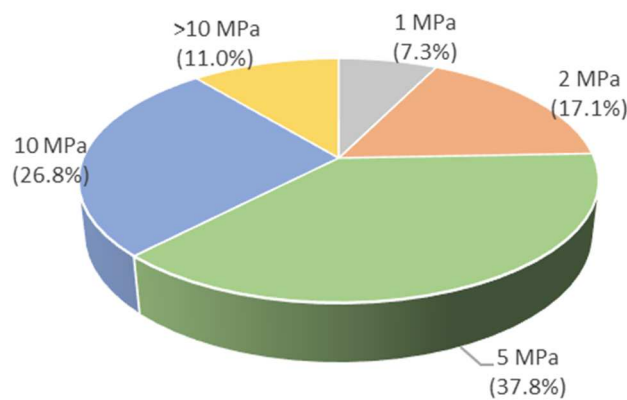


Figura 4.2 Resistencia mínimas necesarias para desencofrar según encuesta.

El promedio de errores producidos en el caso de utilizar el modelo de predicción de la ACI Committee 209 (2009), para valores de resistencias inferiores a 10 MPa resulta del 35%, mientras que este valor asciende a un 62% cuando se aplica el modelo de predicción propuesto por el Código Modelo CEB-FIP (1990). Además, ambos modelos presentaron una desviación estándar del 25% y 15%, respectivamente, por lo que si bien el modelo de predicción descrito por la ACI Committee 209 (2009) presenta menor error de predicción, el mismo es menos consistente. Finalmente, ninguno de los dos modelos se considera aceptable para predecir valores de resistencias cuando el objetivo es estudiar tiempos de desencofrado debido al gran margen de error que estos presentan a edades tempranas.

Por ello, se trató de conocer mejor qué parámetros influyen en la evolución de la resistencia del hormigón. Como puede observarse en la Sección 2.3 de esta tesis, la mayoría de las Normativas determinan los tiempos de desencofrado en función de la temperatura a la que estuvo expuesta la mezcla. Además, considerando la encuesta descrita en la Sección 3.8, se puede observar en la Figura 4.3 que el 14'1% de los directores de obra consideran que la temperatura a la que está expuesta la mezcla en sus edades tempranas es uno de los parámetros más importantes en el desencofrado, junto con la dosificación y la resistencia de la mezcla.

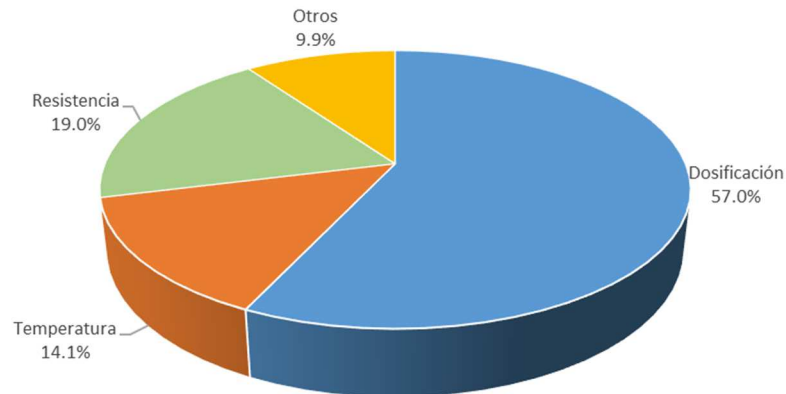


Figura 4.3 Parámetros que influyen en la determinación de tiempos de desencofrado.

Analizando este resultado, se estudió la predicción de la resistencia a través de los coeficientes de maduración, ya que, como se mencionó anteriormente, la maduración considera un coeficiente que vincula la temperatura a la que estuvo sometida la mezcla y el tiempo transcurrido desde el vertido.

4.1.2 Predicción de la resistencia mediante los coeficientes de maduración

La Norma ASTM C 1074 (2004) propone el cálculo de coeficientes de maduración y establece que, para una determinada dosificación, la gráfica Resistencia-Maduración es única. Un esquema de la curva patrón Resistencia-Maduración puede observarse en la Figura 4.4.

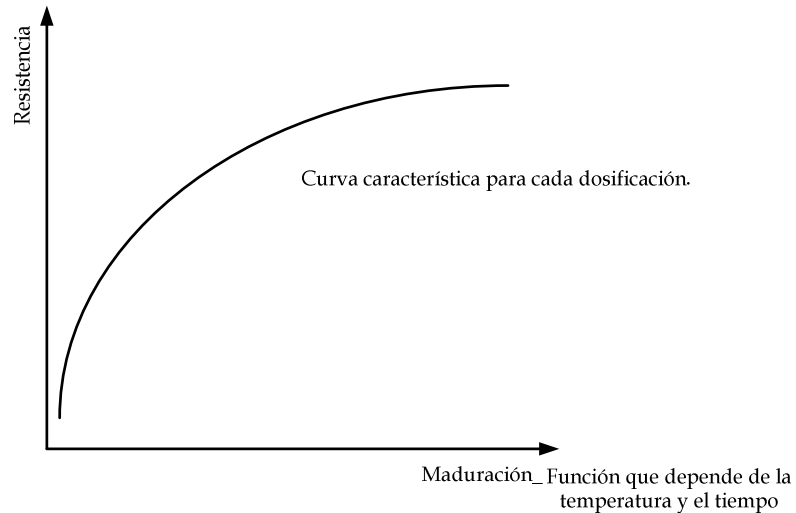


Figura 4.4 Curva patrón Resistencia-Maduración del hormigón.

De esta manera, se tienen en cuenta los parámetros que los directores de obras consideran más importantes al decidir el plazo de desencofrado: dosificación, resistencia y temperatura. En el eje de las abscisas, donde se representa la maduración, se incluye la temperatura y el tiempo, y en el eje de las ordenadas, la resistencia. Además, dicha relación es única para cada dosificación.

Es por ello que se realizó la gráfica Resistencia-Maduración para la misma dosificación utilizada en la evaluación de los modelos propuestos por la ACI Committee 209 y el Código Modelo CEB-FIP (1990), con el fin de estudiar el error de la misma frente a los mismos datos experimentales.

En la Figura 4.5 se puede observar la gráfica Resistencia-Maduración obtenida con los coeficientes de maduración propuestos por la ASTM C 1074 (2004) y los datos experimentales considerados para el estudio del error. Los valores obtenidos se describen en la Tabla 4.4.

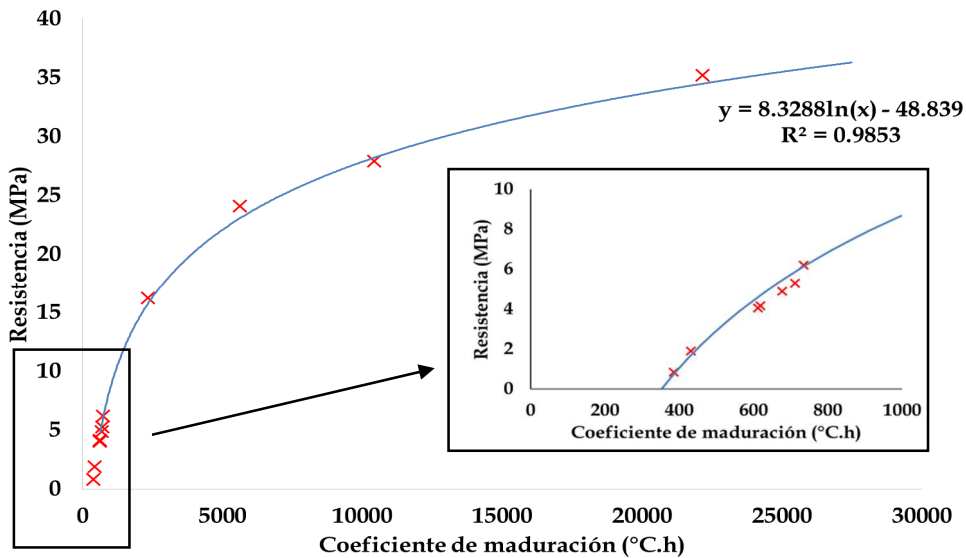


Figura 4.5 Gráfica Resistencia-Maduración según ASTM y datos experimentales para el estudio del error.

Coeficiente de maduración (°C.h)	Resistencia experimental (MPa)	R _{teórica} según ASTM C1074 (Mpa)	Error (%)
386	0.8	0.8	10.5%
431	1.9	1.7	12.4%
612	4.1	4.6	11.9%
619	4.2	4.7	11.3%
712	5.3	5.9	9.6%
677	4.9	5.5	10.1%
735	6.2	6.1	1.1%
2339	16.2	15.8	2.9%
5625	24.1	23.1	4.5%
10427	27.9	28.2	1.1%
22162	35.2	34.5	2.1%

Tabla 4.4 Estudio de errores para predicción de la resistencia según ASTM C1074 (2004).

Considerando los datos de resistencia inferiores a 10 MPa, el promedio de los errores desciende drásticamente a 9.7%, resultando la desviación estándar de los mismos de un 4%. De esta manera, resulta manifiesto que la temperatura tiene una influencia significativa en el desarrollo de la resistencia del hormigón a edades tempranas, por lo que resulta interesante considerar, además del tiempo

transcurrido desde el llenado, las temperaturas a las que estuvo sometida la mezcla a edades tempranas para poder predecir la evolución de la resistencia y optimizar los tiempos de desencofrado.

Finalmente, este mismo procedimiento se realizó para otra dosificación con el fin de poder validar los resultados obtenidos. En este caso la dosificación utilizada fue la Dosificación B. Tal como puede observarse en la Tabla 4.5, el promedio de los errores en caso de utilizar los coeficientes de maduración, cuando la resistencia es inferior a 10 MPa, es del 8'3%, mientras que en el caso de considerar los modelos propuestos por el Código Modelo CEB-FIP (1990) y por la ACI Committee 209 (2009) este valor asciende a 47% y 13'3%, respectivamente. De esta manera se puede concluir que la temperatura influye significativamente en el desarrollo de la resistencia por lo que es un parámetro clave a tener en cuenta para conocer su evolución in situ con el fin de determinar los tiempos óptimos de desencofrado.

Edad (días)	Coefficiente de maduración (°C.h)	Resistencia experimental (Mpa)	R _{TEORICA} ASTM (Mpa)	Error ASTM (%)	R _{TEORICA} ACI (Mpa)	Error ACI (%)	R _{TEORICA} Código Modelo CEB-FIP (Mpa)	Error Código Modelo CEB-FIP (%)
0'9	945	4'89	4'5	9%	6'31	23%	10'69	54%
1'2	1267	7'96	7'21	10%	8'08	1%	13'02	39%
1'3	1274	6'8	7'26	6%	8'12	16%	13'07	48%
4'5	4533	17'7	18'98	7%	19'73	10%	23'62	25%
8'2	8171	24'1	24'42	1%	25'65	6%	27'77	13%
8'7	8635	25'9	24'93	4%	26'17	1%	28'13	8%
13'2	13117	28'11	28'79	2%	29'79	6%	30'64	8%
19'8	19561	31'98	32'48	2%	32'62	2%	32'74	2%
21'6	24318	34'96	34'49	1%	33'16	5%	33'16	.5%

Tabla 4.5. Errores según los diferentes modelos para la Dosificación B.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

La metodología para determinar el tiempo de desencofrado descrita en este trabajo de tesis doctoral consiste en construir la gráfica Resistencia-Maduración a partir de los coeficientes de maduración propuestos por la ASTM C 1074 (2004). Posteriormente, conociendo la resistencia a la que se desea desencofrar, y verificando que se cumplen con los criterios de desencofrado establecidos por Harrison (1975), se determina la maduración mínima para desencofrar, tal como se puede observar en la Figura 4.6.

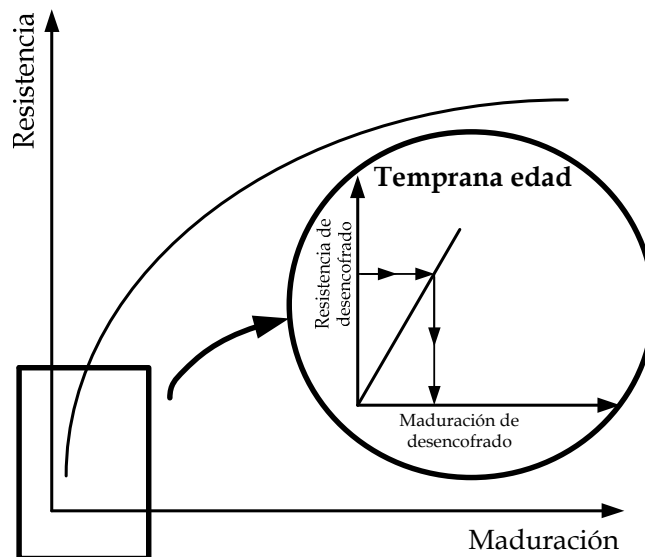


Figura 4.6 Esquema de la metodología de desencofrado.

Así, basta con seleccionar la resistencia que se desea alcanzar en el momento de desencofrar, para determinar por medio de la gráfica Resistencia-Maduración, la maduración correspondiente a la resistencia de desencofrado buscada.

La maduración se medirá continuamente in situ mediante un madurímetro, o un medidor de maduración, permitiendo determinar el Coeficiente de Maduración para cada intervalo de tiempo mediante la Ecuación 2.33 o 2.34. Finalmente, se puede retirar el encofrado una vez que el hormigón haya alcanzado la maduración de desencofrado, tal como se observa en la Figura 4.6.

La importancia de la utilización de la gráfica Resistencia-Maduración radica en que, a pesar de que en obra se desee el desencofrado de las piezas a diferentes resistencias, la metodología sigue siendo válida. Únicamente es necesario determinar el valor de resistencia al cual se desea desencofrar la pieza y determinar la maduración correspondiente a dicha resistencia.

Además, para la misma dosificación y el mismo coeficiente de maduración se tendrá la misma resistencia sin importar la combinación de temperatura-tiempo. Esta afirmación se explica gráficamente en la comparación de las Figura 4.7.a, Figura 4.7.b y Figura 4.7.c, en donde para diferentes combinaciones de tiempo y temperatura se obtiene la misma maduración.

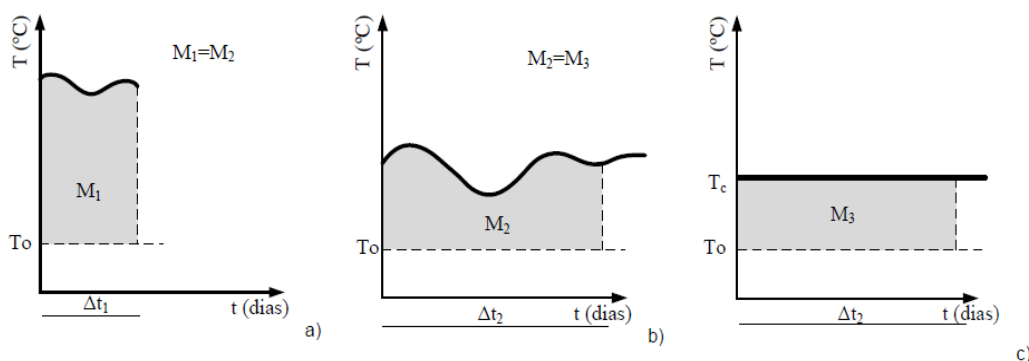


Figura 4.7 Maduración equivalente para diferentes combinaciones de temperatura-tiempo

Si bien lo descrito anteriormente determinaría el fundamento principal de la metodología, es necesario conocer los procedimientos a seguir para poder llevar a cabo la misma. La metodología propuesta consta de dos etapas: determinar la relación Resistencia-Maduración, para la dosificación que se usará en obra, y conocer la resistencia in situ de las piezas que se desean desencofrar. Debido a que, para una misma dosificación la relación Resistencia-Maduración es única, en algunos casos esta puede ser brindada por la empresa que suministra el hormigón. De todas formas, a continuación se describen los dos procedimientos necesarios para llevar a cabo la metodología: el procedimiento para determinar la relación Resistencia-Maduración, y el procedimiento para conocer la resistencia que ha adquirido la pieza in situ.

4.2.1 Procedimiento para establecer la relación Resistencia-Maduración según la Norma ASTM C 1074 (2004).

- 1) Preparar al menos 15 muestras cilíndricas de hormigón, con los materiales y la proporción entre ellos similares a la mezcla de hormigón que se le quiere estimar la resistencia in situ.

- 2) Colocar sensores de temperatura a ± 15 mm del centro de las muestras en al menos dos de ellas. Dichos sensores deben estar conectados a un dispositivo que permita registrar el historial de temperaturas.
- 3) Colocar las muestras en un ambiente húmedo según los requerimientos de la especificación ASTM C 511 (2006).
- 4) Realizar ensayos a compresión a diferentes edades, según la ASTM C 39 (2005), teniendo como referencia las edades de: 1, 3, 7, 14 y 28 días. En caso de hormigones de alta resistencia inicial o cuando las estimaciones de resistencia se deben hacer a valores bajos de maduración (como es el caso del desencofrado de elementos verticales) los ensayos deben comenzar tan pronto como sea posible. Es por ello que es de especial interés la realización de ensayos durante las primeras 24 horas. Además, para cada edad se deben ensayar dos muestras, registrando como resultado del ensayo la resistencia promedio. Si la diferencia entre el resultado obtenido de las dos muestras excede el 10% de la resistencia promedio, se debe ensayar otra probeta cilíndrica y computar el promedio de los tres valores.
- 5) Para cada ensayo a compresión se debe registrar la maduración correspondiente, calculada de acuerdo a las Ecuaciones 2.33 y 2.34. El intervalo de tiempo para determinar la maduración no podrá superar los 30 minutos para las primeras 48 horas.
- 6) Representar la resistencia promedio a la compresión como función del coeficiente de maduración promedio.
- 7) Determinar la curva logarítmica que mejor se ajuste a los datos graficados (Figura 4.4), la cual será la que luego se utilice para estimar la resistencia del hormigón in situ.

4.2.2 Procedimiento para estimar la resistencia del hormigón in situ

- 1) Tras verter el hormigón en el encofrado, se deben colocar sensores de temperatura en puntos críticos de la estructura, en lo que refiere a las condiciones estructurales y de exposición.
- 2) Conectar los sensores a los dispositivos encargados de registrar la temperatura y activarlos inmediatamente.
- 3) Cuando se quiera determinar la resistencia, se debe calcular el valor del coeficiente de maduración de la pieza de hormigón según el historial de temperaturas.
- 4) A partir de la relación Resistencia-Maduración, establecida según la Sección 4.2.1, determinar el valor de la resistencia del hormigón correspondiente al coeficiente de maduración hallado en el punto anterior, tal como se observa en la Figura 4.6.

4.1 PARÁMETROS NECESARIOS PARA LA METODOLOGÍA

A continuación se describen las diferentes maneras para determinar los dos parámetros necesarios para llevar a cabo la metodología de desencofrado: los coeficientes de maduración y la resistencia.

4.1.1 Coeficientes de maduración

Para medir los coeficientes de maduración in situ existen dos métodos: directo e indirecto. El primero es mediante la utilización de un dispositivo digital, más comúnmente llamado madurímetro o medidor de madurez, el cual está conectado a un cable termopar y presenta un procesador que permite transformar los datos de tiempo y temperatura en datos de maduración, que pueden ser observados directamente en la pantalla del mismo. En la Figura 4.8 se puede observar un termopar conectado a un madurímetro.



Figura 4.8 Madurímetro.

En caso de no contar con dicho dispositivo, se puede utilizar el método indirecto para la determinación de los coeficientes de maduración. Este método es el utilizado en la campaña experimental de esta tesis y consiste en conectar el cable termopar a un datalogger (o una tarjeta de adquisición) capaz de convertir las señales eléctricas en mediciones de temperatura, tal cual lo descrito en la Sección 3.1.1. De esta forma se determina el historial de temperaturas de la pieza y se procesan los datos para determinar manualmente la maduración correspondiente mediante las Ecuaciones 2.33 y 2.34.

4.1.2 Resistencia

La manera más tradicional de determinar la resistencia a compresión del hormigón es mediante el ensayo a compresión de probetas cilíndricas descrito en la UNE-EN 12390-3 (2009).

En la Norma Española EHE-08 (2008) todos los métodos de cálculo y las especificaciones del ensayo se refieren a probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. No obstante, para la determinación de la resistencia a la compresión pueden emplearse también probetas cilíndricas de diferentes dimensiones, siempre y cuando se cumplan las condiciones establecidas por la UNE-EN 12390-1 (2013), o probetas cúbicas de 15 cm de arista. En el caso de hormigones con resistencia característica superior a 50 N/mm² y cuando el tamaño máximo del árido sea inferior a 12 mm, se podrán utilizar también probetas cúbicas de 10 cm de arista. En estos casos, los resultados deberán afectarse con el correspondiente factor de conversión, de acuerdo a lo expresado en el Artículo 86.3 de la EHE-08 (2008). Además, en todos los casos, el curado de las probetas se realizará según la UNE-EN 12390-2 (2009).

Sin embargo, durante los últimos cincuenta y cinco años se ha desarrollado una extensa y variada investigación sobre diferentes ensayos que permitieran conocer con el mayor grado de aproximación posible alguna propiedad física o mecánica del hormigón. Hostalet Alba (1994) clasificó estos ensayos según las propiedades del material que se deseen determinar. En el caso de que la propiedad que se desee conocer sea la resistencia del hormigón, el autor sugiere los siguientes ensayos: índice de rebote, prueba de ultrasonido, ensayo pull out, ensayos pull off y break off, ensayo de resistencia a la penetración y, extracción y ensayo de probetas testigo de hormigón endurecido.

Es por ello que en esta Sección se procede a describir dichos ensayos, diferenciándolos según sean considerados ensayos no destructivos de información complementaria o ensayos semidestructivos, con el fin de luego discutir cuál de ellos se adecua mejor a la metodología de desencofrado. Los ensayos semidestructivos hacen referencia a aquellos ensayos que producen una rotura de la pieza ensayada o colapso de la zona estructural investigada.

4.1.2.1 Ensayos no destructivos:

4.1.2.1.1 Índice de rebote (Esclerómetro o martillo Schmidt)

En España, la UNE-EN 12504-2 (2013) es la Normativa que describe el ensayo para la determinación del índice de rebote de una zona de hormigón endu-

recido usando un martillo (esclerómetro) que consta de una masa de acero impulsada por un muelle, que al ser liberado, golpea la superficie del hormigón. La medición se realiza a través de la distancia de rebote obtenida en el esclerómetro. Otra Normativa que regula este ensayo es la ASTM C 805 (2008).

Según lo establecido por la UNE-EN 12504-2 (2013), este ensayo puede emplearse para la comprobación de la uniformidad del hormigón in situ, así como para delimitar zonas o áreas de pobre calidad. Aunque este ensayo relacione la dureza superficial del hormigón con su resistencia a la compresión, dicha Normativa establece que el mismo no debe ser entendido como una alternativa a la determinación de la resistencia a la compresión del hormigón. Sin embargo, con una adecuada correlación se podría emplear para estimar la resistencia in situ, ya que en comparación a cuando esta se determina mediante la prueba de compresión, el ahorro en esfuerzo, tiempo y costo es muy considerable.

Además, según la norma ASTM C 805 (2008), este tipo de ensayo comienza a arrojar resultados con baja incertidumbre a partir de 15 a 16 días de endurecimiento del hormigón; por ello, el esclerómetro de alta resistencia no puede ser utilizado para medir resistencias del hormigón a edades tempranas.

Para conocer la resistencia del hormigón a edades tempranas se utiliza un esclerómetro con superficie de punzón mayor, denominado esclerómetro de baja resistencia, el cual ha sido concebido para ejecutar ensayos en materiales más blandos que el hormigón, como pueden ser paneles de yeso o mortero en las juntas de unión de mampostería. La superficie más grande del punzón permite ensayos sobre hormigón blando, a partir de una resistencia a la compresión de 1 MPa. Un ejemplo de este tipo de esclerómetro es el martillo Schmidt, cuyo procedimiento se describe en la Sección 3.2.3 de esta tesis.

4.1.2.1.2 Ultrasonido

Este ensayo consiste en evaluar la resistencia del hormigón determinando la facilidad con que lo atraviesa un pulso ultrasónico longitudinal. Si bien este ensayo no se recoge en la norma Española, en Europa está descrito por la Norma UNE-EN 12504-4 (2006), y además se encuentra regulado por las Normas ASTM C 597 (2002) y BS 1881 (1986) en su Apartado 203.

El principio operacional del ensayo se ilustra en la Figura 4.9. Un transductor (transmisor) envía un pulso vibratorio a otro transductor (receptor), ubicado preferentemente en la superficie opuesta de la pieza, donde a su vez un temporizador electrónico determina el tiempo empleado en el recorrido. La separación entre los transductores se divide por el tiempo del recorrido para obtener la velocidad del pulso a través del hormigón.

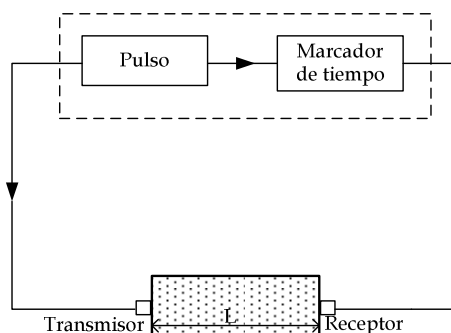


Figura 4.9 Esquema del ensayo de pulsos ultrasónicos.

Las correlaciones entre la resistencia del hormigón y la velocidad de impulso deben establecerse para cada mezcla específica de hormigón. La Norma UNE-EN 12504-4 (2006) establece que, en un hormigón desconocido, no es fiable la estimación de la resistencia basándose únicamente en la velocidad de impulso.

4.1.2.2 Ensayos semidestructivos

4.1.2.2.1 Ensayo Pull out

El ensayo Pull-out (o LOK-Test) está especialmente diseñado para medir la resistencia del hormigón. Consiste en medir el máximo esfuerzo necesario para extraer una pieza metálica de una pieza de hormigón ya endurecido. Si bien no existe Norma Española que regule dicho ensayo, el mismo se incluye en la Norma Americana ASTM C 900 (2006), a pesar que no se dispone de información adecuada sobre su confiabilidad. La Norma Británica BS 1881 (1992) también considera este ensayo en su Apartado 207.

La pieza metálica, también denominada inserto, es una varilla de acero, generalmente de 25 mm de diámetro, la cual se coloca en el hormigón cuando este se encuentra en estado fresco y se sujeta mediante el encofrado. Cuando el hormigón ya está endurecido, se aplica una fuerza con la ayuda de un gato hidráulico en la barra metálica, para arrancarla de la pieza de hormigón. Debido a su forma, el acero introducido es arrancado conjuntamente a un cono de hormigón, tal como puede observarse en la Figura 4.10, y la fuerza requerida para ello está relacionada con la resistencia del hormigón. Además, dentro de los requisitos para el ensayo especificado en la Norma ASTM C 900 (2006), se encuentran las dimensiones de los componentes, la distancia mínima entre los diferentes puntos de ensayo y la velocidad de carga, los cuales también se describen en la Figura 4.10.

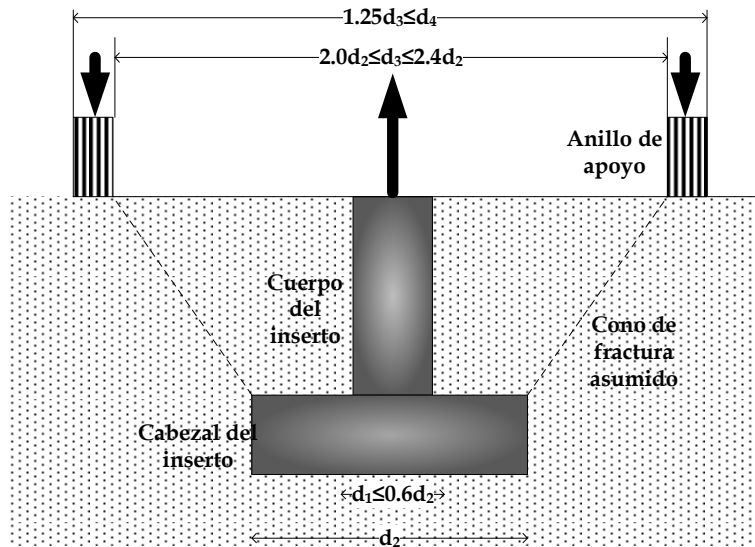


Figura 4.10 Esquema de la sección transversal del ensayo pull out.

El ensayo *pull out* se realiza generalmente con el fin de determinar si la resistencia del hormigón es suficiente como para proseguir con determinadas actividades que implican la aplicación temprana de cargas: post-tesado de cordones, operaciones de desencofrado, desapuntalamiento, o la finalización del proceso de curado o de protección de la estructura por el invierno.

Existen dos métodos para la realización del ensayo. El primero (no destructivo) consiste en aplicarle una fuerza específica al inserto para determinar si la pieza es capaz de soportarla. Es decir, conocer si la pieza ya ha alcanzado una resistencia mínima al aplicarle la fuerza correspondiente y el inserto no se desprende de la pieza, mientras que el segundo consiste en medir la fuerza máxima necesaria para remover el inserto, lo que genera una destrucción local de la pieza.

En este ensayo, el hormigón falla por esfuerzos de tracción y cortante, lográndose una buena correlación con su resistencia a la compresión. Si bien, según establece Gutiérrez de López (2003), existe poca variabilidad en sus resultados y la relación con la resistencia a la compresión es alta, este ensayo presenta diferentes inconvenientes que limitan su uso: se debe prever la localización de los puntos de ensayo antes de la puesta en obra del hormigón ya que las varillas para la prueba deben situarse antes del vertido, por lo que la prueba debe ser planeada de antemano, y además la estructura de hormigón resulta afectada y se requiere una reparación. Cabe destacar que también existen nuevas investigaciones, como la descrita por Gutiérrez de López (2003), en donde se presenta la posibilidad de

introducir la varilla en el hormigón ya endurecido mediante un taladro y un componente adhesivo, pero son muy escasas las pruebas que se han realizado de esta manera. Otra desventaja es que con este ensayo solo se evalúa la calidad del hormigón superficial, pues la profundidad de anclaje no debe sobrepasar los 10 cm, ya que una profundidad mayor implicaría una fuerza de extracción muy grande y por lo tanto equipos más poderosos y costosos que afectarían el aspecto práctico y económico del ensayo.

4.1.2.2 Ensayo Pull off

Este ensayo fue desarrollado en Inglaterra y, según lo descrito por Gutiérrez de López (2003) y lo descrito en el Apartado 207 de la Norma Británica Británica BS 1881 (1992), consiste en adherir con resina epóxica un pequeño cilindro de acero sobre la superficie de hormigón previamente lijada. En la Figura 4.11 se puede observar un esquema de este ensayo. Una vez endurecida la resina, se aplica una fuerza de tracción sobre el cilindro de acero, registrándose la carga máxima con la cual se produce la rotura, a partir de ellas se obtiene la máxima resistencia a la tracción y esta, a su vez, se correlaciona con la resistencia a la compresión del hormigón.

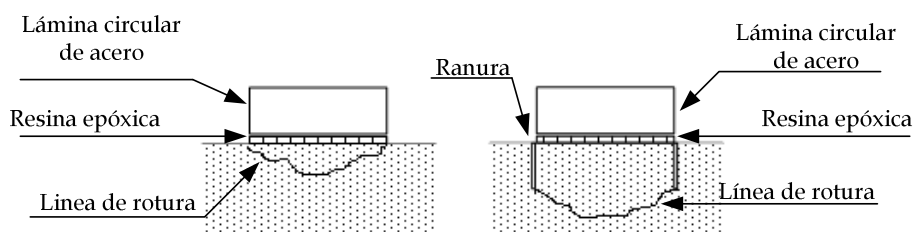


Figura 4.11 Ensayo pull off. a) Ensayo sin Ranura. b) Ensayo con ranura.

Además de permitir la medición de la resistencia a la tracción de un material, esta técnica también permite determinar la resistencia de adhesión entre dos materiales diferentes. Esto dependerá del tipo de rotura que se obtenga como resultado del ensayo. Existen tres posibilidades:

- Desprendimiento de la pieza de acero de la superficie de prueba: en este caso la prueba no se considera válida.
- Desprendimiento dentro del espesor del revestimiento: en este caso el resultado obtenido es de la resistencia a la tracción del material.
- Desprendimiento en la intercara entre dos materiales: en este caso el resultado se refiere a la adherencia entre los dos materiales.

Debe tenerse en cuenta la posible presencia de armaduras y el espesor del recubrimiento, ya que al no hacerlo se podrían introducir distorsiones en los resultados. Bajo esta perspectiva, es recomendable que antes de la ubicación del disco, se utilice un localizador de acero para asegurar que no exista presencia de armaduras con poco recubrimiento en el lugar del ensayo.

4.1.2.2.3 Ensayo Break off

Este ensayo, que según Tomsett (1981) se utiliza generalmente en losas de pavimento, permite determinar la resistencia a la flexión en un plano paralelo a una cierta distancia de la superficie de la pieza de hormigón.

El procedimiento de este ensayo estuvo estandarizado por la Normativa Americana ASTM C 1150 (1996) pero en 2002 fue retirado de la misma, sin introducirse ningún remplazo. Además, si bien no está estandarizado por la Norma Española, el mismo se encuentra en el Apartado 207 de la Norma Británica BS 1881 (1992) y son varios los autores que han profundizado en su estudio: Naik et al. (1988), Naik (1990), Di Maio et al. (1996), Rocco et al. (2001), entre otros.

Rocco et al. (2001) establecieron que el ensayo consiste en producir in situ la rotura por flexión de una probeta cilíndrica, de 5'5 cm de diámetro y 7'0 cm de longitud, que se materializa sobre la estructura a ensayar. La probeta así conformada presenta un extremo empotrado en la masa del hormigón de la estructura y el otro extremo libre. Para tal fin se puede calar directamente la probeta, en la masa de hormigón endurecido, mediante la utilización de una broca especial provista de una corona diamantada; o introducir en la masa de hormigón fresco, un inserto tubular de plástico, que será extraído una vez que el hormigón ha fraguado.

Para producir la rotura de la probeta se aplica, en el extremo libre de la misma, una carga en dirección perpendicular al eje longitudinal de la probeta y paralela al plano teórico de empotramiento, la cual produce la rotura por flexión en el mencionado plano. En la Figura 4.12 se muestra un esquema, con la configuración típica del ensayo Break Off, en donde se pueden apreciar detalles de las dimensiones de la probeta y de la forma de aplicación de la carga.

La carga se materializa mediante un pequeño pistón hidráulico de accionamiento manual, que se coloca en el espacio que separa la pared lateral de la probeta del resto de la estructura. La presión en el pistón se mide directamente sobre un manómetro calibrado que puede indicar la presión o directamente la carga aplicada. Finalmente, con la fuerza necesaria para el desprendimiento de la probeta Break Off se determina la resistencia a la flexión, la cual se correlaciona

directamente con su resistencia a la compresión, según lo establecido por Gutiérrez de López (2003).

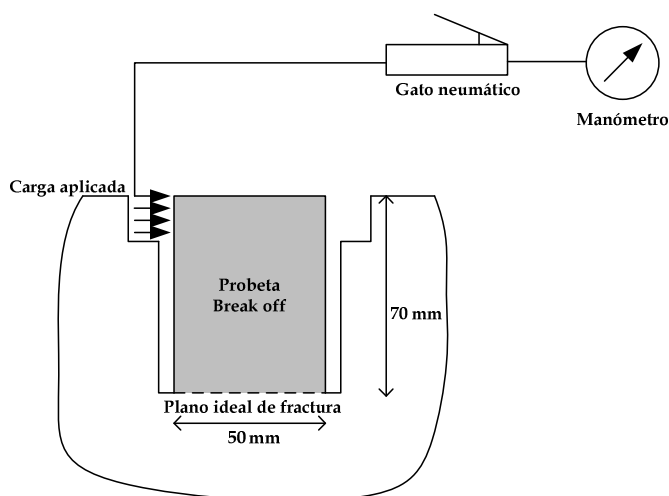


Figura 4.12. Esquema del ensayo Break Off

4.1.2.2.4 Resistencia a la penetración (Pistola Windsord)

Este ensayo, comercialmente conocido como "Pistola de Windsor", está regulado por la Norma Americana ASTM C 803 (2003) y la Norma Británica BS 1881 (1992) en su Apartado 207. El mismo consiste en calcular la resistencia del hormigón a partir de la profundidad de penetración de una varilla metálica impulsada por una carga de pólvora, basándose en que la penetración es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del hormigón, y que dicha relación es influenciada fundamentalmente por la dureza del árido. Así pues, según lo establecido por Tomsett (1981), ésta es una manera directa de medir la resistencia del hormigón en la superficie, pero su resultado depende de la dureza del árido, debiendo determinarse la misma en la escala de Mohs, a pesar que esto no representa gran dificultad. Por otro lado, Cabrera Arias (2012) sugiere utilizar este ensayo para estudiar las variaciones de calidad en el hormigón.

Las sondas se introducen en grupos de tres, cercanas entre sí, y se emplea la penetración promedio para calcular la resistencia. Aún no se dispone de una evaluación completa de este ensayo, ya que la misma no se ha aplicado extensamente. Además, según lo establecido por Gutiérrez de López (2003) en su libro *"El concreto y otros materiales para la construcción."*, este tipo de ensayo presenta una alta dispersión de resultados y los valores no son siempre concordantes con las curvas de calibración suministradas por los fabricantes.

4.1.2.2.5 Extracción de testigos.

La extracción y el ensayo de testigos de hormigón de un elemento estructural es otra forma de poder conocer la resistencia del hormigón in situ. Consiste en obtener una probeta de la pieza de hormigón ya endurecido y ensayarlo a compresión conforme lo descrito en la UNE-EN 12390-3 (2009). La EHE-08 (2008), al contrario de otras Normativas, no define expresamente ningún procedimiento para la extracción de probetas testigos. Como Normativa de referencia en España se considera la UNE-EN 12504-1 (2009).

Antes de la ejecución de este tipo de ensayos hay que proceder al estudio de su localización y viabilidad, asegurando que no se afecte la seguridad estructural y la capacidad resistente de la pieza. Además, se debe tener en cuenta que los testigos no deben poseer restos de armaduras, por lo que en el caso de elementos fuertemente armados será bastante difícil la obtención de un testigo apto para ensayar. En todos los casos, el hormigón debe tener un mínimo de 14 días, para que puedan extraerse los testigos, y deberá cumplir con las especificaciones descritas en la Norma UNE-EN 12390-1 (2013). La extracción de los testigos se debe realizar siempre en zonas donde el hormigón no se encuentre dañado y de forma perpendicular a la estructura con una tolerancia de rectitud equivalente al 3% del diámetro medio.

La Norma UNE-EN 12504-1 (2009) establece que en caso que los resultados se vayan a comparar con resultados de ensayos a compresión de probetas cilíndricas de hormigón, la relación diámetro-longitud más conveniente es 2. Según Hostalet Alba (1994), las diferentes Normativas presentan factores de corrección según la esbeltez del testigo, basadas en la experimentación desarrollada. El criterio de factor de corrección por esbeltez más comúnmente utilizado es el descrito en la Norma ASTM C 42 (2004). Además, la relación entre el diámetro máximo del árido del hormigón y el diámetro del testigo tiene una importante influencia cuando esta es superior a 1:3, por lo que la determinación del ancho y profundidad del testigo será también determinante a efectos de valorar la resistencia del hormigón ejecutado.

Por otro lado, la norma ASTM C 873 (2004) describe una técnica para obtener probetas cilíndricas de hormigón en losas recientemente ejecutadas, que presenten un espesor entre 125 y 300 mm, sin la necesidad de perforar para obtener muestras. El método consiste en clavar al encofrado de la losa la funda externa de un molde, el cual es llenado cuando se vierte el hormigón en el encofrado, permitiendo así curar la probeta junto con la losa. El objetivo de la técnica es obtener una muestra de ensayo que se ha curado con el mismo historial de temperaturas que el hormigón de la losa. Cuando se desea conocer la resistencia

del hormigón, se retira el molde y se ensaya la probeta a compresión, ajustando las medidas según la relación diámetro-longitud.

4.1.3 Resumen.

En esta Sección se describen y estudian las diferentes maneras de medir los dos parámetros necesarios para llevar a cabo la metodología de desencofrado descrita: la maduración y la resistencia del hormigón. La maduración se puede determinar de manera directa o indirecta, mientras que la resistencia del hormigón in situ se puede determinar mediante los diferentes ensayos que se describen en la Tabla 4.6.

Tipo de Ensayo	Ensayo	Propiedad medida	Zona afectada por el ensayo
<i>No destructivo</i>	Esclerómetro	Dureza superficial	Superficial
	Ultrasonido	Módulo de deformación	Zona interna y superficial
<i>Semidestructivo</i>	Pull-out	Resistencia a la tracción combinada con esfuerzo cortante	Superficial
	Pull-off	Resistencia a la tracción	Superficial
	Break-off	Resistencia a la flexotracción	Superficial
	Pistola de Windsor	Resistencia a la penetración	Superficial
	Probetas Testigos	Resistencia a la compresión	Zona Interna

Tabla 4.6 Principales ensayos para la estimación in situ de la resistencia del hormigón

4.2 METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA IN SITU A EDADES TEMPRANAS.

En esta Sección se analiza cuál de todos los ensayos descritos anteriormente es el más adecuado para determinar la relación Resistencia-Maduración, considerando cuál de ellos presenta menor error y es más consistente.

Dado que se desea estudiar los tiempos de desencofrado, para el análisis fueron descartados todos los ensayos semidestructivos, debido a que estos dañan parcialmente la pieza, requiriendo una reparación. Respecto a los ensayos no destructivos, se procederá a estudiar únicamente el ensayo del índice de rebote ya que es sencillo de utilizar in situ y no requiere de una capacitación especial del personal ni de elementos de alto costo, como es el caso del uso de ultrasonido. Además, también se evaluará la resistencia a través de probetas cilíndricas, de

dos dimensiones diferentes, curadas en condiciones similares a la pieza que se desea desencofrar.

Es decir que se procederá a comparar entre sí el ensayo del índice de rebote con la compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (15 cm de diámetro y 30 cm de altura) y de dimensiones reducidas (10 cm de diámetro y 20 cm de altura), para evaluar cuál de estos tres ensayos presentan menor error al determinar la relación Resistencia-Maduración.

4.2.1 Procedimiento

El procedimiento para estudiar la adecuación de cada uno de los tres ensayos consistió en determinar la relación Resistencia-Maduración, y contruir la correspondiente gráfica, determinando la resistencia de tres formas diferentes: ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (*PCDN*), ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas (*PCDR*) y el ensayo del índice de rebote. Los procedimientos de dichos ensayos se describen en las Secciones 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3 de esta tesis, respectivamente.

Una vez construidas las tres gráficas Resistencia-Maduración, se realizaron diferentes series de pruebas, determinando la resistencia con los tres diferentes ensayos, con el fin de estudiar el error de cada resultado experimental frente a la gráfica Resistencia-Maduración previamente obtenida y de esta manera conocer la consistencia que presenta cada uno de los mismos.

Este procedimiento se realizó para dos dosificaciones diferentes, con el fin de poder validar las conclusiones y los resultados obtenidos. Las dosificaciones utilizadas fueron las Dosificaciones B y C descritas en la Sección 3.3 de esta tesis.

4.2.2 Discusión y resultados.

En esta Sección se describirán los resultados obtenidos para el estudio realizado con el fin de determinar el ensayo más adecuado para la metodología de desencofrado descrita. En primera instancia, se determinó la relación Resistencia-Maduración para cada uno de los diferentes tipos de ensayos. En la Tabla 4.7 se describen los resultados de resistencias obtenidas por cada uno de los tres ensayos y la correspondiente medida de maduración que presentaba la pieza en el momento del ensayo.

Dosificación	Coefficiente de maduración (°C.h)	PCDN (MPa)	Coefficiente de maduración (°C.h)	PCDR (MPa)	Coefficiente de maduración (°C.h)	Índice de rebote
B	755	1'4	689	0'5	612	11
B	799	2'4	747	1'3	714	19
B	838	3'2	808	2'6	762	35
B	876	4'3	842	3'2	841	47
B	911	5'4	880	4'3	1113	61
B	18062	33'0	915	4'9	1201	69
B	21148	33'2	18032	34'5	1423	83
B	26956	34'3	21161	34'7	-	-
B	-	-	26990	35'1	-	-
C	630	2'0	675	2'0	505	4
C	671	3'2	751	3'9	556	6
C	716	4'9	798	4'1	606	13
C	739	6'1	838	5'4	681	25
C	775	7'8	888	8'1	735	27
C	809	8'8	6714	27'5	786	42
C	835	10'4	20408	29'7	817	58
C	898	11'7	27490	33'5	869	69
C	2757	23'1	-	-	1485	99
C	6710	28'0	-	-	1535	110
C	13769	30'4	-	-	-	-
C	20414	32'0	-	--	-	-
C	27483	31'1	-	-	-	-

Tabla 4.7 Datos experimentales obtenidos para construir las gráficas Resistencia-Maduración

Según puede observarse en la Figura 4.13.a, donde la gráfica Resistencia-Maduración ha sido obtenida con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales, la gráfica completa tiene una aproximación logarítmica, tal como lo presenta la Norma ASTM C 1074 (2004), donde en este caso, el último punto representa la resistencia característica del hormigón a los 28 días. Sin embargo, en caso de edades tempranas, la aproximación es lineal, tal como puede observarse en la Figura 4.13.b. Ambas gráficas corresponden a la Dosificación B y han sido obtenidas a partir del ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales.

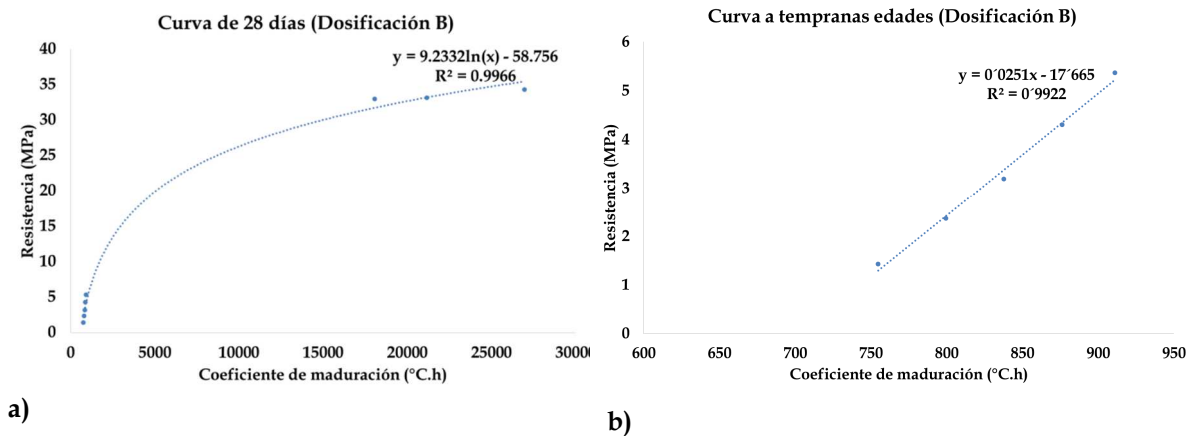


Figura 4.13 Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (Dosificación B).

De la misma manera, en la Figura 4.14.a y Figura 4.14.b pueden observarse las gráficas correspondientes a la Dosificación C para 28 días y para edades tempranas, respectivamente.

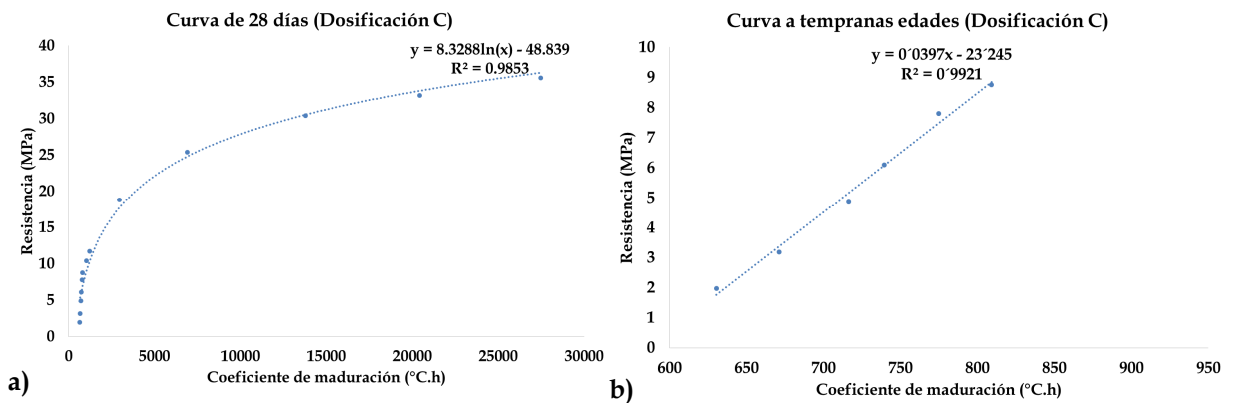


Figura 4.14. Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales (Dosificación C).

Por otro lado, en la Figura 4.15 pueden observarse las gráficas Resistencia-Maduración obtenidas mediante el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas para ambas dosificaciones.

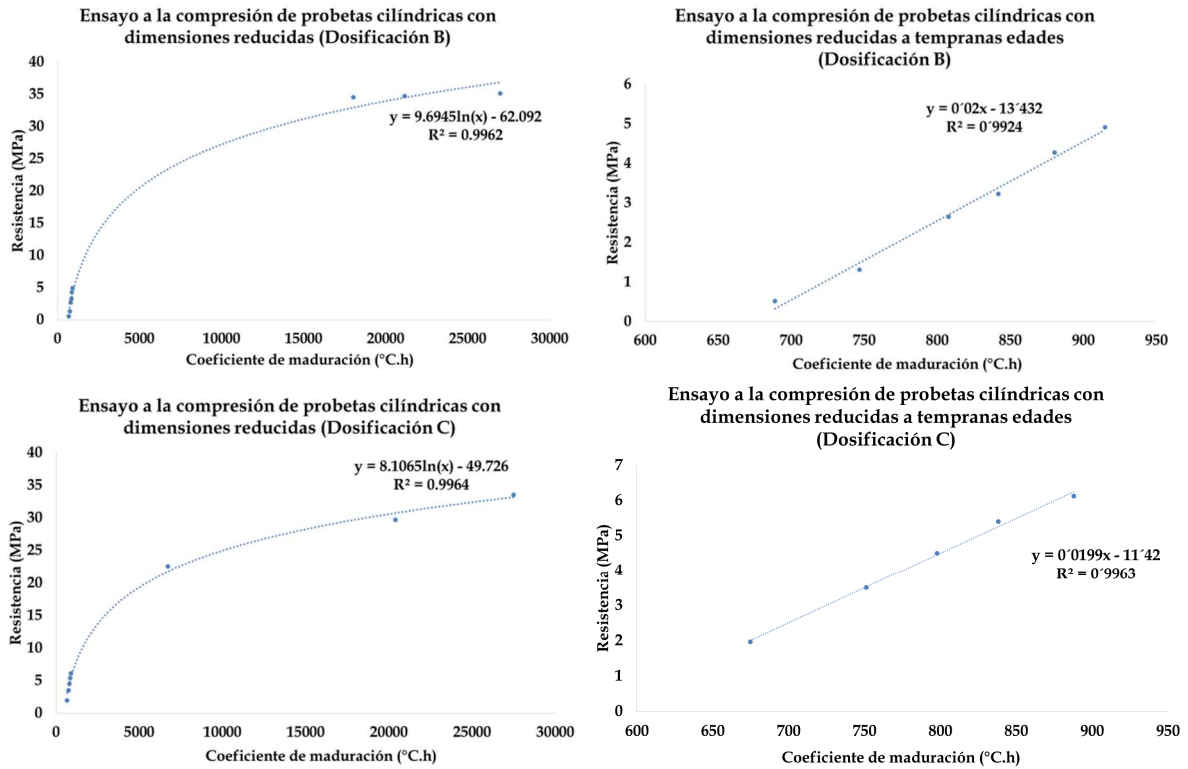


Figura 4.15 Curvas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo con el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas.

Finalmente, en la Figura 4.16 se puede observar los resultados de las gráficas obtenidas para las Dosificaciones B y C, cuando el ensayo considerado es el índice de rebote con el esclerómetro Schmidt OS-120.

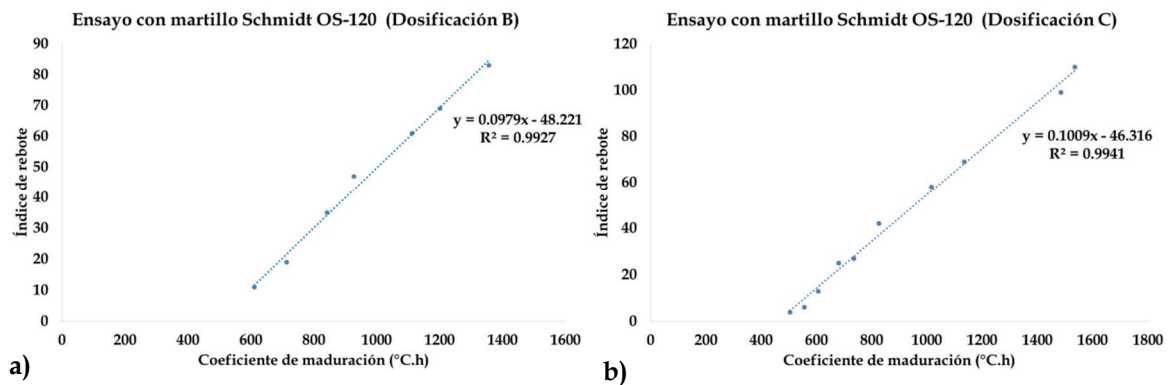


Figura 4.16 Gráficas Resistencia-Maduración determinadas con el ensayo del índice de rebote.

Tal como se mencionó anteriormente, una vez construidas las curvas Resistencias-Maduración se procede a realizar nuevas series de ensayos, es decir, nuevas pruebas, en días diferentes, para estudiar el ajuste de estos datos a las curvas de caracterización recogidas en las Figuras 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16, con el fin de conocer qué ensayo presenta menor error al determinar la resistencia in situ, para llevar a cabo la metodología de desencofrado. El estudio del error se realiza para cada una de las pruebas y se determina según la Ecuación 4.5.

$$Error(\%) = \frac{|R_e - R_t|}{R_t} \quad 4.5$$

Donde:

R_e : Resistencia experimental obtenida al ensayar una probeta en el instante de tiempo t .

R_t : Resistencia teórica calculada a través de la curva Resistencia-Maduración con la maduración obtenida en el ensayo experimental.

En la Tabla 4.8 y Tabla 4.9 se describen los errores obtenidos para cada una de las pruebas, según los tres tipos de ensayos.

	Coeficiente de Maduración (°C.h)	R _c (MPa)	R _t (MPa)	Error (%)
<i>Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales</i>	944	4'89	4'5	8'7%
	1267	7'96	7'21	10'4%
	1274	6'8	7'26	6'3%
	4533	17'7	18'98	6'7%
	8171	24'1	24'42	1'3%
	8635	25'9	24'93	3'9%
	13117	28'11	28'79	2'4%
	19561	31'98	32'48	1'5%
<i>Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas</i>	24318	34'96	34'49	1'4%
	687	1'57	1'23	27'6%
	780	3'07	2'47	24'3%
	984	3'94	4'72	16'5%
	1150	4'99	6'23	19'9%
	1272	5'87	7'21	18'6%
	2214	11'02	12'58	12'4%
	3852	18'43	17'95	2'7%
	5742	20'86	21'82	4'4%
	16276	32'42	31'92	1'6%
	18766	34'02	33'3	2'2%
	22088	35'1	34'88	0'6%
24589	36'12	35'92	0'6%	
26843	36'5	36'77	0'7%	
<i>Índice de rebote</i>	650	21	15'4	36'2%
	848	46	34'8	32'2%
	980	53	47'7	11'1%
	1251	68	74'2	8'4%
	1315	74	80'5	8'1%
	1343	91	83'3	9'3%

Tabla 4.8 Errores obtenidos según los tres tipos de ensayos para medir la resistencia in situ de la Dosificación B.

	Coeficiente de Maduración (°C.h)	R _e (MPa)	R _t (MPa)	Error (%)
<i>Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales</i>	386	0'84	0'76	10'5%
	431	1'92	1'69	13'6%
	612	4'06	4'61	11'9%
	619	4'17	4'7	11'3%
	712	5'13	5'86	12'5%
	677	6'02	5'45	10'5%
	735	6'49	6'13	5'9%
	2339	16'23	15'77	2'9%
	5625	24'11	23'08	4'5%
	10427	27'92	28'22	1'1%
22162	35'21	34'5	2'1%	
<i>Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas</i>	829	2'97	4'75	37'5%
	954	3'53	5'89	40'1%
	1034	4'51	6'54	31'0%
	1098	5'4	7'03	23'2%
	1172	6'76	7'56	10'6%
	3480	16'85	16'38	2'9%
	6160	19'98	21'01	4'9%
	27951	32'41	33'27	2'6%
<i>Índice de rebote</i>	553	14	9'5	47'5%
	705	29	24'8	17'0%
	844	35	38'8	9'8%
	887	51	43'2	18'1%
	945	56	49'1	14'1%
	1027	76	57'3	32'7%
	1167	86	71'4	20'4%

Tabla 4.9 Errores obtenidos según los tres tipos de ensayos para medir la resistencia in situ de la Dosificación C.

Además, en la Figura 4.17 se observan cada una de las curvas Resistencia-Maduración, determinadas anteriormente, con la nueva serie de pruebas realizadas para el estudio del error.

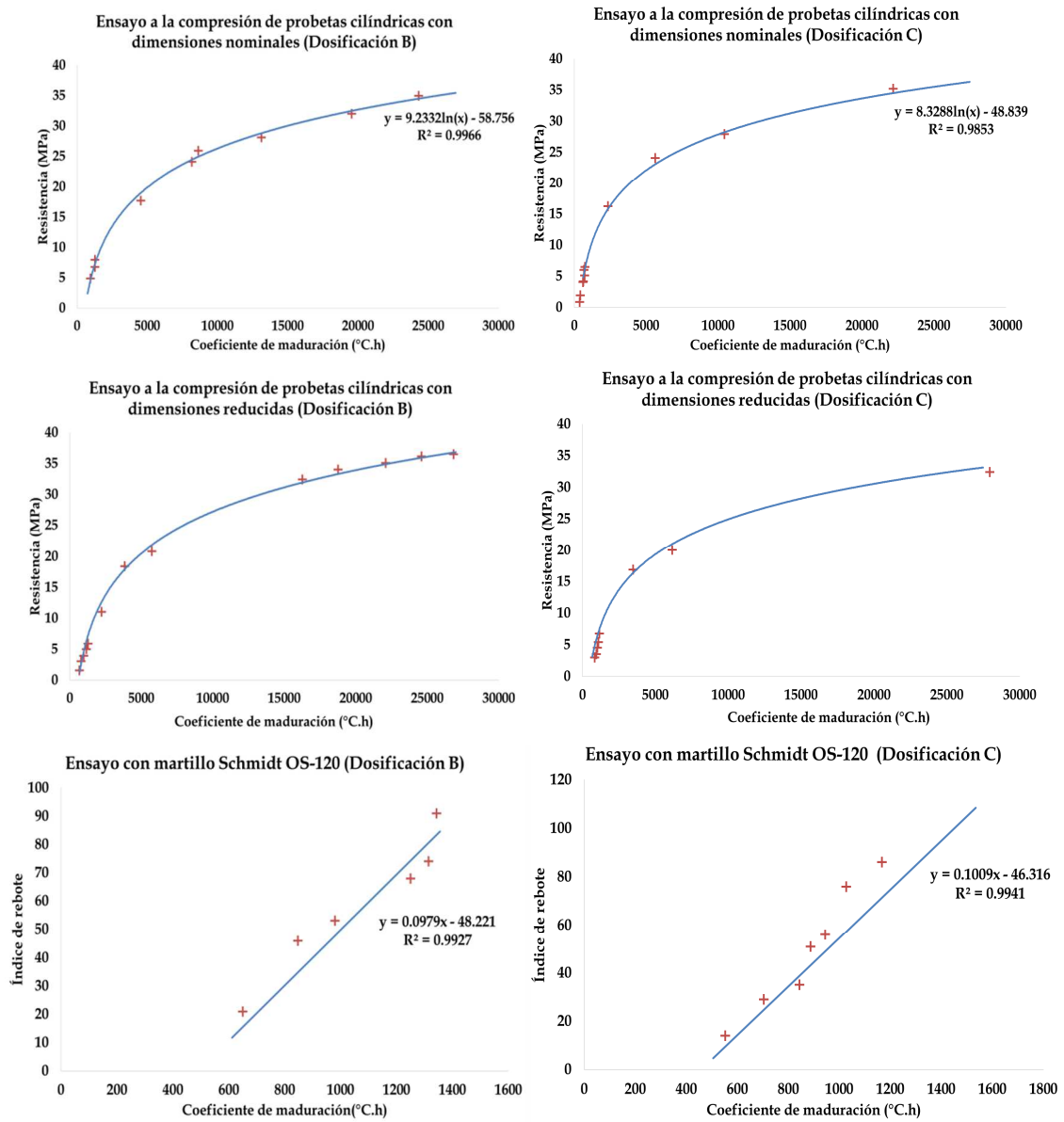


Figura 4.17 Gráficas Resistencia-Maduración según los tres ensayos.

Finalmente, para estudiar la consistencia de cada ensayo, se consideraron dos parámetros estadísticos: el promedio entre los errores obtenidos (μ) y su desviación estándar (σ).

Los parámetros se calcularon para: resistencias inferiores a 10 MPa, resistencias superiores a 10 MPa y para la totalidad de las pruebas incluyendo todas las edades. En caso de resistencias inferiores a 10 MPa, la resistencia teórica se obtiene de la curva de Resistencia-Maduración a edad temprana (curva lineal). Del mismo modo, si la resistencia es superior a 10 MPa, el error se estudia con la ecuación logarítmica obtenida. Cabe destacar que en el caso donde se determinó la resistencia con el esclerómetro Schmidt OS-120, todas las pruebas resultaron inferiores a 10 MPa, por lo que en este caso se estudió únicamente el promedio total entre los errores y su desviación resultante.

En la Tabla 4.10 se pueden observar los valores de los dos parámetros estadísticos (promedio y desviación estándar) para los tres ensayos estudiados, dependiendo de la edad del hormigón, sin discriminarlos según la dosificación, ya que el principal objetivo es estudiar la consistencia de cada ensayo independientemente de la mezcla de hormigón.

Ensayos considerados para realizar la curva Resistencia-Maduración	R<10MPa		R>10 MPa		Total	
	$\mu_{<10MPa}$	$\sigma_{<10MPa}$	$\mu_{>10MPa}$	$\sigma_{>10MPa}$	μ_{total}	σ_{total}
Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales	10'2%	2'5%	2'8%	1'8%	6'5%	4'3%
Ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones reducidas	24'9%	9'3%	3'2%	3'4%	13'6%	13'0%
Índice de rebote con el esclerómetro Schmidt OS-120	-	-	-	-	20'4%	12'7%

Tabla 4.10 Promedios y desviación de errores según los tres tipos de ensayos.

4.2.3 Conclusiones

Según puede observarse en la Tabla 4.10, el ensayo de resistencia del hormigón que presenta menor promedio de errores (μ) para llevar a cabo la metodología de desencofrado descrita, es el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales. En el caso en que solo se consideraron resistencias inferiores a 10 MPa, el valor de $\mu_{<10MPa}$ resultó un 10'2%, mientras que en el caso de considerar únicamente los ensayos con valores de resistencias superiores a 10 MPa, el valor de $\mu_{>10MPa}$ descendió a 2'8%. Es notable que, conforme aumenta la resistencia del hormigón, el promedio de errores disminuye. Este fenómeno puede observarse para los tres ensayos estudiados.

Para estudiar la consistencia de los ensayos se prestó mayor atención en el caso de resistencias inferiores a 10 MPa, ya que es en esta edad de la mezcla cuando se realiza el desencofrado.

El ensayo a compresión de probetas cilíndricas puede realizarse una vez que éstas puedan ser desencofradas, lo que ocurre generalmente cuando las mismas han adquirido una resistencia de aproximadamente 1'0 MPa. Por lo que, en este caso, un error del 10% resultaría en una desviación de 0'1 MPa, la cual se considera aceptable para la metodología.

En el caso de utilizar el esclerómetro Schmidt OS-120 para determinar la resistencia in situ, el promedio de errores aumenta a 20'4%, ascendiendo este a 24'9% en caso de que la resistencia se determina mediante el ensayo a compresión de probetas cilíndricas con dimensiones reducidas. Estos resultados concuerdan con el estudio realizado por Pucinotti (2015), en el Museo Nacional de "Magna Grecia", donde el autor cuestiona la estimación de la resistencia a la compresión in situ a través del índice de rebote, estableciendo que observa una correlación muy variable entre ellos.

Capítulo 5

VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA Y RESISTENCIA MÍNIMA DE DESENCOFRADO

Debido a que el ensayo más consistente para construir la gráfica Resistencia-Maduración es el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, se decidió validar la metodología de desencofrado en obras reales, calculando la resistencia con dicho ensayo, y además, poder determinar una resistencia mínima de desencofrado para elementos verticales.

5.1 VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA

El programa experimental realizado para la validación de la metodología constaba de dos partes. La primera de ellas consistió en construir la gráfica Resistencia-Maduración, mediante el ensayo a compresión convencional, para las dosificaciones utilizadas en las obras estudiadas. Una vez construidas, se procedió a validarlas in situ, aplicando la metodología de desencofrado en construcciones reales y no en laboratorios donde las condiciones de control son mayores.

5.1.1 Obras estudiadas

5.1.1.1 Construcción de las Torres Nuevocentro de Montevideo.

El proyecto Torres Nuevocentro, desarrollado por el servicio de Gestión de Proyectos de la empresa Ebital Ingeniería y Construcciones, consiste en dos torres de viviendas ubicadas sobre el Shopping Nuevocentro en Montevideo, Uruguay.

Cada torre consta 23 plantas, comprendiendo un total de 437 apartamentos, repartidas entre uno, dos y tres dormitorios, estacionamientos a nivel de subsuelo y salón de usos múltiples. En la Figura 5.1 puede observarse la estructura de una de ellas.



Figura 5.1 Torre I del complejo Torres Nuevocentro.

La validación de la metodología de desencofrado se llevó a cabo en los pilares de las últimas plantas. El encofrado utilizado para los mismos se describe en la Sección 3.4.4 de esta tesis. La dosificación utilizada es la Dosificación D, sobre la cual no se describen detalles de la composición de la mezcla debido a los acuerdos de confidencialidad establecidos con la empresa que suministra la misma.

5.1.1.2 Construcción de la Terminal Granelera (Obrinel) de Montevideo, Uruguay

Consiste en una planta de 12 silos para almacenaje de granos, con una capacidad inicial de 120.000 toneladas, diseñada para la carga de buques de ultramar (buques transoceánicos de 60.000 toneladas de capacidad) a través de un calado de 12 metros. En la Figura 5.2 se pueden observar algunos de los silos ya construidos.

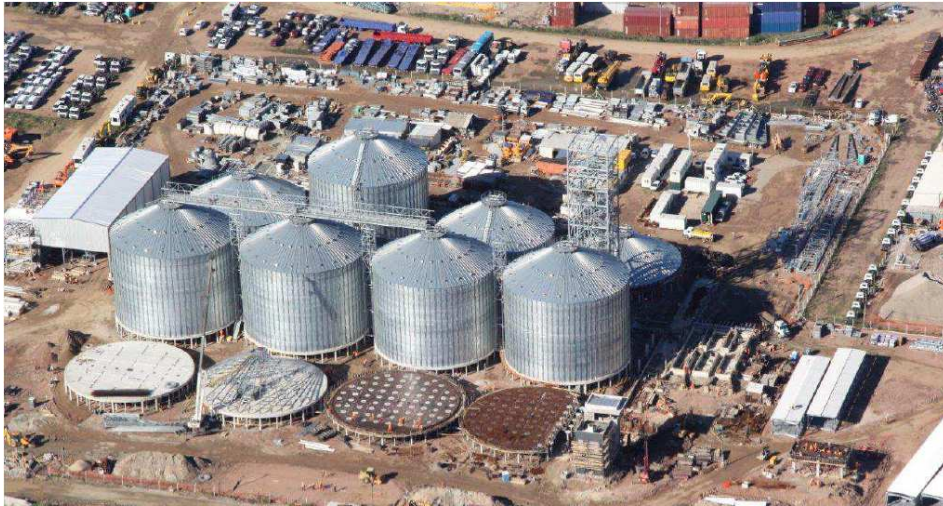


Figura 5.2 Imagen aérea de algunos de los silos ya construidos.

Esta terminal tiene la particularidad de ser la primera en Uruguay en contar con silos elevados sobre el nivel del suelo, lo cual requiere de la construcción de alrededor 1300 pilares, tal como se observa en la Figura 5.3.



Figura 5.3 Imagen aérea de algunos de los pilares.

En este caso, la validación de la metodología de desencofrado se llevó a cabo en los pilares Tipo 1 y Tipo 2 descritos en la Sección 3.4.2 y 3.4.3 de esta tesis, respectivamente. Además, al igual que en el caso de la obra descrita anteriormente, no se describen los detalles de la dosificación debido a los acuerdos de confidencialidad establecidos con la empresa que suministra el HAC a las dos obras. En este caso, la dosificación utilizada se referencia como Dosificación E.

5.1.2 Resultados

5.1.2.1 Realización de las gráficas Resistencia-Maduración

La relación Resistencia-Maduración, para las dosificaciones utilizadas en cada una de las obras, se determinó mediante el procedimiento descrito en la Sección 4.2.1, mediante el ensayo de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales.

Los resultados obtenidos en los ensayos se recogen en la Tabla 5.1 y las gráficas correspondientes se representan en la Figura 5.4.

Dosificación	Resistencia (MPa)	Coficiente de Maduración (°C·hr)
C	2'1	196'1
C	4'2	304'4
C	5'2	421'7
C	7'1	689'3
C	9'4	763'8
C	26'6	11590'4
C	31'9	18283'75
C	32'1	22180'4
C	33'8	25923'8
D	3'3	647'7
D	4'4	713'9
D	7'0	803'9
D	8'9	890'5
D	29'0	10377'5
D	34'6	26607'5

Tabla 5.1 Resultados experimentales de las gráficas Resistencia-Maduración.

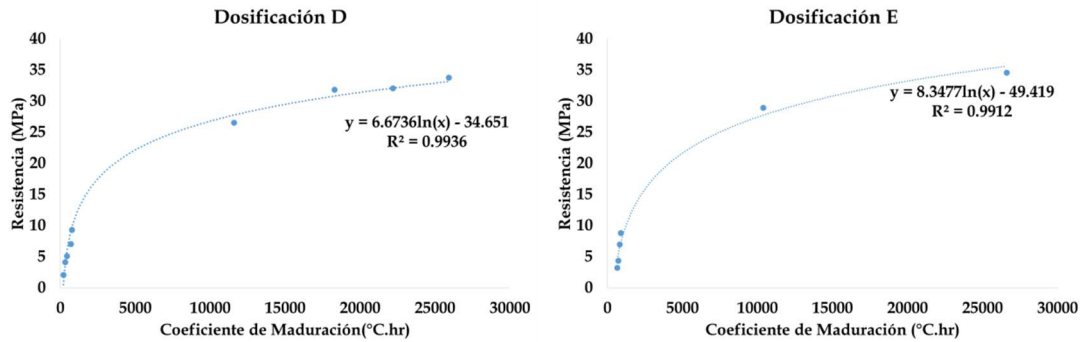


Figura 5.4 Representación gráfica de las Curvas Resistencia-Maduración.

5.1.2.2 Validación in situ

La validación in situ se llevó a cabo en pilares que utilizaron la dosificación D y E. La gráfica Resistencia-Maduración obtenida para la Dosificación D se validó con seis pilares en la obra de las torres de Nuevocentro, mientras que la gráfica Resistencia-Maduración obtenida para la Dosificación E fue validada en cinco pilares en la construcción de la Terminal Granelera (Obrinel).

Debido a que, como se mencionó anteriormente, la relación Resistencia-Maduración es única para cada dosificación, para la validación se colocó un termopar en el pilar, mientras que una probeta cilíndrica de dimensiones nominales, con la misma dosificación, era curada bajo las mismas condiciones que el pilar. En la Figura 5.5 se puede observar uno de los pilares de la construcción de la Terminal Granelera con el termopar conectado para registrar su historial de temperaturas.



Figura 5.5 Termopar registrando la temperatura del pilar.

En el momento de retirar el encofrado, se ensayó a compresión la probeta cilíndrica, con el fin de conocer la resistencia al desencofrar, y se calculó la maduración del pilar con el historial de temperaturas registradas por el termopar. Los diferentes pilares fueron ensayados en diferentes días para obtener distintos historiales de temperatura y, de cierta manera, incluir todas las variables provenientes de los errores al realizar la mezcla, como es la variación en la humedad de los materiales que componen la mezcla.

Los valores de resistencia y maduración obtenidos en cada ensayo, según cada dosificación, se describen en la Tabla 5.2 y se representan gráficamente en la Figura 5.6.

Validación	Sección	Altura (m)	Dimensiones transversales (m)	Coefficiente de maduración (°C.hr)	Resistencia experimental (MPa)	Resistencia teórica (MPa)	Error (%)
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0'18 Largo = 3'2	1079	12'50	11'96	4'5%
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0,18 Largo = 3'2	1642	14'15	14'76	4'1%
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0'18 Largo = 3'2	2212	17'11	16'75	2'2%
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0'18 Largo = 3'2	1573	14'27	14'47	1'4%
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0'18 Largo = 3'2	1115	11'72	12'17	3'7%
<i>Curva D</i>	Pared	2'45	Ancho = 0'18 Largo = 3'2	2144	16'04	16'54	3'0%
<i>Curva E</i>	Columna	7	Diámetro = 0'6	1717	12'33	12'76	3'4%
<i>Curva E</i>	Columna	7	Diámetro = 0'6	1797	13'52	13'14	2'9%
<i>Curva E</i>	Columna	3'4	Diámetro = 0'35	2218	14'99	14'90	0'6%
<i>Curva E</i>	Columna	3'4	Diámetro = 0'35	2563	16'47	16'10	2'3%
<i>Curva E</i>	Columna	3'4	Diámetro = 0'35	3028	18'03	17'49	3'1%

Tabla 5.2. Medidas experimentales para la validación de las gráficas obtenidas con las Dosificaciones D y E.

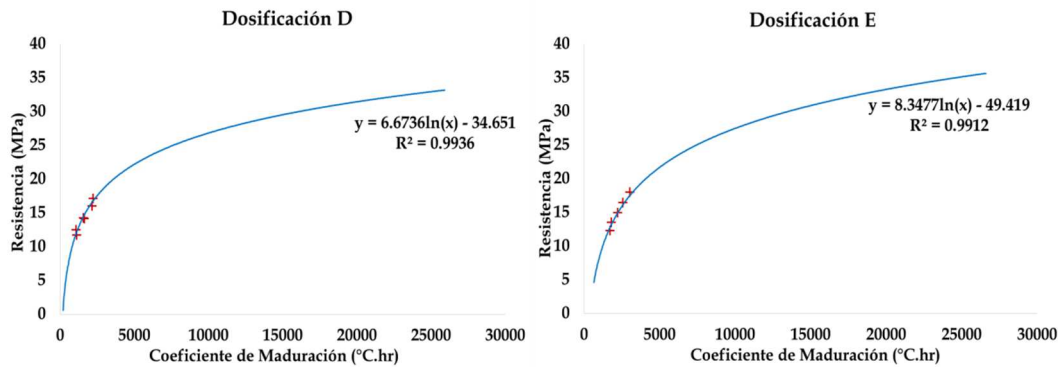


Figura 5.6 Gráficas Resistencia-Maduración con los pilares validados in situ.

Con los resultados experimentales obtenidos de la validación in situ, se calculó el error de desviación que presentó el ensayo realizado para cada pilar, frente a la relación Resistencia-Maduración obtenida previamente para la misma dosificación. El error se calculó, tal cual se describe en la Ecuación 4.5, como el porcentaje de desviación de la resistencia teórica (calculada a través de la relación Resistencia-Maduración con la maduración adquirida por el pilar al momento de su desencofrado) frente a la resistencia experimental (obtenida del ensayo a compresión de la probeta cilíndrica en el momento del desencofrado del pilar). El estudio del error se realizó para cada una de las pruebas, resultando los valores descritos en la Tabla 5.2. El promedio de todos los errores resultó en 2'84%, mientras que la desviación estándar obtenida fue de 1'16%.

5.1.3 Resumen

Se llevó a cabo un estudio en profundidad de la metodología de desencofrado descrita. La misma fue validada en 11 pilares in situ, en dos obras de gran envergadura, con dos dosificaciones diferentes, obteniéndose en todos los casos errores inferiores al 5%, lo que demuestra que la metodología es muy precisa y puede ser utilizada en obras reales y no únicamente en laboratorio. Además, se validaron diferentes alturas y dimensiones transversales, tanto de columnas como de muros, así como secciones rectangulares y circulares.

Los resultados otorgados por la encuesta descrita en la Sección 3.8 determinan que el 77'1% de los directores de obras consultados aplicarían esta metodología de desencofrado in situ. Cabe destacar que la importancia de la utilización de esta metodología de desencofrado radica en que, aunque se requieran diferentes resistencias de desencofrado para diferentes pilares, la metodología sigue siendo válida. Solamente es necesario fijar la resistencia a la cual se desea desencofrar, y mediante la relación Resistencia-Maduración obtenida para la dosificación utilizada en el pilar que se desea desencofrar, se determina el coeficiente de

maduración mínimo que se debe alcanzar para lograr la resistencia buscada, tal como se observa en la Figura 4.6. Además, la aplicación de la metodología in situ no conduce a un aumento de la carga de trabajo, siendo una contribución importante para la reducción de los tiempos de desencofrados.

5.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MÍNIMA DE DESENCOFRADO.

El programa experimental realizado para el estudio de la resistencia mínima de desencofrado consistió en construir tres columnas en laboratorio y desencofrarlas a diferentes resistencias, estudiando la evolución de la presión lateral que le realiza la mezcla en estado fresco a las paredes del encofrado, las deformaciones que se puedan presentar al desencofrar y durante las siguientes 24 horas, así como conocer el proceso de fraguado de la mezcla que se va a utilizar.

Cabe destacar que los directores de obras no consideran únicamente la resistencia característica del hormigón al momento de desencofrar las piezas in situ. Es por ello que, al estudiar la resistencia mínima necesaria para desencofrar un elemento vertical de HAC, se verificaron también los parámetros considerados por los directores de obras, según la encuesta descrita en la Sección 3.8, para determinar si es adecuado el desencofrado. En la Figura 5.7 se pueden observar los resultados obtenidos de dicha encuesta.

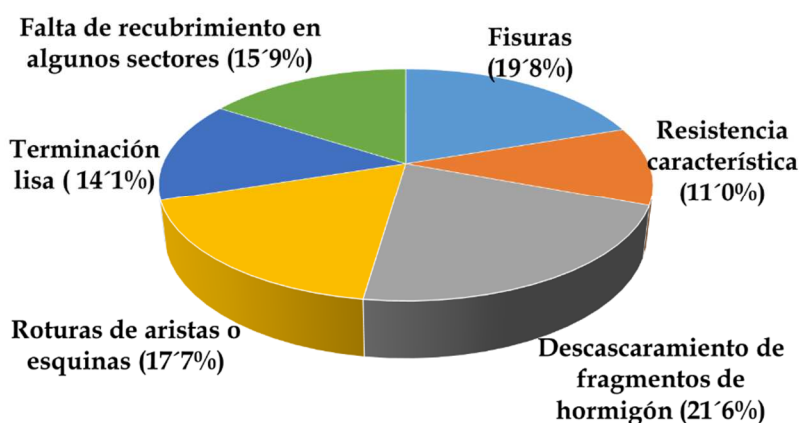


Figura 5.7. Parámetros considerados por los directores de obra consultados, para el desencofrado.

5.2.1 Columnas realizadas en el laboratorio

En el laboratorio se realizaron tres columnas con la Dosificación A, descrita en la Sección 3.3, y el encofrado *LGR* descrito en la Sección 3.4.1, las cuales fueron desencofradas a diferentes resistencias. Las columnas presentaban una sección transversal cuadrada de 30 cm de lado y 1'2 metros de altura.

Con este propósito, se determinó la relación Resistencia-Maduración característica de la Dosificación A, obteniéndose los datos recogidos en la Tabla 5.3. Su representación gráfica se puede observar en la Figura 5.8, tanto para los 28 días como para edades tempranas.

Resistencia (MPa)	Coficiente de Maduración (°C.hr)
0'51	207
1'18	240
2'13	268
3'96	321
4'91	347
5'33	364
6'13	388
7'21	421
37'84	7870
45'70	24219

Tabla 5.3 Datos experimentales de la relación Resistencia-Maduración correspondiente a la Dosificación A.

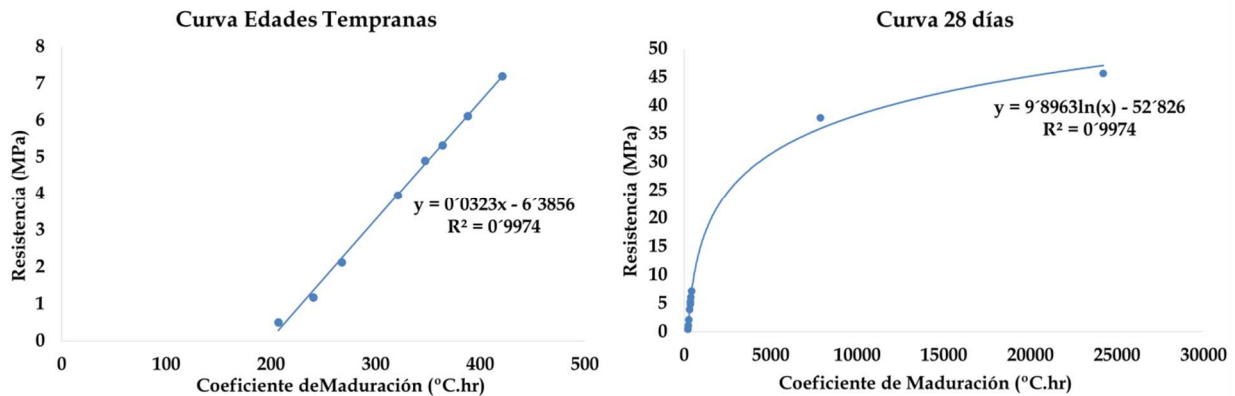


Figura 5.8 Gráficas Resistencia-Maduración correspondiente a la Dosificación A.

A continuación, se realizaron las tres columnas con esta misma dosificación, y además, por cada columna se llenaron dos probetas cilíndricas de dimensiones nominales, las cuales fueron curadas bajo las mismas condiciones que la columna y se ensayaron a compresión en el momento en que la misma era desencofrada.

Debido a las limitaciones de tamaño de la mezcladora, con capacidad máxima de 100 litros, la mezcla de HAC fue elaborada manualmente con dos hormigoneras trabajando en simultaneo, para preparar al mismo tiempo todo el HAC necesario para completar una columna, y sus dos respectivas probetas, con el fin de asegurar un vertido continuo. La secuencia de la mezcla consistió en verter, en primera instancia, el árido grueso junto con la arena, hasta lograr homogenizar la mezcla. Luego, se introdujo una tercera parte del agua de amasado junto con la arena fina. Finalmente, se añadió lentamente el cemento junto con los dos tercios de agua restantes, que contenían también el superplastificante. Una vez finalizado el mezclado, el HAC se vertió desde la parte superior del encofrado, sin método de compactación alguno. Además, en cada una de las columnas, se introdujo un termopar Tipo T que permitiera registrar su historial de temperaturas y, de esa manera, poder conocer la maduración que iría adquiriendo la misma.

Luego se llevó a cabo la metodología de desencofrado descrita. Se fijó la resistencia a la cual se deseaba desencofrar la columna y, mediante la relación Resistencia-Maduración, se determinó el coeficiente de maduración correspondiente a dicha resistencia. Una vez la columna alcanzó dicha maduración, esta fue desencofrada; ensayándose en ese mismo momento las probetas cilíndricas de dimensiones nominales que habían sido curadas bajo las mismas condiciones.

En este programa experimental se decidió estudiar tres valores de resistencia de desencofrado: 2 MPa, 4 MPa y 5 MPa, los cuales se ingresaron en la ecuación de la gráfica de la Figura 5.8, a edades tempranas, donde se obtuvo que dichos valores de resistencias se correspondían con coeficientes de maduración iguales a 259'6, 321'5 y 352'5 °C.hr, respectivamente. Cabe destacar que las columnas se realizaron en tres días diferentes, en horarios distintos, resultando historiales de temperaturas diferentes para cada caso.

En la Tabla 5.4 se recogen los resultados obtenidos de los ensayos de las probetas correspondientes a las tres columnas y el error frente a la resistencia deseada, el cual se calculó según lo descrito en la Ecuación 4.5.

	Col 1	Col 2	Col 3
Resistencia mínima de desencofrado deseada (MPa)	2'00	4'00	5'00
Resistencia obtenida del ensayo de la probeta (MPa)	2'09	4'16	4'88
Error (%)	4'5%	4'0%	2'4%

Tabla 5.4. Resultados de los ensayos de las tres columnas realizadas en laboratorio.

5.2.2 Presiones

Las columnas fueron realizadas e instrumentadas en laboratorio, permitiendo colocar sensores de presión a 10 cm de la base del encofrado, para estudiar la evolución de la presión lateral ejercida por la mezcla sobre las paredes del encofrado y el tiempo necesario para su cancelación o estabilización.

En este caso, la presión lateral ejercida por la mezcla sobre las paredes del encofrado no llegó a cancelarse. Este fenómeno es descrito por Gregori et al. (2008), quienes atribuyen su principal causa al uso de sensores de membranas, como son los sensores PX de la Empresa OMEGA, utilizados en esta campaña experimental. Es por ello que en este caso se estudió el tiempo necesario para estabilizar dicha presión (*PST*) y no el tiempo necesario para su cancelación.

En el trabajo experimental se determinó el *PST* como el tiempo en el que los valores en la línea de presión hacia adelante varían menos de 1 kPa. En una columna de 1 m de altura, 1 kPa es menor que 4% de la presión lateral máxima.

Según Alexandridis y Gardner (1981), cuanto más resistencia adquiera el hormigón, menor será la presión lateral que este realice sobre el encofrado. Es por ello que el decaimiento de la presión, así como el tiempo necesario para que la misma se estabilice, puede entenderse como un indicador del desarrollo de la resistencia del hormigón, y consecuentemente del estudio del desencofrado de la pieza. Además, según los autores, la resistencia al cortante está íntimamente ligada a la presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado, ya que conforme aumenta la resistencia al cortante, el hormigón es capaz de resistir mayores esfuerzos verticales y, por lo tanto, la presión lateral se reduce.

En base a esto, para determinar la resistencia de desencofrado mínima se consideró también el momento en que se estabiliza la presión lateral ejercida por la mezcla sobre el encofrado. Además, según Harrison (1995) no es necesario solamente que el hormigón alcance la resistencia para sostenerse a sí mismo, sino que éste debe ser también capaz de soportar los esfuerzos correspondientes al proceso de desencofrado.

En la Figura 5.9 se representa, para cada una de las tres columnas, la evolución de la presión lateral a lo largo del tiempo desde el momento en que comenzó el vertido hasta el momento del desencofrado. Por esta razón, no todas las curvas finalizan al mismo tiempo, ya que en el momento en que la maduración de la pieza se correspondía con la resistencia de desencofrado buscada, se detenía el registro del sensor y se desencofraba la pieza.

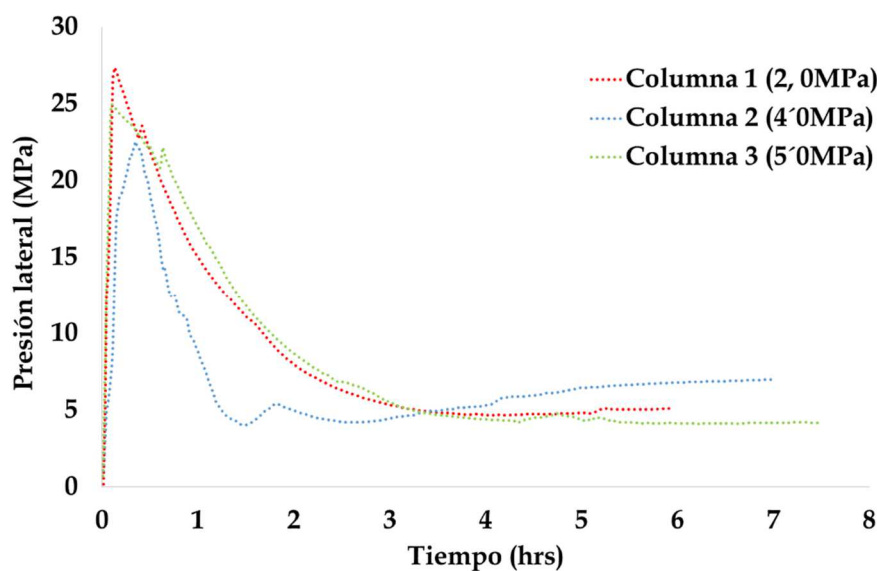


Figura 5.9 Presión vs Tiempo para las tres columnas

5.2.3 Deformaciones

El estudio realizado hasta el momento sobre la resistencia mínima necesaria para poder retirar el encofrado no considera las deformaciones que pueda presentar la pieza a causa del valor de resistencia elegido. Por ello, también se estudiaron las deformaciones causadas por el desencofrado a edades tempranas, con el fin de verificar que valores pequeños de resistencia en el momento de desencofrar no provoquen deformaciones excesivas en la pieza.

Para dicho estudio se usaron probetas cilíndricas de dimensiones nominales, las cuales fueron desencofradas a diferentes resistencias. El procedimiento consistió en realizar una serie de probetas, con la misma dosificación utilizada para realizar las columnas, curadas a una temperatura de $20 \pm 1^\circ\text{C}$, también instrumentadas con termopares, con el fin de conocer su resistencia en el momento del desencofrado. Estas probetas iban desencofrándose a diferentes edades, y una

vez retirado el molde de la probeta, se procedía a medir sus dimensiones, repitiendo este procedimiento 24 horas más tarde.

Las dimensiones consideradas para el estudio fueron el diámetro de la superficie superior, el diámetro de la superficie inferior, el diámetro en el centro de la probeta y la altura de la misma. Debido a que en caso de presentar deformaciones estas serían muy pequeñas, se utilizó una máquina tridimensional de coordenadas, de gran precisión, de la empresa DEA Mistral, modelo MMD, según se describe en la Sección 3.6 de esta tesis.

Los resultados obtenidos de dicho análisis mostraron que cuando la probeta se desencofra a una resistencia igual o mayor que 2´0 MPa, los valores de las dimensiones estudiadas variaron menos de 0´05%. De esto se deduce que, a partir de dicha resistencia, no se producen deformaciones significativas en las probetas que puedan condicionar el desencofrado.

Además, en el caso de la columna que fue desencofrada a una resistencia de 2´0 MPa, también se estudiaron las deformaciones de la misma para validar los resultados recogidos del estudio de deformaciones con las probetas. Así, en el momento de desencofrar la columna, se midió la altura de la misma, su perímetro superior, perímetro intermedio, y perímetro inferior. Este mismo procedimiento se realizó 24, 48 y 72 horas después, sin observarse variaciones en los parámetros estudiados.

5.2.4 Tiempo de fraguado

Finalmente, para la determinación de la resistencia mínima necesaria para desencofrar, se analizó el proceso de fraguado que presenta la mezcla utilizada para la construcción de las tres columnas (Dosificación A), buscando relacionar el tiempo inicial y final de fraguado a un cierto valor de maduración. De esta manera, se evitó relacionar los tiempos de fraguado a unos minutos determinados, ya que tanto el inicio como el final del fraguado varían dependiendo del historial de temperaturas al que estuvo expuesto la mezcla.

Así, se realizó el ensayo del penetrómetro, según lo establece la ASTM C 403 (2008), mediante el procedimiento descrito en la Sección 3.2.4. En la Tabla 5.5 se detallan los resultados obtenidos para el mismo.

Minutos desde contacto agua-cemento	Área de la aguja (mm ²)	Valor del ensayo	Resistencia a la penetración (MPa)	Coefficiente de Maduración (°C.hr)
184	651	12	0'18	122
198	651	28	0'43	132
237	326	47	1'44	160
261	160	52	3'25	176
282	65	40	6'15	191
299	65	61	9'38	203
316	32	53	16'56	215
335	32	73	22'81	229
357	16	63	39'37	244
394	16	Rebote	Fin de Ensayo	261

Tabla 5.5. Resultados del ensayo de penetración según ASTM C 403 (2008)

Luego, se representaron dichos resultados, obteniéndose la gráfica que se observa en la Figura 5.10.

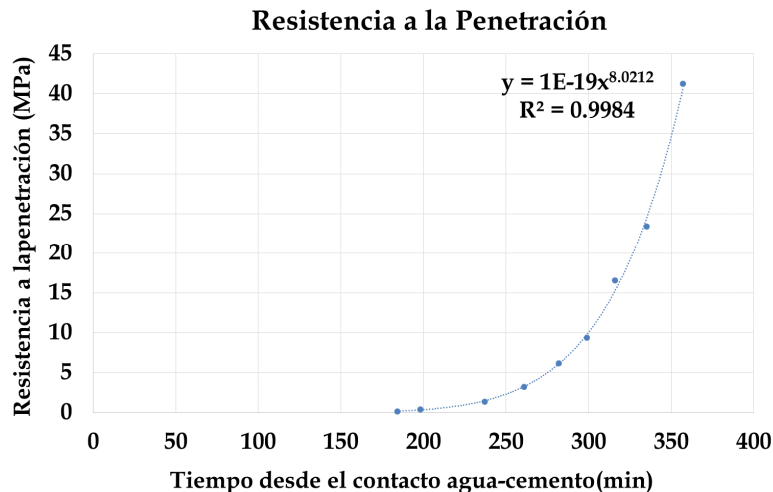


Figura 5.10. Ensayo de penetración según ASTM C 403 (2008).

Según lo establecido en la Norma ASTM C 403 (2008), el tiempo inicial de fraguado ocurre cuando la resistencia a la penetración es igual a 3'45 MPa, mientras que el tiempo final de fraguado se establece en el momento que la misma ha alcanzado una resistencia a la penetración igual a 27'56 MPa. Para poder sustituir estos valores en la función que responde al proceso, descrita en la Figura 5.10,

es necesario aproximar la misma mediante una ecuación, obteniéndose la Ecuación 5.1.

$$\log(y) = 8'021 \cdot \log(x) - 18'854 \quad 5.1$$

Donde:

y : Resistencia a la penetración (MPa)

x : Tiempo desde el contacto agua-cemento (min)

Sustituyendo las resistencias de 3'45 y 27'56 MPa, se obtiene que el tiempo inicial y final de fraguado es igual a 262 y 369 minutos, respectivamente.

Si bien, como se mencionó anteriormente, estos valores no sirven directamente para la metodología de desencofrado, ya que de esta manera se considera únicamente el tiempo transcurrido y no el historial de temperaturas al que ha estado expuesta la mezcla, se buscó correlacionar estos tiempo con la maduración que presentaba la mezcla en ese momento. Por ello, previo a la realización del ensayo, se introdujo en la probeta un termopar tipo T, tal como se describió en la Sección 3.2.4 de esta tesis, con el fin de poder calcular el coeficiente de maduración correspondiente al tiempo inicial y final de fraguado, resultado éstos en valores de : 176'6 y 229'3 °C.hr, respectivamente.

Finalmente, se observó que en el momento de desencofrar cualquiera de las tres columnas, éstas ya habían finalizado su fraguado, ya que presentaban coeficientes de maduración iguales a 259'6, 321'5 y 352'5 °C.hr.

5.2.5 Resumen

Se realizaron tres columnas con la Dosificación A y el encofrado *LGR*, las cuales fueron desencofradas a resistencias de 2'0, 4'0 y 5'0 MPa, cuando las mismas presentaban un coeficiente de maduración igual a 259'6, 321'5 y 352'5 °C.hr.

Se observó también que en ese momento la presión ejercida por la mezcla sobre los paneles del encofrado ya se había estabilizado, es decir que el hormigón era capaz de sostenerse a sí mismo. Además, se verificó que la columna fue capaz de soportar los esfuerzos correspondientes al desencofrado, ya que en ninguno de los tres casos se observaron roturas de aristas o esquinas, fisuras, descascaramientos en fragmentos de hormigón o falta de recubrimiento en algunos sectores.

Por otro lado, se estudió el fraguado de la mezcla utilizada, relacionando dicho fenómeno con los coeficientes de maduración. De esta manera, se verificó que en el momento de desencofrar cualquiera de las tres columnas, éstas ya habían finalizado su fraguado. Respecto a las deformaciones, se realizó un estudio

de probetas constatando que si éstas son desencofradas una vez que han alcanzado una resistencia de 2'0 MPa, las mismas no presentan deformaciones excesivas.

Finalmente, se concluyó que una resistencia de 2'0 MPa es suficiente para desencofrar un elemento vertical, aunque teniendo en cuenta que este trabajo fue realizado en laboratorio, donde los niveles de control y planificación son superiores a los que se realizan in situ, se sugiere 5'0 MPa como un valor de resistencia mínima de desencofrado en obra. De esta manera, se confirma también lo recopilado en la encuesta, en donde el 62'2% de los directores de obra consultados afirmaron que una resistencia de 5'0MPa es suficiente para desencofrar un elemento vertical, tal como se observa en la Figura 4.2.

Capítulo 6

INFLUENCIA DE FACTORES EXTRÍNSECOS

6.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se estudia la influencia de factores extrínsecos, como la armadura y la temperatura, en el tiempo necesario para la estabilización de la presión lateral (*PST*), para poder correlacionarlo con su influencia en el desencofrado. Además, para estudiar la influencia de la armadura y la temperatura en el *PST* se debe registrar las presiones desde el instante en que comienza el vertido en el encofrado, por lo que consecuentemente también se conoce el valor de la máxima presión lateral. Es por ello que también se estudió la influencia de dichos parámetros en el valor de la máxima presión lateral, ya que este valor también afecta el costo del encofrado debido a que condiciona la elección de sus paneles.

6.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental se dividió en dos partes. En la primera de ellas, se mantuvieron constante todos los parámetros, modificando únicamente la cuantía de armado, según las restricciones descritas en la Norma EHE-08 (2008); mientras que en la segunda, se mantuvieron constantes todos los parámetros, modificando únicamente la temperatura a la cual estuvo expuesta la columna.

Para estudiar la influencia de la armadura fueron construidas ocho columnas: dos con cuantía de armado máxima, otras dos con cuantía de armado mínima, dos con cuantía de armado intermedia y las restantes dos sin armaduras. La descripción de cada una de las cuantías se puede observar en la Figura 3.19. Además, en la Figura 6.1 se puede observar una de las columnas realizadas con cuantía de armado máxima.



Figura 6.1 Columna realizada con cuantía de armado máxima.

Por otro lado, para estudiar la influencia de la temperatura, se construyeron cuatro columnas sin armaduras: dos curadas a altas temperaturas ($25 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$) y las restantes dos curadas a bajas temperaturas ($15 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$), manteniendo constante los parámetros restantes.

6.2.1 Instrumentación de los ensayos

Tanto para estudiar la influencia de la armadura como de la temperatura, la dosificación y el encofrado utilizado fueron los mismos. En todos los casos las columnas se realizaron con el encofrado *LGR*, descrito en la Sección 3.4.1 de esta tesis, y la dosificación *A*, descrita en la Tabla 3.1.

La mezcla de *HAC* se realizó en el laboratorio de manera análoga a lo descrito en la Sección 5.2.1. Inmediatamente finalizado el mezclado, el *HAC* se vertió desde la parte superior del encofrado, sin método de compactación alguno, a una velocidad de $9 \pm 1.5 \text{ m/h}$.

En todos los casos se realizó el ensayo de escurrimiento de las mezclas, obteniendo un escurrimiento inicial de $650 \pm 10 \text{ mm}$ y un T_{50} promedio de 3.6 segundos. Además, para cada columna se realizaron dos probetas cilíndricas con el fin de estudiar la resistencia a la compresión a los 7 y 28 días, resultando un total de 24 probetas. La resistencia a la compresión media obtenida a los 7 y 28 días, resultó de 38.5 y 50.1 MPa, respectivamente.

La presión lateral se midió con el sensor Omega PX 102-025 GV, descrito en la Sección 3.7.1 de esta tesis, montado a 100 mm de la base, desde el centro del sensor, con el fin de medir la presión lateral en la parte inferior del encofrado. En la Figura 6.2 puede observarse uno de los sensores ya montado en el encofrado LGR.



Figura 6.2 Sensor montado en el encofrado LGR.

El diámetro máximo de los áridos presentes en la Dosificación A es 12 mm, y puesto que este es menor que el diámetro del sensor (19 mm), Assaad y Khayat (2006a) garantizan una medición fiable de la presión lateral.

Debido a que todas las pruebas fueron realizadas en laboratorio, fue posible medir la presión lateral durante un período de al menos 24 hrs, registrando continuamente los datos obtenidos por los sensores con el fin de obtener el *PST* lo más preciso posible. Tanto los datos de presión, como los datos de temperatura, fueron almacenados cada 30 segundos.

La temperatura del *HAC* se registró mediante la instrumentación de dos termopares tipo T colocados a 600 mm de la base del encofrado. Tal como se representa en la Figura 3.19, los termopares estaban situados en el centro de la pieza para evitar los efectos que puedan causarse por estar cerca de los bordes del encofrado y, de esta manera, obtener el valor de la temperatura del *HAC* lo más representativo posible, evitando los efectos causados por los agentes externos.

Estos termopares fueron conectados a un sistema de adquisición de datos, descrito en la Sección 3.1 de esta tesis, que registró los valores de la temperatura cada 30 segundos. Otro termopar se colocó fuera del encofrado para registrar la temperatura ambiente, la cual se mantuvo constante en el interior del laboratorio.

6.3 RESULTADOS Y DISCUSIONES

Los resultados experimentales obtenidos de las mediciones realizadas en las 12 columnas se describen en la Tabla 6.1, referenciándose con la letra R las columnas construidas para estudiar la influencia de la armadura en el *PST* y en la máxima presión lateral: dos de ellas sin armadura (R11 y R21), dos con cuantía de armado mínima (R21 y R22), otras dos presentaban cuantía de armado intermedia (R31 y R32), y las dos últimas tenían cuantía de armado máxima (R41 y R42).

De esta manera, las cuatro primeras columnas de la Tabla 6.1 corresponden a las columnas construidas para estudiar la influencia de la temperatura en el *PST* y en la máxima presión lateral, las cuales se referencian con la letra T. Se estudiaron dos columnas a baja temperatura (T11 y T12) y dos columnas a alta temperatura (T21 y T22). Ghafoori y Diawara (2010) estudiaron la influencia de la temperatura en el *HAC*, concluyendo que su comportamiento varía dependiendo de si éste se encuentra a 14°C o 28°C. Por ello, en este caso, se consideró como baja y alta temperatura, a los ensayos realizados a 15°C y 25 °C, respectivamente.

Ensayo	T11	T12	T21	T22	R11	R12	R21	R22	R31	R32	R41	R42
Temperatura ambiente (°C)	15 ± 1		25 ± 1		20 ± 1		20 ± 1		20 ± 1		20 ± 1	
Armadura	-	-	-	-	-	-	4Ø10 (314 cm ²)		8Ø12 (904 cm ²)		8Ø16 (1608 cm ²)	
Máxima presión lateral (kPa)	29	26'2	24'7	22'7	26'8	27'3	25'3	26'6	24'7	24'9	25'2	24'2
Promedio (kPa)	27'6		23'7		27'1		26'0		24'8		24'7	
PST (hrs)	4'4	3'5	2'7	2'5	2'8	3'4	3'3	2'5	2'9	2'6	2'8	3'1
Promedio PST (hrs)	4'0		2'6		3'1		2'9		2'8		3'0	

Tabla 6.1 Resultados experimentales.

En la Figura 6.3 se representa la evolución de la presión lateral en el tiempo, para los ensayos: R41, R22, T22 y T12. Tal como puede observarse, todos ellos siguen un patrón similar, que se repite también en el resto de los ensayos.

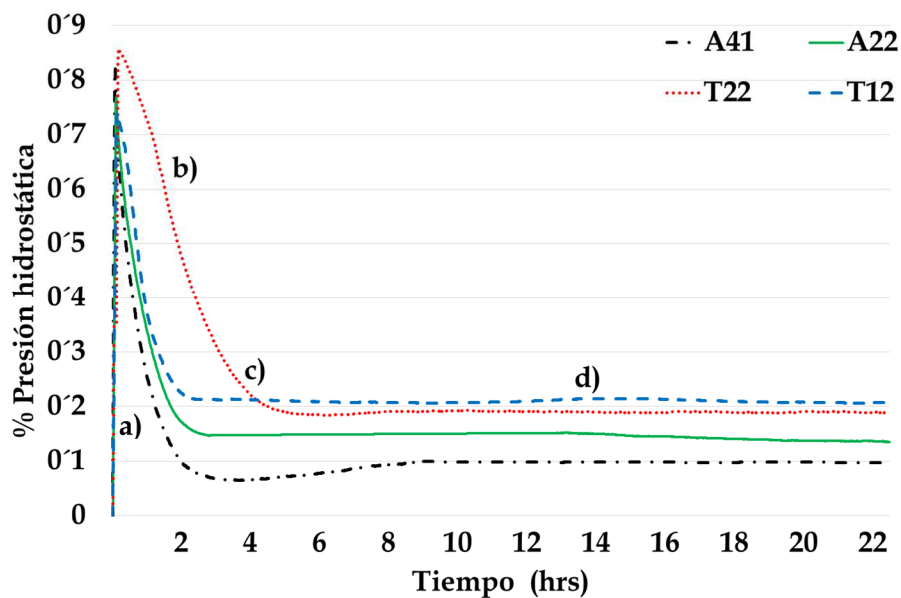


Figura 6.3. Cuatro ejemplos de la evolución de la presión lateral

Además, en la Figura 6.3 se pueden diferenciar cuatro zonas para cada curva. El inicio del llenado se puede relacionar con el aumento de la presión lateral (a), hasta alcanzar su valor máximo. Posteriormente, se observa una disminución significativa de ésta (b). Luego, la presión lateral continúa disminuyendo, pero con una menor pendiente que la inicial (c), para finalmente, alcanzar un valor de estabilización (d) que se mantiene casi constante con el tiempo. Estas cuatro zonas diferentes se registraron y observaron en las 12 columnas construidas.

Al construir cada una de las columnas se estudió la evolución de la presión lateral, así como la temperatura ambiente y la evolución de la temperatura de la masa de hormigón dentro del encofrado. En la Figura 6.4 puede observarse la evolución de estos parámetros en el tiempo, para el caso T21. Un patrón similar se observó en todas las demás columnas.

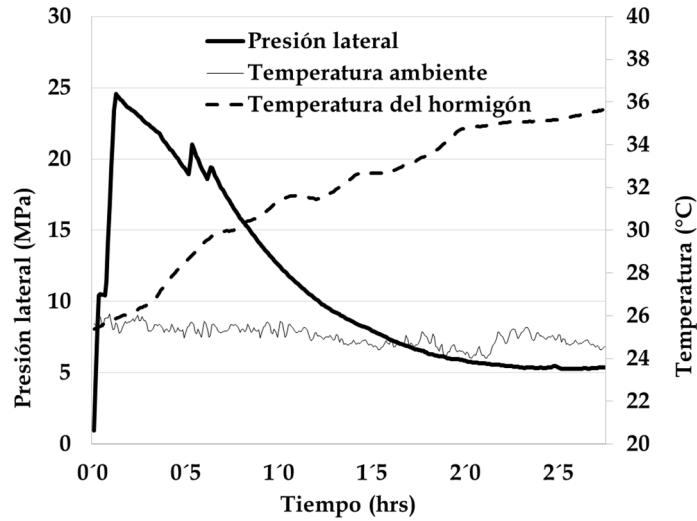


Figura 6.4 Evolución en simultáneo de la temperatura ambiente, de la temperatura de la columna y de la presión lateral para el caso T21.

6.3.1 PST

En la Figura 6.5, se puede observar la representación grafica de los resultados descritos en la Tabla 6.1, para el estudio de la influencia de la temperatura y la armaduras en el PST. En base a esto se concluyó que, la temperatura es un parámetro importante en la aceleración de la reacción de hidratación, mientras que la presencia de armaduras no afecta el proceso.

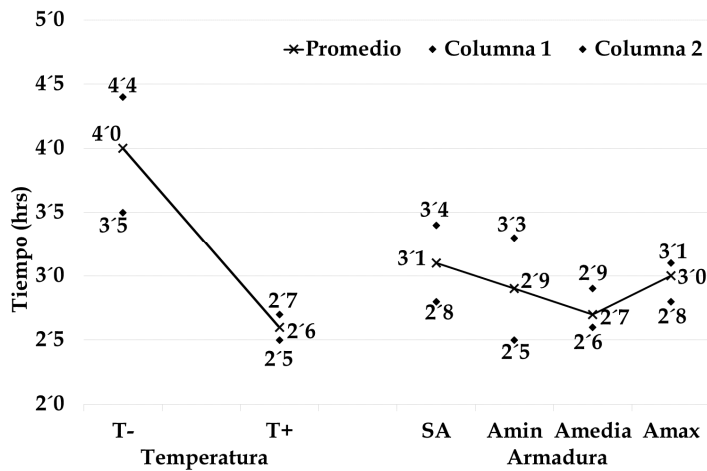


Figura 6.5 PST obtenido para las 12 columnas.

6.3.2 Máxima presión lateral

Por otro lado, en la Figura 6.6 se puede observar la representación gráfica de los resultados descritos en la Tabla 6.1, para el estudio de la influencia de la temperatura y las armaduras en el valor de la máxima presión lateral.

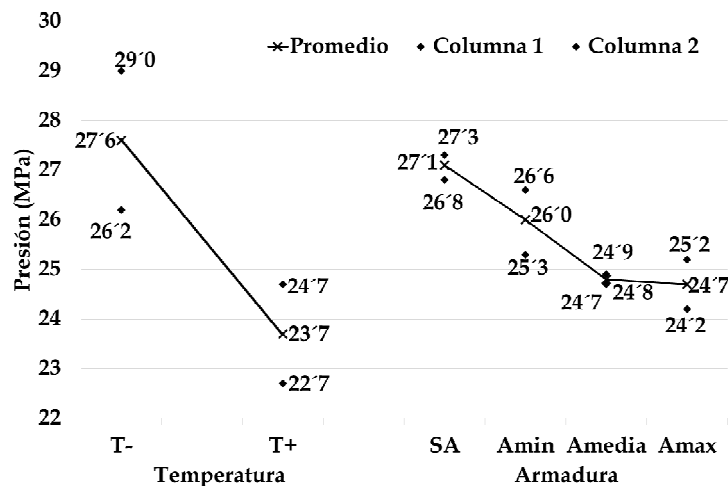


Figura 6.6 Máxima presión lateral registrada por las 12 columnas.

De la Figura 6.6 se deduce que tanto la temperatura, como la presencia de armadura, afectan el valor de la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes del encofrado. En el caso de la temperatura, se puede establecer que existe una relación inversa entre el valor de ésta y el valor de la máxima presión lateral, dato que también es verificado por Santilli et al. (2011) para el caso de hormigones vibrados.

Por otro lado, para el caso del estudio de la influencia de armaduras, se obtuvieron pendientes similares entre los casos de columnas sin armaduras, columnas con cuantía de armado mínima, y columnas con cuantía de armado intermedio. Sin embargo, esta pendiente no se observó en el caso de comparar las columnas que tenían cuantía de armado intermedio, con las de armado máximo, ya que éstas contenían el mismo número de barras.

Por lo tanto, la similitud de los valores para la presión lateral máxima con cuantías de armado intermedio y máximo, se justifica mediante el número de barras que presentan. En ambos casos las columnas presentaban el mismo número de barras, diferenciándose únicamente en el diámetro de las mismas. En estos casos, las columnas contenían cuatro barras más que en el caso de cuantía de armado mínima. Estas cuatro barras se ubicaron en el medio de la pared del

encofrado, en frente del sensor de presión. De esta manera, se concluyó que, en presencia de armaduras, el número de barras y su disposición, tienen mayor influencia que el área transversal del acero en el valor resultante de la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre las paredes del encofrado.

6.4 RESUMEN

En este capítulo se han descrito todas las medidas experimentales realizadas en la construcción de 12 columnas con el fin de estudiar la influencia de la temperatura y las armaduras en los tiempos de desencofrado, mediante el *PST*. Además, se analizó también la influencia de estos dos parámetros en el valor de la máxima presión lateral.

En el primer caso se observó que la presencia de armaduras y su cuantía no afecta directamente los tiempos de desencofrado, a diferencia de la temperatura que influye directamente en la reacción de hidratación afectando el proceso de fraguado de la mezcla y, consecuentemente, la velocidad con que desarrolla su resistencia.

Por otro lado, se pudo observar que tanto la temperatura, como la presencia de armadura, afectan el valor de la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre las paredes del encofrado. En el caso de la temperatura, se puede establecer que existe una relación inversa entre el valor de ésta y el valor de la máxima presión lateral. Respecto a la presencia de armaduras, se concluyó que el número de barras y su disposición, tienen mayor influencia que el área transversal del acero en el valor resultante de la máxima presión lateral.

Capítulo 7

ESTUDIO DE ADECUACIÓN DE LOS MODELOS DE PREDICCIÓN DE LA PRESIÓN MÁXIMA

El uso del *HAC* ha sido ya bien establecido en la industria de piezas prefabricadas, centrándose los esfuerzos actuales en el estudio de este tipo de hormigones cuando el mismo es vertido in situ. Una de las principales causas del notorio crecimiento del uso de *HAC* in situ es el interés en reducir o eliminar el vibrado durante la colocación del hormigón en el encofrado, y de esta manera, poder facilitar el vertido en áreas de acceso restringido o en piezas con alta densidad de armado.

Debido a que el *HAC* se puede verter de forma continua, sin necesidad de compactación alguna, las velocidades de llenado en este tipo de hormigones son mayores que las que se emplean en los hormigones tradicionales. Si bien esto se traduce en un aumento de productividad, según lo establecido por Billberg et al. (2005) las presiones laterales que ejercen los paneles del encofrado aumentan, teniéndose que buscar el desarrollo de nuevos criterios y nuevos modelos de diseño.

Graubner et al. (2012) establecieron, en su trabajo experimental, que el parámetro más importante que gobierna el valor de la presión lateral es la velocidad con la que se vierte el hormigón en el encofrado. Sin embargo, según se observa en la bibliografía y se describe en la Sección 2.5.2.1 de esta tesis, esta influencia no es lineal.

Por ello, Santilli et al. (2009) consideraron tres rangos de valores para estudiar la influencia de la velocidad de llenado en la máxima presión lateral ejercida por hormigones vibrados: la primera zona con velocidades de llenado inferiores son menores a 3 m/h, la segunda comprende las velocidades de llenado con valores entre 3 y 10 m/h y la tercera incluye a todos los casos donde las velocidades

de llenado son mayores a 10 m/h. Los autores concluyeron que para bajos valores de velocidad de llenado, la misma presenta una relación lineal con el valor de la máxima presión lateral, mientras que conforme la velocidad aumenta, esta relación se reduce.

Según se comprueba en la literatura, los valores experimentales obtenidos con bajas velocidades de llenado se realizan, en su mayoría, en laboratorios bajo condiciones específicas, y los datos experimentales realizados in situ se obtuvieron con altas velocidades de llenado, buscando aumentar la productividad.

Debido a que actualmente no existe ningún modelo universalmente aceptado para predecir el valor de la máxima presión lateral, en este Capítulo se evaluó la precisión de los principales modelos desarrollados hasta la fecha, discutiendo según los tres rangos de velocidades de llenado. Los resultados fueron analizados teniendo en cuenta también el factor seguridad y los diferentes niveles de control en obra.

7.1 METODOLOGÍA DE LA COMPARACIÓN

Para el análisis de los distintos modelos se consideraron cuatro parámetros estadísticos, tres de ellos para los cocientes resultantes (E/T) entre la presión obtenida experimentalmente (E) y la máxima presión teórica de cada modelo (T): la media aritmética ($\mu_{E/T}$), la desviación estándar ($\sigma_{E/T}$), y el porcentaje de datos experimentales que presentan un cociente mayor que uno ($\%_{E/T>1}$). Además, también se determinó el valor de $E/T_{95\%}$ como el cociente entre la máxima presión experimental y la máxima presión teórica, con una frecuencia acumulada del 95%.

El procedimiento utilizado para determinar $E/T_{95\%}$ consiste en dibujar las frecuencias acumuladas de los cocientes entre la máxima presión experimental y la máxima presión teórica (E/T), en base al modelo propuesto por Bernard y Bosi-Levenbach (1953) que se expresa en la Ecuación 7.1.

$$F(i) = \frac{i-0.3}{n+0.4} \quad 7.1$$

Dónde:

$F(i)$: Frecuencia acumulada de la muestra (E/T) ordenada de menor a mayor.

i : Número del dato considerado en la lista.

n : Tamaño de la muestra.

7.1.1 Criterios de comparación

Debido al riesgo que supone un valor experimental superior a la predicción teórica del modelo, es difícil realizar la comparación entre los modelos y los datos experimentales utilizando solamente estos parámetros estadísticos.

Por ello, Santilli et al. (2009), en base a los distintos coeficientes de seguridad propuestos por diferentes autores y normativas, realizaron tres recomendaciones según tres niveles de control in situ: intenso, normal y reducido; centrando su estudio en el valor de $E/T_{95\%}$. En base a este valor los autores realizaron tres recomendaciones diferentes: recomendación segura, recomendación menos conservadora y recomendación intermedia.

En la primera de ellas se consideran los modelos que presenten un valor de $E/T_{95\%}$ menor o igual que 1. Esta recomendación segura podrá considerarse en encofrados que tengan un nivel de control de obra reducido, donde una estimación conservadora de la presión lateral es lo más adecuado desde el punto de vista de la seguridad. En el caso de la recomendación menos conservadora se consideran los modelos con un valor de $E/T_{95\%}$ menor o igual que 1'15. Se podrá considerar esta recomendación en encofrados que presenten un intenso grado de control de obra. Por último, la recomendación intermedia considera el punto medio entre las dos anteriores, siendo útil para encofrados con un grado normal de control, permitiendo un valor máximo de $E/T_{95\%}$ igual a 1'075.

7.1.2 Datos experimentales considerados

Para discutir la adecuación de los diferentes modelos en los tres rangos de velocidades estudiados, se han utilizado 131 datos experimentales de presiones laterales ejercidas por HAC sobre encofrados verticales, cuando éste es vertido desde la superficie del mismo. Estos valores, descritos en la Sección 2.2.2 de esta tesis, fueron recopilados de la literatura de los últimos 15 años provenientes de: El CEBTP (1999), Proske y Graubner (2002), Leemann y Hoffmann (2003), Assaad et al. (2003b), Khayat et al. (2005), Billberg et al. (2005), Tejeda-Dominguez et al. (2005), Assaad y Khayat (2005a), Assaad y Khayat (2005b), Khayat y Assaad (2006), Khayat y Assaad (2006), Assaad y Khayat (2006a), Khayat y Assaad (2006), Assaad y Khayat (2006b), Assaad y Khayat (2006c), Leemann et al. (2006), Giammatteo et al. (2007), Khayat y Assaad (2008), Khayat (2009), Kwon et al. (2011), Beitzel (2010), McCarthy et al. (2012), Gardner et al. (2012), y Billberg et al. (2014).

7.1.3 Modelos de predicción considerados

El análisis de la adecuación de los datos experimentales se llevó a cabo considerando seis modelos diferentes: distribución hidrostática de un líquido de igual densidad que el hormigón, Vanhove et al. (2004), Ovarlez y Roussel (2006), Khayat y Omran (2009a), la Norma DIN 18218 (2010) y el modelo propuesto por Gardner et al. (2012).

Las Normativas ACI Committee 347 (2004) y CIRIA Report 108 (1985) no son consideradas en el análisis ya que establecen que, en caso de utilizar HAC, la máxima presión lateral será determinada por la presión hidrostática de un líquido con igual densidad que el hormigón.

El modelo propuesto por Perrot et al. (2009) se basa en la predicción realizada por Ovarlez y Roussel (2006) pero considera cierta reducción de presión a causa de la presencia de armaduras. Además, en la base de datos experimentales no se describen las armaduras utilizadas en los datos recogidos; por ello, en este caso se estudió únicamente el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006), con el fin de analizar la propuesta más conservadora que implicaría no considerar armadura interior.

Kwon et al. (2010) propusieron un modelo que depende de dos coeficientes determinados por dos funciones que representan la variación de la presión lateral según diferentes presiones verticales ejercidas sobre la mezcla. En ninguno de los trabajos experimentales, recopilados de la literatura, se había realizado dicho análisis, resultando imposible considerar este modelo en el estudio.

7.1.4 Alternativa considerada para cada modelo

Los diferentes modelos se analizaron comparando la máxima presión lateral resultante de la aplicación de cada uno de ellos con el dato de presión experimental. En general, estos modelos requieren de un reómetro o una prueba de laboratorio específica para determinar al menos uno de los parámetros necesarios para su aplicación.

En el caso del modelo propuesto por Vanhove et al. (2004) el parámetro reológico necesario para su determinación es el coeficiente de fricción (μ), en el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) es el coeficiente de floculación (A_{thix}), y en el modelo desarrollado por Khayat y Omran (2009a) es la tensión de fluencia a los 15 minutos de estar en reposo la mezcla ($PV_{\tau_{rest15mins}}$). También las diferentes normas requieren de la determinación de un parámetro reológico para su aplicación, como puede ser el caso de la Norma DIN 18218 (2010) en la que es necesario conocer el tiempo de inicio de fraguado. En el caso del modelo de

Gardner et al. (2012) se requiere la determinación del tiempo que transcurre hasta que el ensayo de escurrimiento alcanza un valor de 400 mm.

Dado que no se dispone de los valores de los diferentes parámetros reológicos para todos los ensayos, se decidió evaluar el modelo en el supuesto más favorable; es decir, se adoptó para cada resultado experimental el valor del parámetro reológico que mejor aproximaba el valor estimado por el modelo. Por esta razón, los resultados obtenidos en la comparación son el óptimo de los que podría proporcionar cada modelo.

Vanhove et al. (2004) concluyeron que el coeficiente de fricción estático puede variar entre 0'02 y 0'07. Teniendo en cuenta esto, para cada dato experimental se consideró el valor del coeficiente de fricción, dentro de dicho intervalo, que otorga el valor de presión teórica más cercano al dato de presión experimental.

Para el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) el parámetro que requiere la utilización de un reómetro es el coeficiente de floculación, que varía entre 0'1 y 0'6 Pa/s según los autores. Teniendo en cuenta esto, se consideró el valor del coeficiente de floculación que otorga como resultado del modelo el valor de presión teórica más próxima al dato experimental.

En el modelo propuesto por Khayat y Omran (2009a), en la que la formulación del modelo se realiza con el ensayo de la paleta portátil (*portable vane test*), los autores determinaron que, dependiendo de la tixotropía de la mezcla, el valor de $PV_{\tau_{0rest15mins}}$ puede variar entre 100 y 2000 Pa. Como se ha explicado, con el fin de aplicar el modelo, se consideró el valor de $PV_{\tau_{0rest15mins}}$ que otorga el valor de presión teórica lo más cercano a su respectiva presión experimental.

En el caso de la Norma DIN 18218 (2010), no se conocía el tiempo inicial de fraguado para la mayor parte de los datos experimentales. Por lo tanto, se consideraron los valores sugeridos por la misma: 5, 7 y 10 horas.

Para determinar el modelo propuesto por Gardner et al. (2012) es necesario conocer el tiempo transcurrido hasta que el ensayo de escurrimiento alcanza un valor de 400 mm. Los autores establecieron que para mezclas con alta tixotropía este parámetro es menor a 2 horas, mientras que en los casos donde la mezcla presenta baja tixotropía el mismo podría superar las 4 horas. Los datos experimentales llevadas a cabo por otros autores muestran que este parámetro puede variar entre 0'5 y 7 horas, habiéndose considerado este rango de variación para el análisis del modelo.

7.2 RESULTADOS

7.2.1 Velocidades de llenado inferiores a 3 m/h

De la base de datos experimentales, 16 de ellos presentaban velocidades de llenado inferiores a 3 m/h, siendo estos los que se utilizaron para comparar los modelos de predicción en este rango de velocidades.

Khayat y Omran (2009a) establecieron que su modelo era válido para velocidades de llenado superiores a 2 m/h. Dado que solamente se contaba con tres datos experimentales comprendidos entre 2 y 3 m/h, se decidió no considerar dicho modelo en el análisis realizado en este rango de velocidades de llenado.

La Tabla 7.1 recoge los valores de los parámetros estadísticos para todos los modelos considerados cuando las velocidades de llenado son iguales o menores a 3 m/h.

Modelos	Parámetros estadísticos (n=16)			
	$\mu_{E/T}$	$\sigma_{E/T}$	$E/T_{95\%}$	$\%n_{E/T > 1}$
Presión hidrostática (ACI Committee 347)	0'574	0'270	0'935	0'0%
Vanhove et al. (2004)	0'637	0'294	1'000	0'0%
Ovarlez y Roussel (2006)	0'970	0'229	1'146	37'5%
DIN 18218 (2010) 5 hrs.	0'647	0'204	0'935	0'0%
DIN 18218 (2010) 7hrs.	0'607	0'233	0'935	0'0%
DIN 18218 (2010) 10hrs.	0'587	0'254	0'935	0'0%
Gardner et al. (2012)	1'000	0'000	1'000	0'0%
Gardner et al (2012) <i>único t₀</i>	0'879	0'229	1'052	13'0%

Tabla 7.1. Parámetros estadísticos para velocidades de llenado inferiores a 3 m/h.

La Figura 7.1 resume los datos experimentales representados gráficamente frente a las predicciones obtenidas de los diferentes modelos considerados. Además, en cada gráfico se representa la recta 1:1, la cual determina los datos experimentales que resultaron menores al valor de predicción, lo que significa que la ecuación para este valor es conservador.

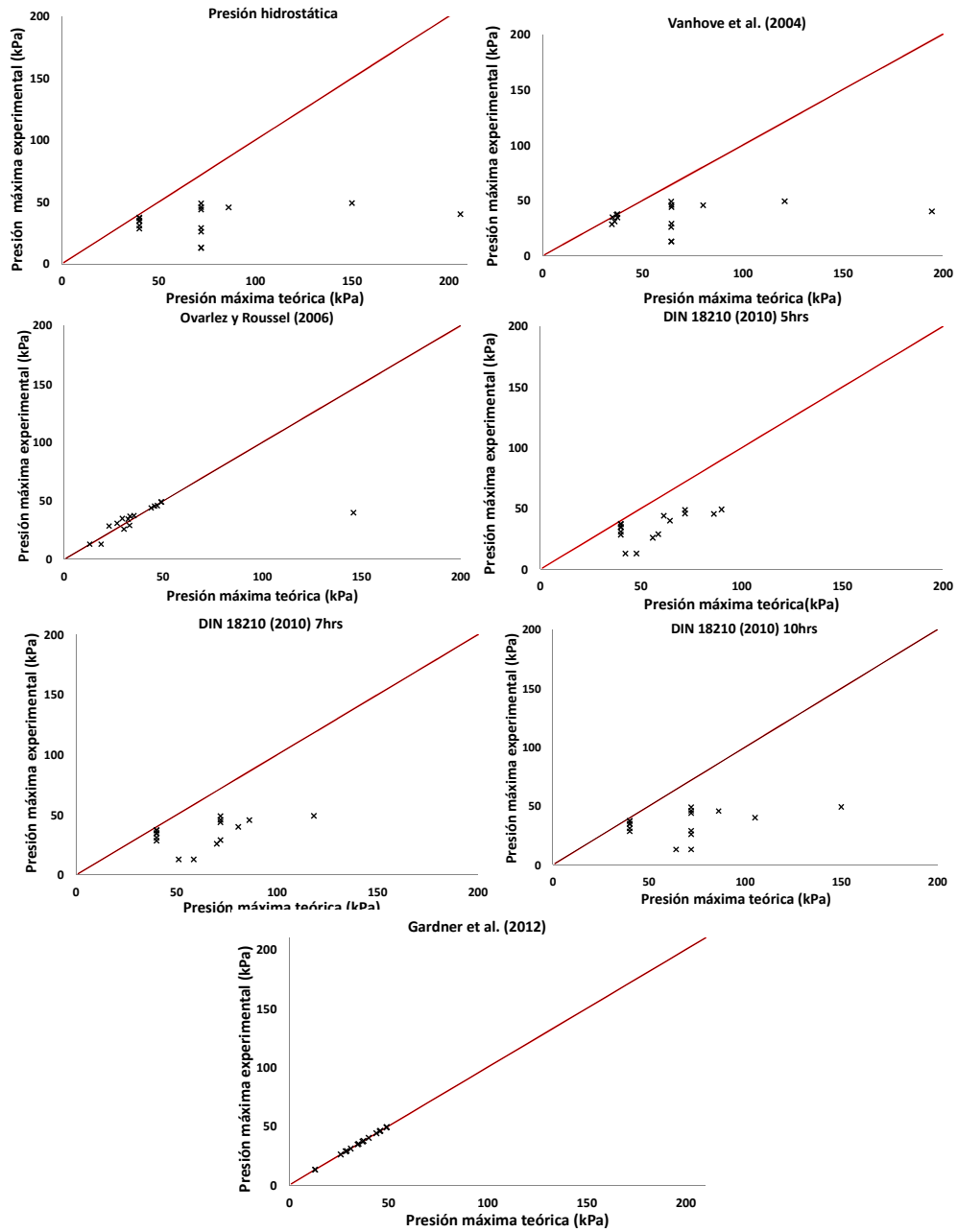


Figura 7.1 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado inferiores a 3 m/h.

La distribución hidrostática es el modelo más simple, ya que solo requiere conocer la densidad de la mezcla, y además resulta ser el modelo más conservador con un valor de $\mu_{E/T}$ y de $E/T_{95\%}$ igual a 57'4% y 93'5%, respectivamente, según se observa en la Tabla 7.1.

El modelo propuesto por la Norma DIN 18218 (2010) presenta un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 64'7%, 60'7% y 58'7%, según el tiempo de fraguado sea de: 5, 7 o 10 horas, respectivamente. En este caso el valor de $E/T_{95\%}$ es igual a 93'5% para los tres tiempos de fraguado. Cabe destacar que para los tres valores de tiempos de fraguado, la norma DIN 18218 (2010) está determinada por la presión hidrostática en el 92'9%, 95'2% y 99'2% de los casos, respectivamente.

Los cocientes entre el dato experimental y el valor de presión resultante de la aplicación del modelo de Vanhove et al. (2004) presentaron un valor de $\mu_{E/T}$ y de $E/T_{95\%}$ igual al 63'7% y 1'000, respectivamente; mientras que el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) resultó con un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 97'0% y un valor de $E/T_{95\%}$ de 1'146. Por lo tanto, este puede ser utilizado únicamente en los casos donde los niveles de control, vigilancia, planificación y seguridad sean rigurosos y elevados. No obstante, este modelo, en este rango de velocidades, subestimó el valor de la presión máxima en el 37'5% de los casos.

Finalmente, el modelo propuesto por Gardner et al. (2012) presenta valores de $\mu_{E/T}$ y $E/T_{95\%}$ igual al 100%, lo que permite concluir que el modelo se adecua de manera excelente a la base de datos experimentales cuando se utilizan velocidades de llenado menores a 3 m/h. En base a esto, se realizó un análisis adicional para este modelo, considerando toda la base de datos experimentales, el cual consistió en buscar el valor de t_0 que mejor se adecua a esos datos. El fin de este análisis es poder sugerir un valor de t_0 , a los diseñadores de encofrados, cuando no se conozca el valor real del mismo (*Gardner et al. (2012) único t_0*). Para este análisis se consideró el mismo valor de t_0 para todos los casos. El criterio para determinar qué valor de este parámetro es el que mejor se adecua a la base de datos experimentales fue considerar el valor de t_0 que otorga un valor de $\mu_{E/T}$ lo más cercano a 1, siempre y cuando el valor de $E/T_{95\%}$ sea menor a 1'15. Para este análisis el valor de t_0 fue de 2'5 horas y los resultados obtenidos para el mismo se describen en la Tabla 7.1.

En resumen, el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) puede utilizarse en los casos donde los encofrados presentan altos niveles de control y vigilancia; mientras que en caso de encofrados con menores niveles de planificación y control, el modelo propuesto por Gardner et al. (2012) otorga mejores resultados.

7.2.2 Velocidades de llenado superiores a 3 m/h e inferiores a 10 m/h

De los 131 datos experimentales recopilados, 97 de ellos están comprendidos en este rango de velocidades. Estos se pueden ver graficados frente al valor predicho por cada uno de los modelos en la Figura 7.2, donde también se dibuja la recta 1:1 que representa los casos en que el valor de los datos experimentales coincide con el valor otorgado por el modelo.

En la Tabla 7.2 se recogen los parámetros estadísticos para todos los modelos considerados cuando las velocidades de llenado son superiores a 3 m/h e inferiores a 10 m/h.

Modelos	Parámetros estadísticos (n=97)			
	$\mu_{E/T}$	$\sigma_{E/T}$	$E/T_{95\%}$	$\%n_{E/T>1}$
Presión hidrostática (ACI Committee 347)	0'899	0'070	0'990	0'0%
Vanhove et al. (2004)	0'988	0'043	1'027	20'6%
Ovarlez y Roussel (2006)	0'969	0'036	1'000	4'1%
Khayat y Omran (2009a)	0'977	0'008	1'018	10'3%
DIN 18218 (2010) 5 hrs.	0'901	0'061	0'990	0'0%
DIN 18218 (2010) 7hrs.	0'899	0'068	0'990	0'0%
DIN 18218(2010) 10hrs.	0'899	0'070	0'990	0'0%
Gardner et al. (2012)	0'837	0'231	1'000	0'0%

Tabla 7.2 Parámetros estadísticos para velocidades de llenado superiores a 3m/h e inferiores a 10m/h.

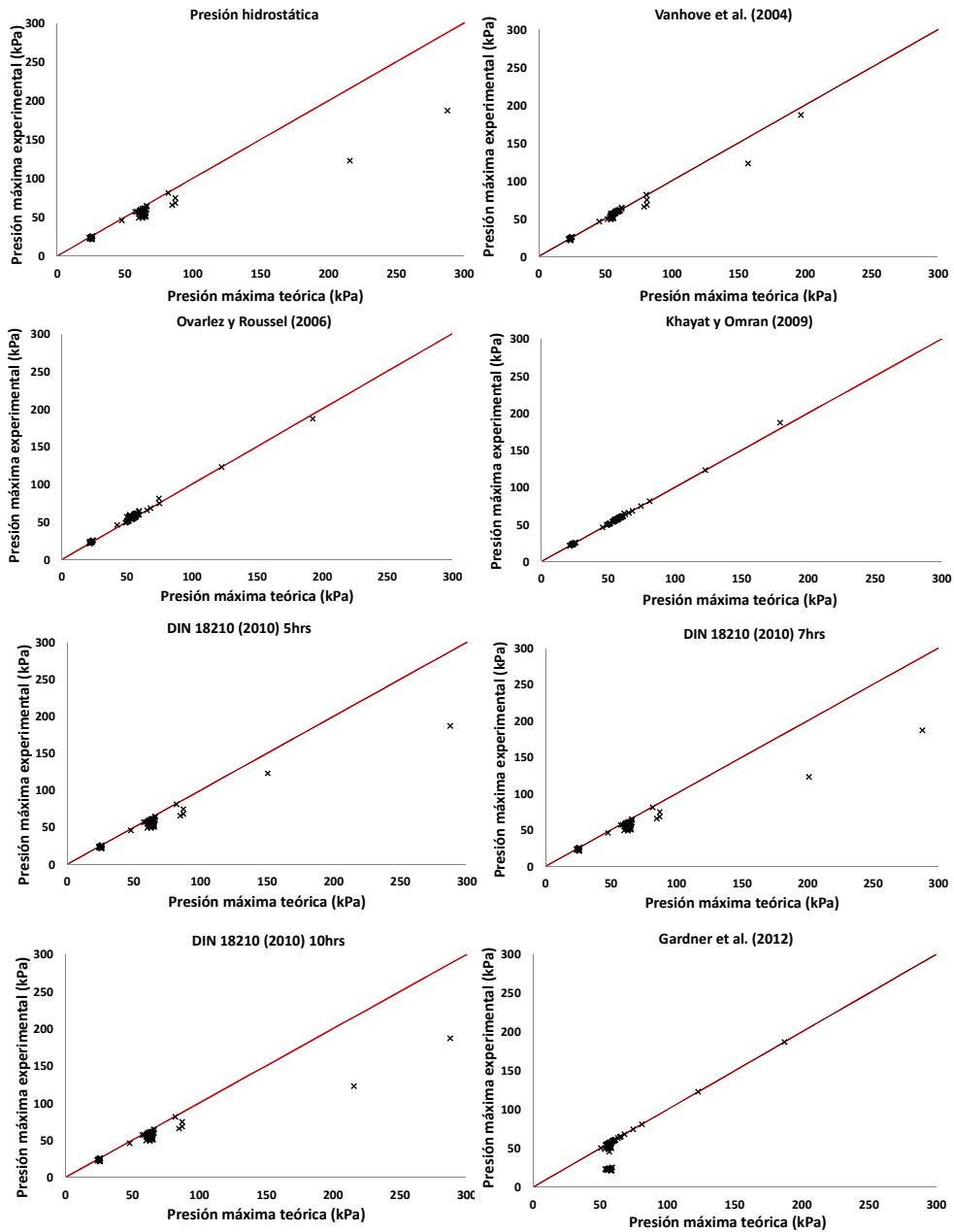


Figura 7.2 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado superiores a 3 m/h e inferiores a 10 m/h.

Según puede observarse en la Tabla 7.2, en este rango de velocidades todos los modelos presentan una buena adecuación a los datos experimentales. El modelo de la distribución hidrostática resultó el más conservador en esta categoría con un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 89'9%. Por otro lado, si bien el modelo propuesto por la Norma DIN 18218 (2010) también presenta una buena predicción, el mismo está determinado por la presión hidrostática en un amplio porcentaje de los casos, ya que como según establece el propio modelo, en caso de velocidades superiores a 7m/h se deberá considerar la presión hidrostática de un líquido con densidad igual a la del hormigón. Por otra parte, el modelo propuesto por Gardner et al. (2012) presenta un valor de $\mu_{E/T}$ y $E/T_{95\%}$ igual a 87'3% y 100%, respectivamente.

Si se requiere una mejor aproximación, puede considerarse el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) para una recomendación conservadora, ya que el mismo presenta valores de $\mu_{M/C}$ y $E/T_{95\%}$ iguales a 96'9% y 1'000, respectivamente.

Si se dispone de mayores niveles de seguridad, en una recomendación intermedia se encuentra el modelo propuesto por Khayat y Omran (2009a) con valores de $\mu_{E/T}$ igual a 97'7% y $E/T_{95\%}$ igual a 1'018. Si bien el modelo propuesto por Vanhove et al. (2004) también se adecuaría a una recomendación intermedia, este subestima el valor de la máxima presión lateral en el 20'6% de los casos, mientras que el modelo propuesto por Khayat y Omran (2009a) lo hace en el 10'3% de los casos. Es por ello que, para mantenerse en el lado de la seguridad, se recomienda este último en casos donde los niveles de vigilancia, control y planificación sean intermedios.

7.2.3 Velocidades de llenado superiores a 10 m/h

Se recopilaron 18 datos experimentales que presentaban velocidades de llenado superiores a 10 m/h. Los valores resultantes de los parámetros estadísticos se recogen en la Tabla 7.3. En la Figura 7.3 se pueden observar graficados los diferentes puntos que representan los datos experimentales frente al valor predicho por cada modelo.

Modelos	Parámetros estadísticos (n=18)			
	$\mu_{E/T}$	$\sigma_{E/T}$	$E/T_{95\%}$	$\%n_{E/T}>1$
Presión hidrostática (ACI Committee 347)	0´978	0´175	0´984	0´0%
Vanhove et al. (2004)	0´915	0´141	1´032	38´9%
Khayat y Omran (2009a)	0´950	0´116	1´041	5´6%
Ovarlez y Roussel (2006)	0´915	0´199	1´092	33´3%
Gardner et al. (2012)	0´405	0´237	0´911	0´0%

Tabla 7.3 Parámetros estadísticos para velocidades de llenado superiores a 10 m/h.

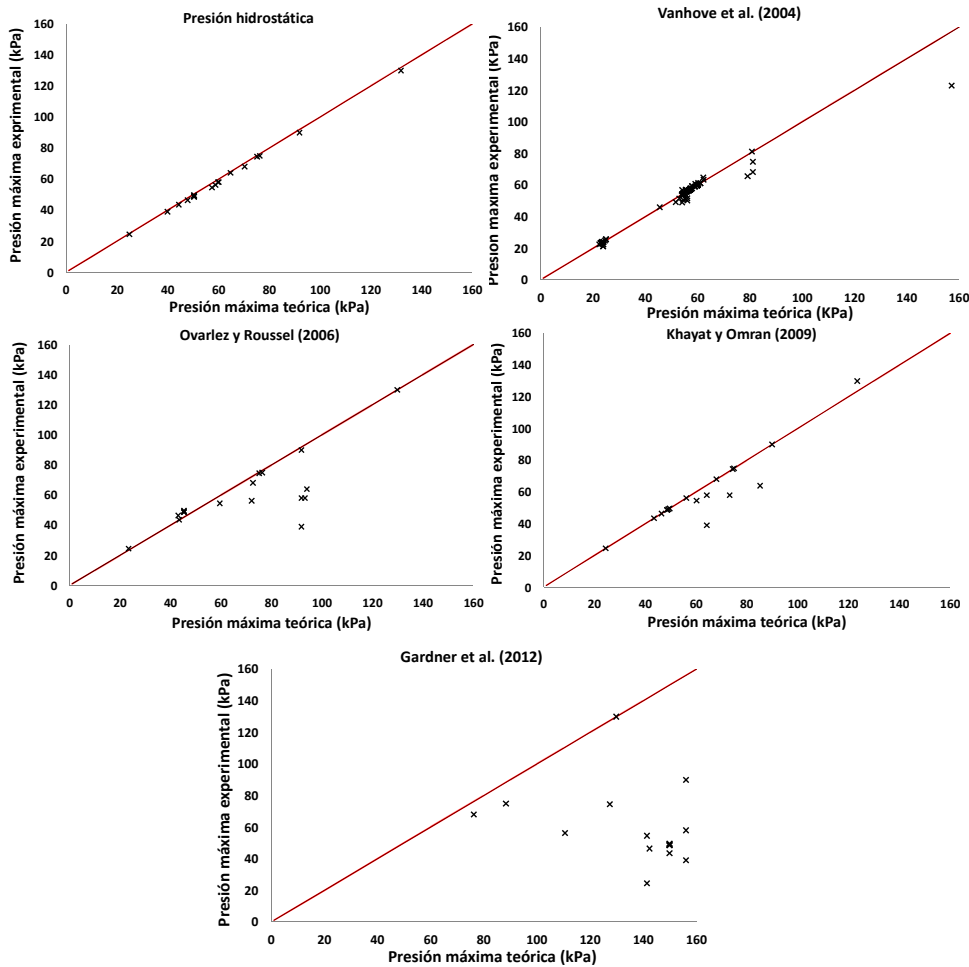


Figura 7.3 Comparación de modelos para los datos experimentales con velocidades de llenado superiores a 10 m/h.

En este rango de velocidades no se considera el modelo descrito por la Norma DIN 18218 (2010) debido a que el mismo establece que, para velocidades mayor a 7 m/h, el valor de la presión lateral máxima debe ser determinado mediante la presión hidrostática. En el caso del modelo propuesto por Gardner et al. (2012) los valores de $\mu_{E/T}$ y $E/T_{95\%}$ resultan ser 40'5% y 91'1%, respectivamente. Por lo tanto, este modelo es más útil cuando se emplean bajas velocidades de llenado.

En los modelos propuestos por Vanhove et al. (2004) y Ovarlez y Roussel (2006), la presión calculada es menor que la presión experimental en un amplio porcentaje de casos, aunque no en gran medida. En el modelo propuesto por Khayat y Omran (2009a), aunque este porcentaje disminuye, el valor de $\mu_{E/T}$ resulta menor al obtenido en la aplicación de la distribución hidrostática.

Además el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) necesita mayores niveles de control que los otros dos, ya que el mismo tiene un valor de $E/T_{95\%}$ mayor a 1'075 y podrá ser utilizado en la recomendación menos conservadora, donde los niveles de control son mayores; a diferencia de los modelos propuestos por Khayat y Omran (2009a) y Vanhove et al. (2004) que presentan un $E/T_{95\%}$ de 1'041 y 1'032 por lo que pueden ser utilizados bajo niveles intermedios de control.

Finalmente, según se observa en las Tablas 7.1, 7.2 y 7.3; a medida que aumenta la velocidad de llenado el valor de $\mu_{E/T}$ para el modelo hidrostático se acerca cada vez más a 1. Por lo tanto, se puede concluir que, conforme aumenta la velocidad de llenado, las presiones experimentales se acercan cada vez más a una distribución hidrostática, lo cual es totalmente lógico, ya que a medida que aumenta la velocidad la mezcla asemeja su comportamiento al de un fluido y tal como lo establece Perrot et al. (2009), el tiempo que la misma dispone para desarrollar su estructura interna, y poder soportar su propio peso, es menor. En el primer rango de velocidades de llenado el valor de $\mu_{E/T}$ resulta igual a 57'4 %; aumentando este valor a 89'9% y 97'8%, para el segundo y tercer rango.

7.3 RESUMEN

A partir de un amplio conjunto de valores experimentales de presiones laterales máximas obtenidas por diferentes investigadores, fue posible evaluar la precisión de los diferentes modelos, según la velocidad de llenado; concluyendo que para velocidades de llenado inferiores a 3 m/h, tanto la distribución hidrostática como la Normativa DIN 18218 (2010), como el modelo propuesto por Vanhove et al. (2004) sobreestiman el valor de la máxima presión lateral en un alto porcentaje. Sin embargo, el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) es el modelo con la mejor predicción, aunque requiere de un intensiva vigilancia

y planificación con altos niveles de control. En los casos en los que hay menores niveles de control, se recomienda la aplicación del modelo propuesto por Gardner et al. (2012).

Por otro lado, el modelo hidrostático ofrece una muy buena aproximación en caso que la velocidad de llenado este comprendida entre 3 y 10 m/h, a pesar de ser este más conservador que los otros modelos. En caso que se necesite una mejor aproximación, se recomiendan los modelos propuestos por Ovarlez y Roussel (2006) y Khayat y Omran (2009a), dependiendo de los niveles de control y seguridad que existan in situ.

Finalmente, para velocidades de llenado superiores a 10 m/h resulta de gran precisión el modelo hidrostático, incluso aproxima de mejor manera que los modelos propuestos por Vanhove et al. (2004), Ovarlez y Roussel (2006) y Khayat y Omran (2009a). Además, el modelo hidrostático resulta el más seguro ya que presenta un valor de $E/T_{95\%}$ igual a 98'4% y en ninguno de los casos el valor de presión teórica es menor al valor experimental, como sucede en los otros tres modelos. Asimismo, cualquiera de esos tres modelos presentan mayor complejidad en comparación a la distribución hidrostática y requieren de mayor cantidad de tareas para llevar a cabo su aplicación, ya que es necesaria la determinación de un parámetro reológico in situ y además, en caso de utilizarlos se debe aumentar los niveles de control en obra. Adicionalmente, según se observa en las Tablas 7.1, 7.2 y 7.3; a medida que aumenta la velocidad de llenado, el valor de $\mu_{E/T}$ para el modelo hidrostático, se acerca cada vez más a 1. Por lo tanto, se puede concluir que conforme aumenta la velocidad de llenado las presiones experimentales se acercan cada vez más a una distribución hidrostática.

Capítulo 8

MODELO ESTADÍSTICO PARA PREDECIR LA MÁXIMA PRESION LATERAL EJERCIDA POR EL *HAC*

8.1 *NECESIDAD DE UN NUEVO MODELO*

Son varios los autores y las normas que sugieren considerar la presión lateral ejercida por el *HAC* según la distribución hidrostática, más aún cuando se utilizan altas velocidades de llenado. Por ejemplo, la Norma Alemana DIN 18218 (2010) establece que para velocidades de llenado mayores a 7 m/h deberá considerarse la distribución hidrostática para determinar la presión lateral máxima.

Por otro lado, según lo demostrado en el Capítulo 7, existen modelos de predicción que se ajustan a los datos experimentales y que, en muchos casos, predicen valores inferiores a la presión hidrostática, aunque estos presentan la complejidad de requerir la determinación de un parámetro reológico.

Billberg et al. (2014) determinaron experimentalmente que los modelos propuestos por Vanhove et al. (2004), Ovarlez y Roussel (2006), y Khayat y Omran (2009a) presentan una gran precisión al calcular la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre las paredes de los encofrados verticales. Los autores llevaron a cabo un proyecto en Estocolmo, Suecia, en mayo de 2012, en el cual expertos que representaban a los diferentes modelos se reunieron para llevar a cabo evaluaciones de campo. El objetivo fue validar estos modelos con los resultados experimentales. Para la validación, ocho encofrados de paredes con distintas dimensiones fueron instrumentados con sensores de presión que permitían conocer las presiones ejercidas por las mezclas de *HAC* en los paneles del encofrado. Además, todos los parámetros necesarios para la determinación de los diferentes modelos se determinaban de forma simultánea con muestras extraídas

del mismo lote de hormigón que se utilizó para llenar los encofrados. Esto significa que un experto por modelo debía estar en el lugar de construcción para realizar la prueba correspondiente al parámetro que fuera necesario determinar según cada uno de los modelos, lo cual demuestra la dificultad de llevar a cabo in situ los ensayos que determinan el parámetro reológico.

A pesar que los resultados mostraron una amplia gama de valores de presiones laterales y la evaluación de los modelos indicó que todos ellos predicen de forma satisfactoria la presión lateral, la dificultad de determinar el parámetro reológico en obra se aprecia claramente en el proyecto.

Si bien en la literatura se puede encontrar algunos autores que determinan los parámetros reológicos en sus trabajos, esto no ocurre en todos los casos. Leemann y Hoffmann (2003), Tejeda-Dominguez et al. (2005), Leemann et al. (2006), y Giammatteo et al. (2007) son ejemplos de investigadores que no determinan parámetros reológicos para conocer la presión lateral máxima. Por lo tanto, si algunos investigadores no pueden determinar este parámetro en sus trabajos experimentales, menos probable será que estos se determinen in situ. Wallevik (2006) reafirma esto al establecer que, si es difícil encontrar reómetros en laboratorio, más difícil será que estos sean utilizados in situ, donde además se necesita de personal competente para su uso.

De esta manera, es fácilmente deducible que el uso de un dispositivo de laboratorio como un reómetro, o el desarrollo de un ensayo específico para la determinación de un determinado parámetro, dificulta la aplicación de estos modelos in situ. Por ello, más allá de la buena precisión que se obtenga con el BTHREOM, el tribómetro, y el ensayo del plano inclinado o de la paleta portátil, su aplicación in situ es realmente compleja.

Tanto el BTHREOM como el tribómetro son dispositivos muy delicados, de costo elevado, que requieren de laboratorios específicamente equipados para su uso y del manejo de determinados softwares encargados de recopilar la información durante el ensayo. Estos softwares permiten fijar los parámetros que podrán variar en cada caso, para finalmente analizar los datos registrados por cada ensayo.

Además, en el caso de usar el tribómetro se deben determinar un conjunto de variables que dependen de las propiedades de la interfaz, como pueden ser: la rugosidad de la placa, la velocidad de deslizamiento del hormigón contra la placa, la presión del gato neumático, la naturaleza del agente de desmoldeo en caso que se utilice alguno, etc. Por otro lado, para utilizar el BTRHEOM es necesaria una descripción matemática del campo de velocidades para el cálculo analítico de la tensión de fluencia y la viscosidad plástica.

En el caso del modelo desarrollado por Khayat y Omran (2009a) es necesario construir dispositivos específicos, mediante los cuales los autores determinan la tensión del hormigón tras permanecer la mezcla 15 minutos en reposo: la paleta portátil descrita por Omran et al. (2011) o el ensayo del plano inclinado descrito por Khayat et al. (2010). Para cualquiera de los dos casos es necesario un lugar especial en obra y la capacitación del personal encargado.

Adicionalmente, de la encuesta descrita en la Sección 3.8 resulta que el 51´4% de los directores de obras no conocen lo que es un parámetro reológico; y además, el 91´9% de ellos nunca ha determinado un parámetro reológico in situ.

Es por ello que, si bien estos modelos determinan la máxima presión lateral de forma más precisa y menos conservadora que la distribución hidrostática, no son fáciles de aplicar, debido a la complejidad que conlleva la determinación de uno de los parámetros en cada modelo. Por lo tanto, es necesario un modelo que permita conocer in situ la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre el encofrado y que no necesite la determinación de un parámetro reológico, o de un ensayo específico de laboratorio. Por ello, se ha desarrollado un modelo estadístico a partir de la base de datos experimentales descritos en la Sección 2.2.2 de esta tesis, teniéndose en cuenta la influencia de las distintas variables.

8.2 FORMULACIÓN ESTADÍSTICA DEL MODELO

La formulación del modelo se realizó con los datos experimentales publicados por otros autores y descritos en la Sección 2.2.2 de esta tesis. Para la misma se consideró una envolvente de presión lateral bilineal, tal como se representa en la Figura 8.1, de acuerdo al modelo estadístico propuesto por Santilli y Puente (2013) para determinar la máxima presión lateral ejercida por hormigón vibrado sobre encofrados verticales, donde el valor de la misma se determina según la Ecuación 8.1.

$$P_{max} = K\gamma H \quad 8.1$$

Donde:

P_{max} : Máxima presión lateral ejercida sobre las paredes del encofrado (kPa).

K : Coeficiente que depende de las variables que influyen en el problema.

γ : Peso específico del hormigón (kN/m³).

H : Altura de la pieza a realizar (m).

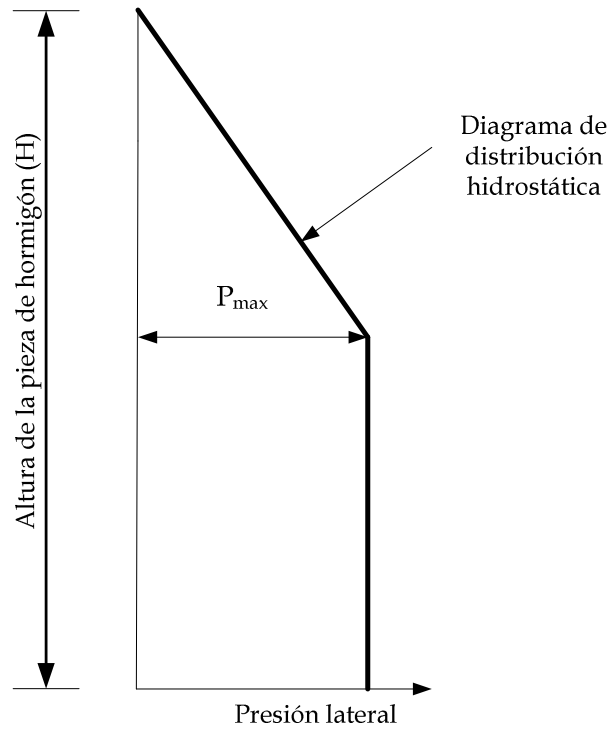


Figura 8.1 Envoltente de presión lateral bilineal.

Con esta formulación se buscó garantizar que la predicción del modelo nunca supere la distribución hidrostática de un líquido de igual densidad que el hormigón, ya que en todos los casos el parámetro K será siempre menor o igual que 1.

Para determinar el coeficiente K , se consideraron siete de las variables que influyen en el problema: velocidad de llenado, ensayo de escurrimiento, altura de la pieza a realizar, temperatura del hormigón, dimensión mínima de la sección transversal, composición del cemento y tamaño de la sección transversal (columnas o paredes).

Para el planteamiento del modelo se consideraron cada una de las variables por separado en forma progresiva, tal como se describe en la Ecuación 8.2., a partir de la determinación de un intervalo de confianza para la predicción de una nueva observación considerando regresiones lineales simples.

$$K = K_R K_\alpha K_H K_T K_d K_C K_{ST}$$

Donde:

K : Coeficiente a aplicar en la Ecuación 8.1.

K_R : Coeficiente de corrección por velocidad de llenado.

K_α : Coeficiente de corrección por ensayo de escurrimiento descrito en la norma UNE-EN 12350-8 (2011).

K_H : Coeficiente de corrección por altura de la pieza a realizar.

K_T : Coeficiente de corrección por temperatura del hormigón.

K_d : Coeficiente de corrección por dimensión mínima de la sección transversal.

K_C : Coeficiente de corrección por composición del cemento.

K_{ST} : Coeficiente de corrección por tamaño de la sección transversal (columnas o paredes).

8.2.1 Justificación teórica

Montgomery et al. (2006) definen a una regresión lineal simple según la Ecuación 8.3, donde un único regresor (x) tiene una relación lineal con una respuesta (y).

$$y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon \quad 8.3$$

La ordenada en el origen β_0 y la pendiente β_1 son constantes desconocidas y ε representa el error. Se asume que los errores tienen media 0 y una varianza desconocida σ^2 .

Los parámetros β_0 y β_1 son estimados por β_{00} y β_{11} a partir del método de mínimos cuadrados, obteniéndose lo descrito en las Ecuaciones 8.4 y 8.5, respectivamente.

$$\beta_{00} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i - \beta_{11} \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{y} - \beta_{11} \bar{x} \quad 8.4$$

$$\beta_{11} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i (x_i - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = \frac{s_{xy}}{s_{xx}} \quad 8.5$$

Además, Montgomery et al. (2006) establecieron que para poder construir intervalos de confianza es importante verificar que β_{00} y β_{11} sean estadísticamente significativos. El autor planteó varios métodos para poder realizar esta verificación, recomendando verificar que el p-valor asociado a cada uno de los parámetros sea menor a un límite preestablecido, en este caso el valor se ha establecido de 0.05.

El modelo considera a cada una de las variables en forma progresiva, lo cual afecta a la respuesta considerada en cada caso, donde la respuesta del primer regresor se determina según la Ecuación 8.6.

$$y^1 = \frac{PE_{max}}{\gamma H} \quad 8.6$$

Donde:

y^1 : Respuesta considerada para el primer regresor.

PE_{max} : Máxima presión experimental (kPa).

γ : Peso específico del hormigón (kN/m³).

H : Altura de la pieza a realizar (m).

Asimismo, la respuesta considerada para la regresión lineal en el caso del regresor j -ésimo se determina según la Ecuación 8.7.

$$y^j = \frac{PE_{max}}{K_1 K_2 \dots K_{j-1} \gamma H} \quad 8.7$$

Donde:

y^j : Respuesta considerada para el regresor j -ésimo.

PE_{max} : Máxima presión experimental (kPa).

K_i : Factor K asociado al regresor i , $i = 1, 2, \dots, j-1$.

γ : Peso específico del hormigón (kN/m³).

H : Altura de la pieza a realizar (m).

8.2.1.1 Factor K asociado a cada regresor

Los regresores son representados por cada una de las variables estudiadas o por una función que las contenga; por ejemplo, para la velocidad de llenado, se ha considerado como regresor a la función descrita en la Ecuación 8.8, con el fin de tener en cuenta la influencia variable de este parámetro sobre la máxima presión lateral.

$$\text{Regresor de } R = 1 - \left(\frac{1}{R+1} \right) \quad 8.8$$

Donde:

R : Velocidad de llenado (m/h).

En el caso de la variable que considera el escurrimiento del HAC (α), la función considerada como regresor es el logaritmo del diámetro resultante del ensayo (mm), mientras que para las demás variables los regresores asociados a las mismas se determinan según el valor de cada una de ellas.

Considerar a cada una de las regresiones lineales como el factor K_i ; podría ser lo óptimo desde el punto de vista del valor medio; sin embargo, de esta ma-

nera se estaría descuidando la seguridad, ya que este análisis traería gran cantidad de situaciones con un valor experimental superior a su predicción teórica. Por lo tanto, para considerar la economía y seguridad, se consideró el parámetro K_i de cada regresor como la cota superior del intervalo de confianza $(1-a_i)100$ para una nueva observación.

El valor de a_i a considerar, depende del parámetro estudiado ya que cada uno de ellos influye de manera diferente en la máxima presión lateral. De esta manera la estimación de la regresión lineal (y_{00}) para una nueva observación x_0 se calcula según la Ecuación 8.9.

$$y_{00} = \beta_{00} + \beta_{11}x_0 \quad 8.9$$

Montgomery et al. (2006) establecieron que la cota superior del intervalo de confianza $(1-a_i)100$ para una futura observación x_0 se determina según la Ecuación 8.10.

$$K_i = y_{00} + t_{\frac{a_i}{2}, n-2} \text{Var}(y_0 - y_{00}) = y_{00} + t_{\frac{a_i}{2}, n-2} \sqrt{MS_{RES} \left(1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}\right)} \quad 8.10$$

Donde:

K_i : Factor K asociado a la variable i .

y_{00} : Estimación de la regresión lineal para una nueva observación.

$t_{\frac{a_i}{2}, n-2}$: Distribución t de Student para un nivel de $a/2$ y $n-2$ grados de libertad.

MS_{RES} : Estimación de la varianza de los errores a partir de los datos de la muestra.

n : Tamaño de la muestra.

x_0 : Regresor de la nueva observación realizada.

\bar{x} y S_{xx} : Se han definido en las Ecuaciones 8.4 y 8.5, respectivamente.

Este procedimiento se ha aplicado a todas las variables consideradas a excepción de la composición del cemento y del tamaño de la sección transversal, debido a que éstas se consideran como variables discretas y su coeficiente de corrección se ha determinado de forma arbitraria.

8.3 VARIABLES CONSIDERADAS

El orden de las variables se ha seleccionado en función de la adecuación de cada una como predictor de la máxima presión lateral. Las dos variables discretas se han analizado en último lugar.

Para determinar las variables se calcula en primer lugar la presión hidrostática correspondiente a cada dato experimental, y luego se va calculando cada

uno de los coeficientes de corrección en el orden que se describe en la Ecuación 8.2. Una vez que se aplica el primer coeficiente, el resultado es la nueva variable considerada para la aplicación del coeficiente siguiente, y así sucesivamente.

Como se mencionó anteriormente las variables consideradas para la formulación del modelo son: velocidad de llenado (R), escurrimiento (α) descrito en la norma UNE-EN 12350-8 (2011), altura de la pieza de hormigón (H), la temperatura (T), dimensión mínima de la sección transversal del encofrado (d), tipo de cemento (C) y tamaño de la sección transversal (ST).

8.3.1 Presión hidrostática

En primer lugar, se consideró la presión hidrostática ejercida por un líquido con densidad igual a la del hormigón. Según la base de datos experimentales, el modelo hidrostático presenta un promedio de cocientes ($\mu_{E/T}$) entre la presión experimental de cada dato (E) y la presión teórica (T) igual a 86'4%.

La Figura 8.2 muestra el valor de la presión lateral obtenida del ensayo experimental frente a la presión lateral otorgada por el modelo hidrostático. Además, se representaron las líneas que representan una relación E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15 con el fin de facilitar el estudio de las tres recomendaciones, dependiendo de los diferentes niveles de control in situ, descritos en la Sección 7.1.2 de esta tesis: recomendación conservadora, recomendación intermedia, y recomendación menos conservadora.

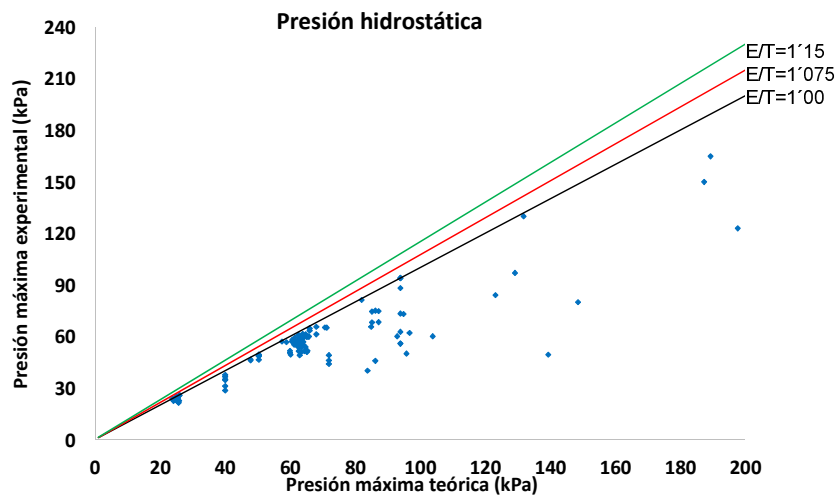


Figura 8.2. Presión hidrostática vs valor experimental.

8.3.2 Velocidad de llenado

A continuación del cálculo de la presión hidrostática, se considera únicamente el coeficiente de reducción asociado a la velocidad con la que es vertido el hormigón dentro del encofrado, tal como se expresa en la Ecuación 8.11.

$$P_{max} = K_R \gamma H \quad 8.11$$

El coeficiente de reducción correspondiente a cada variable se asocia con el valor de la misma, o según sea el caso, con una función que la contenga, es decir con un regresor de esta variable.

La velocidad de llenado, dependiendo el rango de su valor, tiene una influencia variable en el valor de la presión lateral. Es por ello que el regresor asociado a esta variable se corresponde con lo descrito en la Ecuación 8.12. Esta función presenta una gran variación en la respuesta para pequeñas velocidades de llenado y, luego, un comportamiento asintótico para velocidades mayores, lo cual se asemeja a la influencia de este parámetro en la máxima presión lateral.

$$\text{Regresor de } R = 1 - \left(\frac{1}{R+1} \right) \quad 8.12$$

Donde:

R: Velocidad de llenado (m/h).

En el caso de emplear *HAC*, las velocidades de llenado son mayores que en los casos donde se emplean *HV*, ya que no se requiere compactación y su comportamiento es más fluido, permitiendo un llenado continuo sin presentar segregación. Por lo tanto, se realizará una nueva regresión diferente a la propuesta por el modelo desarrollado por Santilli y Puente (2013) para el caso de hormigón vibrado, con los datos experimentales de *HAC* descritos en la Sección 2.2.2 de esta tesis.

La Figura 8.3 muestra el gráfico de la respuesta ($y = PE_{max}/\gamma H$) en función del regresor estudiado, la regresión lineal obtenida y la cota superior del intervalo de confianza del 95% para una nueva observación. En la misma se observa cómo la regresión deja gran cantidad de puntos por encima de ella, por lo que no puede ser utilizada directamente como parámetro K_R en consideración a la seguridad del problema. Para tener en cuenta este factor en la determinación de K_R , se consideró el intervalo de confianza del 95% para una nueva predicción.

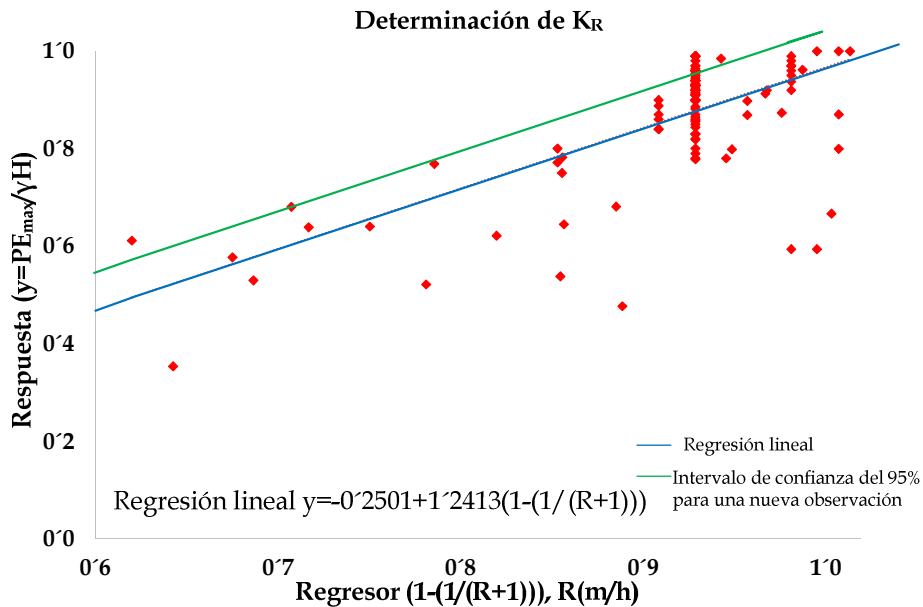


Figura 8.3 Regresión lineal y cota superior del intervalo de confianza del 95% para una nueva observación considerando como regresor $(1-(1/(R+1)))$.

En este caso se verificó también que los coeficientes de la regresión fueran estadísticamente representativos corroborando que ambos presentaban un p-valor inferior a 0.05.

La importante dispersión que se observa en la Figura 8.3 se debe a que solamente se ha considerado la velocidad de llenado como predictor de la máxima presión lateral, cuando en realidad la misma depende de gran cantidad de variables.

En la Figura 8.4 se pueden observar representados los puntos correspondientes a los datos experimentales frente al valor del modelo cuando únicamente se aplica el coeficiente de reducción respecto a la velocidad de llenado. También se han representado las rectas que determinan un cociente entre la presión experimental y la presión teórica (E/T) igual a 1.0, 1.075 y 1.15; con el objetivo de establecer en qué recomendación se encuentra la predicción realizada por el modelo.

El resultado del modelo, considerando únicamente el coeficiente de reducción respecto a la velocidades de llenado, otorga un valor medio del cociente entre los datos experimentales y su predicción teórica ($\mu_{E/T}$) igual a 88.5% y una

desviación estándar del cociente entre datos experimentales y predicción teórica ($\sigma_{E/T}$) igual a 0'098.

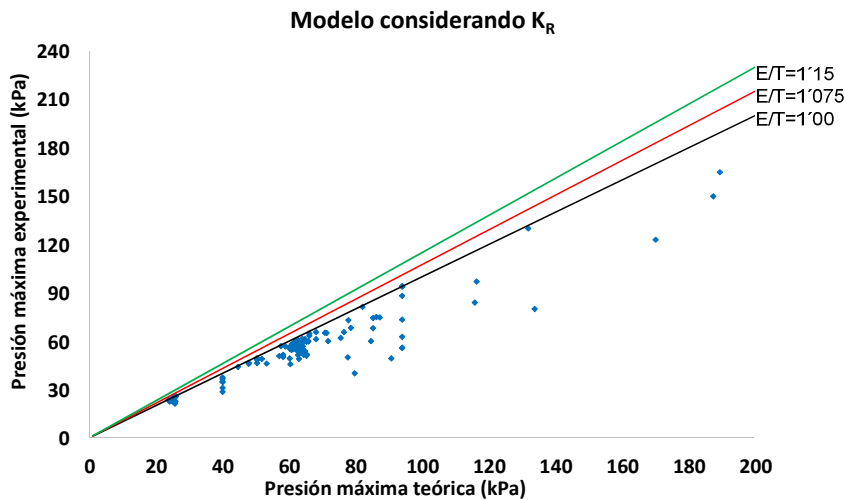


Figura 8.4 Predicción del modelo considerando K_R (Las líneas rectas representan E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15).

El coeficiente de reducción K_R tiende a uno cuando las velocidades de llenado son altas. Sin embargo, conforme disminuye la velocidad de llenado, también lo hace el valor de K_R , y en consecuencia el valor de la máxima presión lateral teórica resultante del modelo. Esto se explica, según Gardner (1980), porque a bajas velocidades de llenado el hormigón tiene más tiempo para desarrollar su cohesión y su resistencia al corte, resultando en presiones laterales menores que en el caso de altas velocidades cuando este aún no tiene suficiente tiempo para desarrollar su estructura interna.

La menor velocidad de llenado registrada en la base de datos experimentales con la cual fue desarrollado el modelo, fue de 1'5 m/h, lo que corresponde a un valor de K_R igual a 0'62. Por lo tanto, este valor se adoptó como límite inferior para este coeficiente y todos los valores de K_R inferiores al mismo deberán ser sustituidos por 0'62.

8.3.3 Escurrimiento

En este caso se considera el resultado de la presión hidrostática con la reducción debido al coeficiente K_R para aplicar el coeficiente de reducción debido al flujo de asentamiento (K_α). De esta manera, el resultado parcial del modelo

(teniendo en cuenta las correcciones de velocidad y escurrimiento) se muestra en la Ecuación 8.13.

$$P_{max} = K_R K_\alpha \gamma H \quad 8.13$$

En el modelo propuesto por Santilli y Puente (2013), se considera como regresor el valor resultante del ensayo del cono de Abrams. Sin embargo, en este tipo de hormigones este ensayo no es válido y se considera el ensayo de escurrimiento descrito en la Norma UNE-EN 12350-8 (2011). Para determinar el factor K_α se ha considerado como regresor el logaritmo del valor resultante del ensayo de escurrimiento (mm), ya que esta función presenta mejor correlación con los datos experimentales y menores p-valores asociados a los coeficientes de regresión. Es por ello que en este caso el regresor se determina como la función escrita en la Ecuación 8.14.

$$\text{Regressor de } \alpha = \log(\alpha) \quad 8.14$$

Donde:

α : Valor resultante del ensayo de escurrimiento (mm).

La Figura 8.5 muestra el gráfico de la respuesta ($y = PE_{max}/K_R \gamma H$) en función del regresor estudiado, la regresión lineal obtenida y la cota superior del intervalo de confianza del 75% para una nueva observación. Ambos coeficientes de la regresión presentan un p-valor inferior a 0'05.

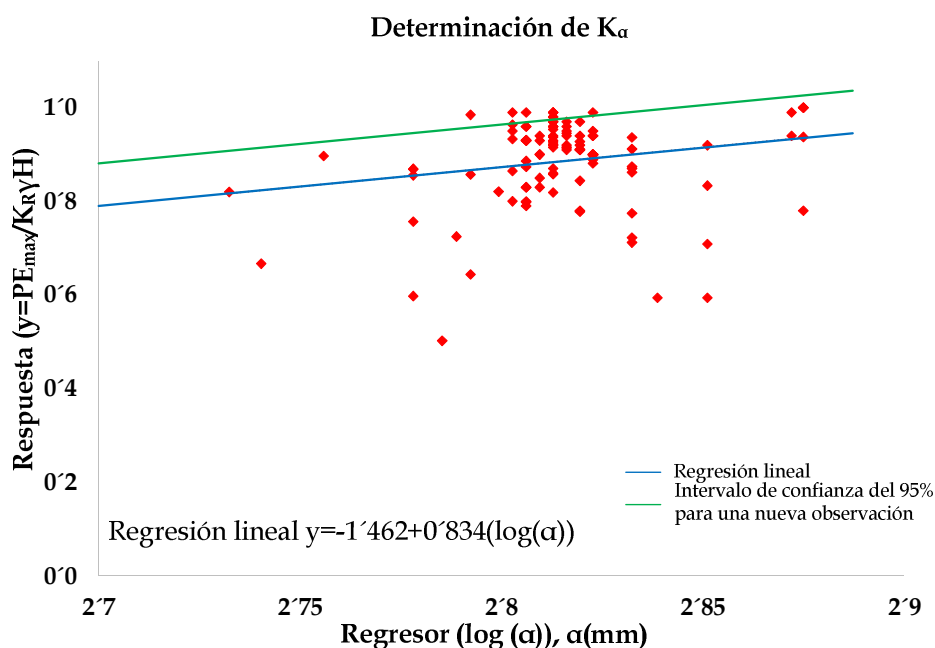


Figura 8.5 Regresión lineal y cota superior del intervalo de confianza del 75% para una nueva observación considerando como regresor α (mm).

El valor mínimo de escurrimiento que presentan los datos experimentales considerados para la realización del modelo es de 540 mm y corresponde a un valor de K_α igual a 0.93, adoptándose este valor como límite inferior para este coeficiente.

La Figura 8.6 muestra el gráfico de los datos experimentales en función de la predicción teórica realizada parcialmente por el modelo teniendo en cuenta los coeficientes K_R y K_α . También se han representado las rectas que determinan un cociente entre la presión experimental y la presión teórica (E/T) igual a 1.0, 1.075 y 1.15 con el objetivo de establecer en qué recomendación se encuentra la predicción realizada por el modelo.

El resultado parcial del modelo considerando únicamente la influencia de la consistencia de la mezcla y de la velocidad con la que esta es vertida en el encofrado presenta un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 89.5% y un valor de $\sigma_{E/T}$ igual a 0.097. Al igual que en el caso anterior, ninguno de los cocientes es superior a 1.15, máximo valor aceptado para la recomendación menos conservadora.

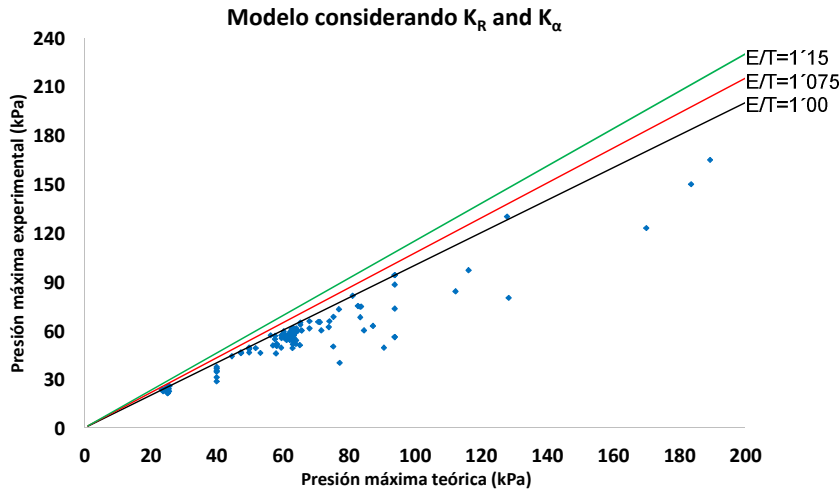


Figura 8.6 Predicción del modelo considerando K_R y K_α (Las líneas rectas representan E/T igual a 1.0, 1.075 y 1.15).

8.3.4 Altura de la pieza de hormigón, temperatura del hormigón, dimensión mínima de la sección transversal, tipo de cemento y tamaño de la sección transversal.

Para los coeficientes de reducción correspondientes a la altura de la pieza de hormigón, la temperatura y la dimensión mínima; el procedimiento seguido es el mismo que para el caso de la velocidad de llenado y la reducción por escurrimiento. Sin embargo, en estos casos se utilizaron las regresiones determinadas por Santilli y Puente (2013), ya que no existen diferencias entre el hormigón vibrado tradicionalmente y el hormigón autocompactante debido a que ninguno de estos tres parámetros dependen del tipo de dosificación.

Además, en el caso de considerar conjuntamente las dos bases de datos experimentales para determinar los parámetros estadísticos de estas tres variables, los datos experimentales de HAC tienden a una relación E/T cercana a 1.0, mientras que en el grupo de datos experimentales de HV los cocientes E/T son menores. En ese sentido, al representar gráficamente los regresores frente a la respuesta, la regresión lineal no era representativa ya que existían dos grandes "nubes" de datos. De esta manera, el coeficiente de reducción resultaba significativo únicamente para los datos experimentales de HV, ya que en los casos de considerarlo para los datos experimentales de HAC, en la mayoría de los casos resultaba con un valor igual a 1, y el efecto de reducción por dicha variable no era apreciable.

Además, los datos experimentales obtenidos con *HAC*, para cada una de las variables analizadas, presentan variaciones muy pequeñas en comparación al rango de variaciones de estas variables cuando se utiliza hormigón vibrado. Esto es debido a que los autores que han trabajado en este nuevo tipo de hormigones son generalmente los mismos. Por ejemplo, en el caso de la dimensión mínima de la sección transversal, el 76% de los datos tiene una dimensión mínima de 0'2 metros, casi sin presentar variación respecto al resto de los datos. Esto justifica la adopción de los parámetros estadísticos propuestos por Santilli y Puente (2013) para determinar los coeficientes de reducción K_i correspondientes a estas tres variables variables.

Los coeficientes de reducción por composición del cemento (K_C) y por tamaño de la sección transversal (K_{ST}) se determinaron de forma arbitraria al igual que en el modelo desarrollado por Santilli y Puente (2013).

Cabe destacar que para estos cinco parámetros los regresores se consideraron como el valor del parámetro. Desde la Figura 8.7.a hasta la Figura 8.7.d se puede observar cómo afecta al valor de la máxima presión lateral la corrección por cada uno de los coeficientes de reducción asociados a estas cinco variables.

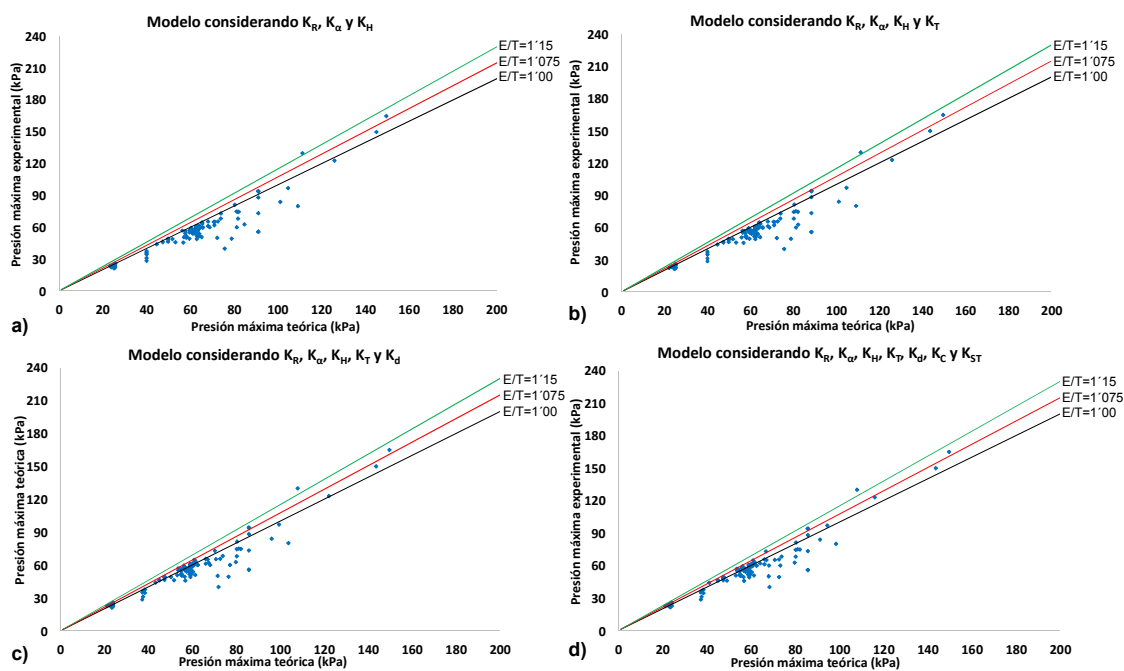


Figura 8.7. Predicción del modelo considerando K_H , K_T , K_d y K_{ST} (Las líneas rectas representan E/T igual a 1'0, 1'075 y 1'15).

8.3.4.1 Altura de la pieza de hormigón

El regresor utilizado para determinar K_H es la altura de la pieza de hormigón (m). El coeficiente de reducción K_H es igual a 1 para alturas inferiores a dos metros, y el valor mínimo posible, correspondiente a alturas superiores a 8'5 metros, resultó en 0'77.

El resultado parcial del modelo que considera la influencia de la velocidad de llenado, de la consistencia de la mezcla, y de la altura de la pieza de hormigón ($E/\gamma HK_R K_\alpha K_H$) presenta un $\mu_{E/T}$ igual a 91'4%. La Figura 8.7.a grafica los datos experimentales frente a la predicción realizada por el modelo teniendo en cuenta la reducción de la presión lateral máxima según la velocidad de llenado, el escurrimiento de la mezcla y la altura de la pieza de hormigón.

8.3.4.2 Temperatura

Para determinar el coeficiente de reducción por temperatura K_T , el regresor considerado es la temperatura (T). El valor mínimo posible de K_T es 0'92, y corresponde a una temperatura de 30°C, por lo que en casos donde la temperatura sea mayor a 30°C el valor de K_T deberá fijarse en 0'92.

El resultado parcial del modelo que considera la influencia de la velocidad de llenado, del ensayo de escurrimiento, la altura de la pieza y la temperatura ($E/\gamma HK_R K_\alpha K_H K_T$) presenta un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 91'7%. Además, en la Figura 8.7.b se muestra los puntos correspondientes al valor del dato experimental frente al resultado parcial del modelo cuando se consideran dichas variables.

8.3.4.3 Dimensión mínima de la sección transversal

El regresor utilizado para determinar el valor del coeficiente de reducción K_d es la dimensión mínima de la sección transversal (cm). En este caso, el valor mínimo de K_d resultó en 0'94 que corresponde a 12'2 cm.

El resultado parcial del modelo que considera la influencia de la velocidad de llenado, el ensayo de escurrimiento, la altura de la pieza, la temperatura y la dimensión mínima de la sección transversal ($E/\gamma HK_R K_\alpha K_H K_T K_d$) presenta un $\mu_{E/T}$ igual a 95'9%. La Figura 8.7.c muestra los datos experimentales frente a la predicción realizada por el modelo teniendo en cuenta los coeficientes de reducción asociados a dichas variables.

8.3.4.4 Tipo de cemento

En este caso, Santilli y Puente (2013) agruparon los distintos tipos de cementos en tres grupos diferentes. Debido a que no se puede expresar la composición del cemento como una variable continua, el factor de corrección K_C se ha determinado en forma arbitraria, tal como se describe en la Tabla 8.1. Para la división los autores consideraron como base la designación presentada por la norma UNE-EN 197-1 (2011).

Grupo	Coefficiente K_C
Grupo A	0'9
Grupo B	0'95
Grupo C	1

Tabla 8.1. Coeficiente K_C

Los autores determinan que el Grupo A está formado por los cementos Portland (*CEM I*) con cualquier aditivo a excepción de retardadores del fraguado, plastificantes o superplastificantes con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua, o sin aditivos. El Grupo B incluye los cementos Portland (*CEM I*) con retardadores de fraguado, plastificantes o superplastificantes utilizados con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua. En el Grupo B también se los cementos Portland mixtos (*CEM II*) y los cementos de horno alto (*CEM III*) con cualquier aditivo a excepción de retardadores del fraguado, plastificantes o superplastificantes con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua, o sin aditivos. Finalmente, el Grupo C está formado por los cementos Portland mixtos (*CEM II*) y los cementos de horno alto (*CEM III*) con retardadores de fraguado, plastificantes o superplastificantes utilizados con el objetivo de aumentar la docilidad del hormigón sin modificar el contenido de agua. Este último grupo también incluye los cementos puzolánicos (*CEM IV*) y los cementos compuestos (*CEM V*) con cualquier aditivo o sin aditivos.

Todos los datos experimentales recopilados para *HAC* están compuestos por cementos del Grupo C. De esta manera, el valor de K_C para todos los datos experimentales resulta igual a 1, produciendo que el gráfico de la presión experimental frente al valor otorgado por el modelo sea igual al caso anterior.

8.3.4.5 Sección transversal

Para determinar la reducción de la presión lateral según el tamaño de la sección trasversal, Santilli y Puente (2013) determinaron dos grupos: columnas y

paredes, asociando un valor de K_{ST} arbitrario a cada grupo, según se describe en la Tabla 8.2.

Grupo	Coficiente K_{ST}
<i>Columnas</i>	1'00
<i>Paredes</i>	0'95

Tabla 8.2. Coficiente K_{ST}

Los autores definen como paredes a las secciones transversales en donde una de sus dimensiones excede los 2 metros. Por ejemplo, en caso de elementos verticales de sección transversal rectangular, cuando ambas dimensiones sean menores a dos metros se considerará el factor de reducción igual a 1.

La base de datos experimentales está compuesta por 113 casos de columnas y los restantes 13 datos experimentales corresponden a paredes. El modelo desarrollado presenta un valor de $\mu_{E/T}$ igual a 96'3% cuando se consideran todas las variables ($E/\gamma H K_R K_\alpha K_H K_T K_d K_C K_{ST}$). En la Figura 8.7.d se pueden observar los datos experimentales graficados frente al valor de presión lateral máxima otorgado por el modelo estadístico desarrollado cuando se consideran todas las variables.

8.3.5 Variables no considerados

Son varios los factores que no se han considerado en este modelo, y que pueden tener influencia en la máxima presión lateral del hormigón, debido a que presentan muy pequeñas correlaciones con la respuesta o sus valores no se han suministrado por los autores en los trabajos analizados.

Muchas de las variables no consideradas están relacionadas con la dosificación de la mezcla, como ser: el diámetro máximo del árido, cantidad de árido grueso, la relación agua-cemento, entre otras. El estudio de estas variables es muy complejo ya que al variar un parámetro de la dosificación también se modifican otros, lo que imposibilita poder aislar la influencia de cada una de ellos.

Otra de las variables que no se considera en el modelo es la evolución de la tensión de fluencia de la mezcla, o ensayos alternativos como el tiempo en que tarda el escurrimiento en llegar a 400 mm, ya que estos no están normalizados, o tienen disponibilidad reducida y costo elevado.

Por otro lado, tampoco se consideró el tiempo de fraguado o el tiempo transcurrido desde que el agua y el cemento toman contacto hasta que es vertido

el hormigón, ya que sus valores no se recogían en los trabajos experimentales publicados por los diferentes autores.

8.3.6 Resumen

Se ha desarrollado un modelo estadístico basado en la formulación considerada por Santilli y Puente (2013) para predecir la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre los paneles de encofrados verticales.

El modelo desarrollado presenta una envolvente bilineal de presión lateral (véase Figura 8.1), con un comportamiento hidrostático hasta alcanzar un valor de presión máxima, determinado según la Ecuación 8.15, el cual se mantiene constante hasta la base del encofrado.

$$P_{max} = K_R K_\alpha K_H K_T K_d K_C K_{ST} \gamma H \quad 8.15$$

Los parámetros K_R , K_α , K_H , K_T y K_d se determinan según la Ecuación 8.16.

$$K_i = \beta_{00} + \beta_{11} x_0 + t_{\frac{z_i}{2}, n-2} \sqrt{MS_{RES} \left(1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}} \right)} \quad 8.16$$

Donde K_i es el factor K asociado a cada una de las variables.

En la Tabla 8.3 se recogen los valores resultantes para los parámetros estadísticos necesarios para la determinación de cada uno de los factores de corrección.

K_i	Regresor X_0 (unidad)	β_{00}	β_{11}	$t_{\alpha/2, n-2}$	MS_{RES}	n	\bar{x}	S_{xx}
K_R	$1 - (1/(R+1))$; R(m/hr)	-0'250	1'241	1'28	0'0090	120	0'90	0'58
K_α	$\log(\alpha)$; Ecurrimiento (mm)	-1'462	0'834	1'17	0'0090	114	2'82	0'0620
K_H	H(m)	0'865	-0'047	1'65	0'0320	226	4'28	478'6
K_T	Temperatura (°C)	0'835	-0'007	1'65	0'0340	214	17'95	7923'8
K_d	D_{min} (cm)	0'641	0'002	1'46	0'0340	190	32'30	28499

Tabla 8.3 Parámetros estadísticos para la determinación de K_i .

Por otro lado, los parámetros K_C y K_{ST} se determinan de forma arbitraria según lo descrito en las Tabla 8.1 y 8.2.

Además, en todos los casos los coeficientes deben ser menor o igual a 1 y siempre mayor a los valores mínimos establecidos en la Tabla 8.4.

K_i	Valor mínimo
K_R	0'62
K_a	0'93
K_H	0'77
K_t	0'92
K_d	0'94

Tabla 8.4. Valores mínimos de los coeficientes K_i .

8.4 VALORES EXPERIMENTALES SUPERIORES AL LÍMITE ACEPTADO

Como se observa en la Figura 8.7.d solamente un punto presenta un cociente E/T superior a 1'15, considerado en este trabajo como valor límite para la recomendación menos conservadora.

Este dato experimental presenta un valor de E/T igual a 1'20. El mismo es realizado por Giammatteo et al. (2007) con una mezcla de 2200 kg/m³, y un valor de escurrimiento de 620 mm, la cual fue vertida en un encofrado de 6 m de altura con sección rectangular de 50 cm de largo y 30 cm de ancho, a una velocidad de 12 m/h.

Asimismo, cabe destacar que la discusión del modelo se realiza en base al cuartil del 95% de la distribución de cocientes ($E/T_{95\%}$) y el modelo propuesto presenta un valor igual a 1'074 lo que le permite su utilización en la recomendación intermedia.

8.5 ALTAS VELOCIDADES DE LLENADO

Para reducir al máximo los períodos de ejecución, cada día se utilizan velocidades de llenado más altas en todo tipo de construcciones, incluidas las más tradicionales. El objetivo principal del modelo es predecir con exactitud la presión máxima lateral ejercida por HAC en el encofrado vertical cuando se emplean altas velocidades de llenado (mayores a 10 m/h) ya que estos son los valores más utilizados in situ.

Leemann et al. (2006) establecieron que una de las ventajas más importantes de este tipo de hormigones es la capacidad de ser vertido a altas velocidades de llenado, debido a que se comportan como un fluido sin presentar segregación y no requieren vibración ni ningún tipo de compactación, reduciendo así los pe-

ríodos de ejecución y consecuentemente el coste. Los autores concluyeron también que es habitual la utilización de velocidades de llenado por encima de los 10 m/h.

En ese sentido, se decidió aplicar el modelo en los datos experimentales con velocidades de llenado iguales o mayores a 10 m/h para estudiar el ajuste del mismo en los casos donde mejor se simule mejor el vertido in situ. De los 126 datos experimentales, 94 fueron realizados con velocidades de llenados superiores a 10 m/h. En la Figura 8.8 se puede observar el resultado del modelo cuando únicamente se consideraron esos casos, concluyendo así que el ajuste del mismo a la base de datos experimentales mejora.

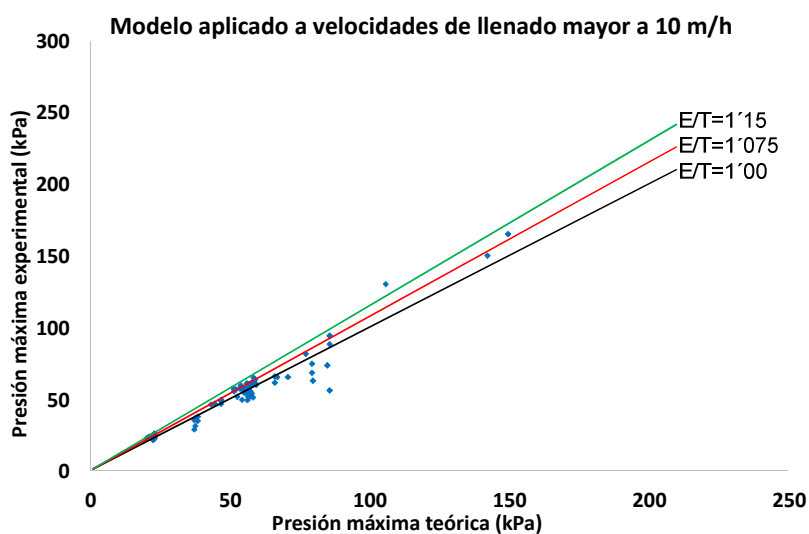


Figura 8.8. Predicción del modelo considerando todas las variables para velocidades de llenado mayores o iguales a 10 m/h.

Cuando se consideran todos los datos experimentales el modelo presenta un promedio de 96'3%. Sin embargo, este valor aumenta a 98'8% si se consideran únicamente los datos experimentales con velocidades de llenado mayores o iguales que 10 m/h. De esta manera, es fácil establecer que el modelo se ajusta mejor incluso para el caso de los datos experimentales proporcionados por la práctica real. Esta es una de las ventajas más importantes para la aplicación de este modelo, además de no requerir la determinación de un parámetro reológico.

8.6 CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un modelo estadístico basado en datos experimentales de presiones laterales máximas con HAC, realizados por diferentes autores en los

últimos 15 años. El mismo considera una distribución de presión bilineal, la cual presenta un comportamiento hidrostático hasta el valor de presión máxima, calculado según la Ecuación 8.1, y se mantiene constante hasta la base del encofrado, según se representa en la Figura 8.1.

El coeficiente de reducción correspondiente a la velocidad de llenado (K_R), la consistencia de la mezcla (K_α), la altura de la pieza de hormigón (K_H), la temperatura del concreto (K_T) y la dimensión mínima de la sección transversal (K_d) se pueden calcular mediante la Ecuación 8.16. Los parámetros estadísticos necesarios para su determinación se recogen en la Tabla 8.3. K_R y K_α fueron determinados según la base de datos experimentales recopilados para HAC, mientras que para K_H , K_T y K_d los parámetros estadísticos coinciden con los descritos por Santilli y Puente (2013) para hormigón vibrado. En la Tabla 8.1 y Tabla 8.2 se recogen los valores de los coeficientes de reducción correspondientes al tipo de cemento (K_C) y al tamaño de la sección transversal (K_{ST}), respectivamente. En todos los casos, los mismos deben ser mayor que el valor mínimo descrito en la Tabla 8.4 pero menor a 1.

Según se observa en las Figura 8.4, Figura 8.6 y Figura 8.7; a medida que se considera cada una de las variables, los puntos tienden a moverse a la izquierda, acercándose cada vez más a la recta equivalente a $E/T = 1'0$, lo que representa el ajuste del modelo a los datos experimentales.

El modelo estadístico desarrollado presenta $\mu_{E/T}$ y $E/T_{95\%}$ igual a 96'3%, y 1'074, respectivamente. Debido a que $E/T_{95\%}$ es menor a 1'075 el modelo puede ser utilizado bajo una recomendación de control in situ intermedia.

Debido a que, cuando las velocidades de llenado son mayor a 10 m/h, el valor de $\mu_{E/T}$ aumenta a 98'8%, se concluye también que la precisión del modelo es mayor cuando se emplean altas velocidades de llenado, práctica habitual en obra con este tipo de hormigones.

Además, es de destacar que, en relación a otros modelos, éste no requiere la determinación de ningún parámetro reológico. Otra gran ventaja es que el modelo puede ser utilizado sin saber el valor de algunas de las variables ya que en ese caso el valor del coeficiente de reducción asociado a dicha variable será igual a 1.

Capítulo 9

RESUMEN Y CONCLUSIONES

A lo largo de este Capítulo se van a resumir las conclusiones a las que ha dado lugar el trabajo realizado. Así mismo, se van a enunciar las principales aportaciones realizadas en la presente Tesis. Finalmente, se indican las posibles futuras líneas de investigación.

9.1 CONCLUSIONES GENERALES

Según se ha señalado al inicio de esta memoria, el diseño de encofrados verticales está condicionado por la determinación de los tiempos de desencofrado y la correcta elección de los paneles que soportan la presión realizada por el hormigón en estado fresco.

En ese sentido, este trabajo se ha centrado principalmente en el estudio de los tiempos de desencofrado, buscando el desarrollo de una metodología que pueda ser utilizada en obra. No obstante, en segundo lugar, se ha buscado contribuir a la mejora de la determinación de la presión máxima. Además, para ambos casos, se buscó estudiar la influencia de variables que no habían sido estudiadas en profundidad hasta la fecha.

Tras una extensiva revisión bibliográfica sobre los tiempos de desencofrados propuestos por diferentes Normas y autores, se observa que existen grandes diferencias entre ellos. Estas diferencias no incurrían únicamente en el tiempo de desencofrado resultante, sino también en la forma de determinar el mismo: por un lado se sugieren tiempos de desencofrado únicos, y por otro, existen autores o Normas que los determinan según la evolución de la resistencia del hormigón.

En ese sentido, con el fin de correlacionar las dos variables que influyen directamente en los tiempos de desencofrado (temperatura y tiempo), se desarrolló una metodología, basada en los coeficientes de maduración. La metodología de desencofrado desarrollada permite, conociendo la maduración del elemento,

desencofrar a la resistencia deseada. Una representación gráfica de la metodología se puede observar en la Figura 9.1, mientras que en el Capítulo 4 se describe con detalle el procedimiento para llevar a cabo la misma y para determinar los parámetros necesarios.

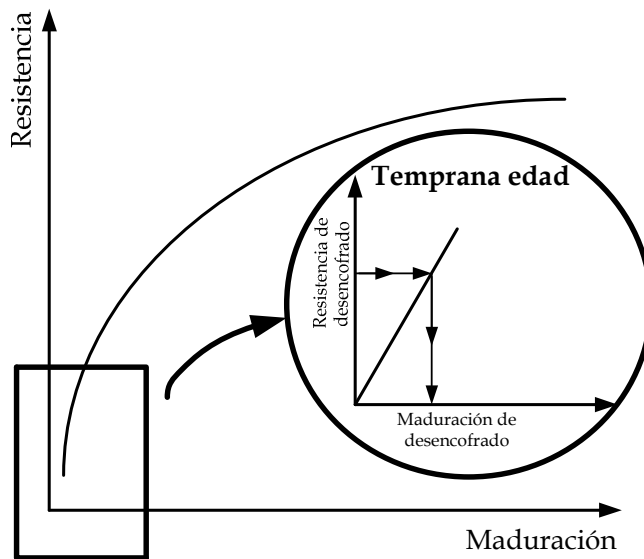


Figura 9.1. Esquema de la metodología de desencofrado.

Esta metodología requiere de la determinación de la temperatura y la resistencia del hormigón. Es por ello que, para estudiarla con mayor profundidad, se realizaron tres campañas experimentales. La primera de ellas con el fin de determinar el ensayo a emplear para conocer la resistencia del hormigón que presenta mayor ajuste a la metodología de desencofrado. Los ensayos estudiados para determinar resistencias a tempranas edades fueron: el ensayo a la compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales y de dimensiones reducidas, y el ensayo del esclerómetro. Tras una profunda revisión sobre los diferentes ensayos se procedió a estudiar estos tres ya que eran los más adecuados a la aplicación de la metodología. De esta campaña experimental se concluyó que el ensayo a compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales es la forma de medir resistencias que presenta menor error para llevar a cabo la predicción.

La segunda campaña experimental consistió en validar la metodología de desencofrado in situ, en obras reales, midiendo la resistencia con el ensayo a la compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales. Esta campaña experimental se realizó en dos obras distintas, para dos dosificaciones de *HAC*, con diferentes historiales de temperaturas y para pilares de secciones transversales circulares y rectangulares, con diferentes dimensiones. La metodología presentó

una desviación menor al 5%, permitiendo concluir que la misma puede ser utilizada en obra para determinar tiempos de desencofrado, presentando la ventaja que permite desencofrar piezas a la resistencia deseada.

Posteriormente, se realizó una tercera campaña experimental con el fin de estudiar la resistencia de desencofrado mínima necesaria para desencofrar un elemento vertical. Para la misma se realizaron tres columnas, de la misma dosificación, las cuales fueron desencofradas a resistencias de 2'0, 4'0 y 5'0 MPa, observándose en los tres casos que, en ese momento, la presión lateral sobre los paneles del encofrado ya se había estabilizado; es decir, que el hormigón ya era capaz de sostenerse a sí mismo. Además, se verificó que las columnas fueron capaces de soportar los esfuerzos correspondientes al desencofrado, ya que en ninguno de los tres casos se observaron roturas de aristas o esquinas, fisuras, descascamientos en fragmentos de hormigón o falta de recubrimiento en algunos sectores. En ese sentido, se decidió estudiar el fraguado de la dosificación utilizada, relacionando dicho fenómeno con los coeficientes de maduración, verificando que, en el momento de desencofrar las columnas, éstas ya habían finalizado su fraguado. Para concluir esta tercera campaña experimental se realizó un estudio de probetas, constatando que si éstas son desencofradas una vez que han alcanzado una resistencia de 2'0 MPa, las mismas no presentan deformaciones significativas.

En base a lo anterior, se concluyó que una resistencia de 2'0 MPa es suficiente para desencofrar un elemento vertical, aunque teniendo en cuenta que este trabajo fue realizado en laboratorio, donde los niveles de control y planificación son superiores a los que se realizan in situ, por lo que se sugiere 5'0 MPa como un valor de resistencia mínima de desencofrado en obra. De esta manera, se reafirma también lo concluido en la encuesta, donde el 62'2% de los directores de obra consultados consideraron que una resistencia de 5'0 MPa es suficiente para desencofrar un elemento vertical.

También resultaba de gran interés el estudio de las variables que influyen en el problema, ya que ayudarían a un mejor diseño de los encofrados verticales. Debido al vínculo que establecen varios autores entre los tiempos de desencofrado con el *PST*, se decidió estudiar la influencia de la temperatura y las armaduras en este parámetro, debido a que éstas no habían sido estudiadas en profundidad en la literatura. Con este fin, se realizó una cuarta campaña experimental, para la cual se realizaron 12 columnas, concluyendo que la presencia de armaduras y su cuantía no afectan significativamente los tiempos de desencofrado, a diferencia de la temperatura, que influye directamente en la reacción de hidratación del cemento, afectando el proceso de fraguado de la mezcla y, consecuentemente, la velocidad con que desarrollará su resistencia.

Debido a que el diseño de encofrados verticales incluye también la correcta elección de sus paneles, que a su vez dependerá de la presión lateral que los mismos deberán soportar, se realizó un estudio complementario a los tiempos de desencofrados, enfocado en la presión lateral máxima. En ese sentido, se concluyó que tanto la temperatura como la presencia de armadura afectan el valor de la máxima presión lateral ejercida por el *HAC* sobre las paredes del encofrado. En el caso de la temperatura, se puede establecer que existe una relación inversa entre el valor de ésta y el valor de la máxima presión lateral. Respecto a la presencia de armaduras, se concluyó que el número de barras y su disposición tienen mayor influencia que el área transversal del acero en el valor resultante de la máxima presión lateral.

Por otro lado, debido a que actualmente no existe ningún modelo universalmente aceptado para predecir el valor de la máxima presión lateral, en el Capítulo 7 se evaluó la precisión de los principales modelos desarrollados hasta la fecha.

Además, a partir de la recopilación de 126 datos experimentales, publicados por diferentes investigadores, de presiones laterales realizadas por *HAC* y sus respectivas condiciones (velocidad de llenado, altura de la pieza, consistencia de la mezcla, dimensiones del encofrado, entre otros) se evaluaron los modelos descritos en función de tres rangos de velocidades de llenado: inferiores a 3 m/h, velocidades de llenado con valores entre 3 y 10 m/h y velocidades de llenado superiores a 10 m/h.

Los resultados fueron estudiados teniendo en cuenta también el nivel de control en obra, permitiendo concluir que, para velocidades de llenado inferiores a 3 m/h, tanto la distribución hidrostática como la Normativa DIN 18218 (2010), y el modelo propuesto por Vanhove et al. (2004) sobreestiman el valor de la máxima presión lateral en un alto porcentaje. Sin embargo, el modelo propuesto por Ovarlez y Roussel (2006) es el modelo con la mejor predicción, aunque requiere de un intensiva vigilancia y planificación con altos niveles de control. En los casos en los que hay menores niveles de seguridad, se recomienda la aplicación del modelo propuesto por Vanhove et al. (2004).

Además, se observó que el modelo hidrostático ofrece una muy buena aproximación en caso que la velocidad de llenado este comprendida entre 3 y 10 m/h, a pesar de ser este más conservador que los otros modelos. En caso que se necesite una mejor aproximación, se recomiendan los modelos propuestos por Ovarlez y Roussel (2006) y Khayat y Omran (2009a), dependiendo de los niveles de control y seguridad que existan en la obra.

Para velocidades de llenado superiores a 10 m/h, resulta de gran precisión el modelo hidrostático, que incluso aproxima mejor que los propuestos por Vanhove et al. (2004), Ovarlez y Roussel (2006) y Khayat y Omran (2009a). Además, el modelo hidrostático resulta el más seguro, ya que en ninguno de los casos el valor de presión teórica es menor al valor experimental, como sucede en los otros tres modelos. Asimismo, cualquiera de esos tres modelos presentan mayor complejidad en comparación a la distribución hidrostática y requieren de mayor cantidad de tareas para llevar a cabo su aplicación, ya que es necesaria la determinación de un parámetro reológico in situ, y además, en caso de utilizarlos se debe aumentar los niveles de control en obra.

Finalmente, con datos experimentales realizados por diferentes autores, se desarrolló un modelo estadístico que no necesita la determinación de un parámetro reológico, para que pueda aplicarse en obra, y sea capaz de predecir la máxima presión lateral ejercida por el HAC sobre las paredes de encofrados verticales. El mismo presenta la ventaja de no requerir la determinación de un parámetro reológico para su aplicación y, en caso de no conocer una de sus variables, el coeficiente de corrección asociado a la misma se fija en un valor igual a uno. Además, el mismo presenta mayor ajuste a la base de datos experimentales cuando se consideran únicamente velocidades de llenados altas (mayores o iguales a 10 m/h) como es práctica común hoy en día para este tipo de hormigones.

9.2 APORTACIONES MÁS SIGNIFICATIVAS

En las siguientes líneas se destacan las aportaciones más significativas de la presente Tesis:

- Recopilación de tiempos mínimos de desencofrado propuestos por las diferentes normas y autores y recopilación de datos experimentales de presiones laterales máximas ejercidas por el HAC que fueron publicados por distintos autores en los últimos 15 años y de los distintos modelos publicados hasta la fecha para predecir dicha presión en caso de utilizar HAC.
- Encuesta a nivel internacional. La misma se utilizó con el fin complementar el estado de la cuestión presentado en la literatura, determinar cuáles son las condicionantes para el desencofrado que los usuarios utilizarían y determinar la aceptación de la metodología, entre otros.
- Desarrollo de una metodología para determinar tiempos de desencofrado basada en el método de los coeficientes de maduración. Considerando el efecto combinado de temperatura y tiempo en el desarrollo de la resistencia del hormigón a edades tempranas, una de las principales contribuciones de esta tesis es el desarrollo de una metodología para determinar, en base a una resistencia de desencofrado mínima, el tiempo necesario para desencofrar elementos verticales.

- Tres campañas experimentales para tiempos de desencofrado. La primera de ellas se centró en determinar la dispersión de resultados en la medición de la resistencia del hormigón a edades tempranas según 3 métodos distintos, con el fin de decidir cuál de ellos se adapta mejor a la metodología propuesta. La segunda campaña experimental se realizó con el objetivo de validar en dos obras diferentes, con dosificaciones diferentes, la metodología de desencofrado descrita, determinando la resistencia mediante el ensayo a la compresión de probetas cilíndricas de dimensiones nominales. La tercera campaña experimental se dedicó a verificar resistencias mínimas propuestas en la literatura y una serie de ensayos adicionales para su validación: ensayo del penetrómetro, estudio de deformaciones, etc.
- Campaña experimental para estudiar la influencia de ciertos parámetros en los tiempos de desencofrado y en la máxima presión lateral. Se realizaron 12 columnas con el fin de estudiar la influencia de la temperatura y la presencia y cuantía de armaduras en el *PST* y en el valor resultante de presión lateral máxima.
- Validación de los modelos experimentales propuestos por otros autores o normativas. Se han validado los modelos experimentales discutiendo en función del nivel de control de obra y de la velocidad de llenado.
- Desarrollo de un modelo estadístico. Se desarrolló un modelo un modelo estadístico, el cual presenta una muy buena aproximación a los datos experimentales para altas velocidades de llenado (> 10 m/hr) y la posibilidad de continuar agregando parámetros que sean necesarios en base a futuras campañas experimentales.

9.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Todo el trabajo realizado en esta Tesis deja abierta la posibilidad de futuras líneas de investigación.

Campañas experimentales.

Son necesarias campañas experimentales adicionales para profundizar el estudio y la validación del valor de resistencia mínima propuesta según diferentes elementos verticales: columnas o paredes; con el fin de estudiar la influencia del tamaño del encofrado en los tiempos mínimos de desencofrado, ya que es posible que exista una variación en los tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón armado cuando se varía la sección de la pieza de estudio, debido a que una pieza de igual área, pero de diferentes dimensiones, tiene una superficie de contacto diferente y por lo tanto condiciones de curado distintas. Otro parámetro posible de estudio puede ser la altura de la pieza.

Estudiar otros métodos de medir resistencia.

A pesar que en este trabajo se estudiaron 3 métodos para la medición de resistencias a edades tempranas, en el mercado existe una gran variedad de aparatos que permiten medir resistencia y que sería de interés estudiar.

Estudiar tiempos de desencofrado en otro tipo de estructuras.

Un caso de análisis posible es el estudio de la metodología de desencofrado descrita para estructuras horizontales, permitiendo de esta manera realizar la adecuación necesaria para su aplicación en este tipo de estructuras que trabajan a flexión.

Validación de la metodología en otros tipos de hormigón.

Poder estudiar como varían los tiempos de desencofrado y la elección de paneles en caso de utilizar otro tipo de hormigones, como pueden ser: hormigones de altas resistencias iniciales, hormigones permeables u hormigones reforzados con fibras.

Validación de metodología de desencofrado en situaciones específicas.

Estudiar la influencia de la temperatura y la humedad de curado en el desarrollo de resistencias iniciales. Es de interés el estudio de la variación de la metodología desarrollada cuando existen los mencionados picos de temperaturas, así como para la humedad y ciertas condiciones de curado puedan influir la resistencia final adquirida.

Apéndice **A**

**DATOS
EXPERIMENTALES
PARA HAC DE
OTROS AUTORES**

Fuente	γ (kg/m ³)	H (m)	R (m/h)	T (°C)	α (mm)	ST(m)	Presión experimental (kPa)
Assaad et al. (2003b)	2400	2'1	25'0	-	650+-10	0'2	49'6
Assaad et al. (2003b)	2400	2'1	25'0	-	650+-10	0'2	43'5
Assaad et al. (2003b)	2400	2'1	25'0	-	650+-10	0'2	48'6
Assaad et al. (2003b)	2400	2'1	25'0	-	650+-10	0'2	48'6
Assaad et al. (2003b)	2400	2'1	25'0	-	650+-10	0'2	49'1
Assaad y Khayat (2005a)	2330	2'8	10'0	20'4	660	0'2	50'2
Assaad y Khayat (2005a)	2300	2'8	10'0	22'3	635	0'2	51'5
Assaad y Khayat (2005a)	2230	2'8	10'0	21'2	635	0'2	54'0
Assaad y Khayat (2005a)	2265	2'8	10'0	21'7	665	0'2	57'1
Assaad y Khayat (2005a)	2245	2'8	10'0	21'4	650	0'2	53'4
Assaad y Khayat (2005a)	2270	2'8	10'0	21'6	645	0'2	54'
Assaad y Khayat (2005a)	2195	2'8	10'0	19'8	650	0'2	56'2
Assaad y Khayat (2005a)	2105	2'8	10'0	20'5	640	0'2	57'2
Assaad y Khayat (2005a)	2055	2'8	10'0	19'6	640	0'2	56'9
Assaad y Khayat (2005b)	2360	1'1	10'0	22'9	650	0'2	25'7
Assaad y Khayat (2005b)	2335	1'1	10'0	21'7	640	0'2	21'3
Assaad y Khayat (2005b)	2320	1'1	10'0	22'2	660	0'2	23'9
Assaad y Khayat (2005b)	2260	1'1	10'0	21'6	655	0'2	24'1
Assaad y Khayat (2005b)	2350	1'1	10'0	20'8	650	0'2	22'5
Assaad y Khayat (2005b)	2235	1'1	10'0	20'6	655	0'2	23'1
Assaad y Khayat (2005b)	2250	1'1	10'0	19'6	640	0'2	23'1
Assaad y Khayat (2005b)	2230	1'1	10'0	22	635	0'2	23'3

Assaad y Khayat (2005b)	2210	1'1	10'0	21'6	640	0'2	23'3
Assaad y Khayat (2005b)	2160	1'1	10'0	21'2	635	0'2	23'5
Assaad y Khayat (2006a)	2265	2'8	25'0	21'7	665	0'2	54'5
Assaad y Khayat (2006a)	2265	1'1	25'0	21'7	665	0'2	24'4
Assaad y Khayat (2006a)	2265	2'8	5'0	21'7	665	0'2	50'7
Assaad y Khayat (2006a)	2230	2'8	10'0	9'6	655	0'2	57'4
Assaad y Khayat (2006a)	2265	2'8	10'0	21'7	665	0'2	57'1
Assaad y Khayat (2006a)	2190	2'8	10'0	30'1	645	0'2	55'2
Assaad y Khayat (2006a)	2315	2'8	10'0	20'8	645	0'2	53'8
Assaad y Khayat (2006a)	2335	2'8	10'0	21'7	640	0'2	51'6
Assaad y Khayat (2006a)	2230	1'1	10'0	9'6	655	0'2	23'3
Assaad y Khayat (2006a)	2265	1'1	10'0	21'7	665	0'2	23'4
Assaad y Khayat (2006a)	2190	1'1	10'0	30'1	645	0'2	22'4
Assaad y Khayat (2006a)	2315	1'1	10'0	20'8	645	0'2	22'9
Assaad y Khayat (2006a)	2335	1'1	10'0	21'7	640	0'2	21'3
Assaad y Khayat (2006b)	2240	1'1	10'0	20'3	540	0'2	24'1
Assaad y Khayat (2006b)	2265	1'1	10'0	21'7	665	0'2	23'4
Assaad y Khayat (2006b)	2290	1'1	10'0	19'8	745	0'2	24'9
Assaad y Khayat (2006b)	2360	1'1	10'0	22'9	650	0'2	25'7
Assaad y Khayat (2006b)	2240	2'8	10'0	20'3	540	0'2	51'4
Assaad y Khayat (2006b)	2265	2'8	10'0	21'7	665	0'2	56'8
Assaad y Khayat (2006b)	2290	2'8	10'0	19'8	745	0'2	60'3
Assaad y Khayat (2006b)	2360	2'8	10'0	22'9	650	0'2	64'8

Assaad y Khayat (2006c)	2350	2'8	10'0	-	660	0'2	59'9
Assaad y Khayat (2006c).	2245	2'8	10'0	-	655	0'2	57'5
Assaad y Khayat (2006c)	2310	2'8	10'0	-	640	0'2	60'2
Assaad y Khayat (2006c)	2175	2'8	10'0	-	635	0'2	56'8
Assaad y Khayat (2006c)	2170	2'8	10'0	-	650	0'2	58'0
Assaad y Khayat (2006c)	2310	2'8	10'0	-	640	0'2	60'2
Assaad y Khayat (2006c)	2200	2'8	10'0	-	635	0'2	59'4
Assaad y Khayat (2006c)	2265	2'8	10'0	-	665	0'2	57'0
Assaad y Khayat (2006c)	2330	2'8	10'0	-	655	0'2	59'8
Assaad y Khayat (2006c)	2315	2'8	10'0	-	655	0'2	61'3
Assaad y Khayat (2006c)	2245	2'8	10'0	-	650	0'2	58'0
Assaad y Khayat (2006c)	2190	2'8	10'0	-	660	0'2	55'9
Beitzel (2010)	2400	2'84	15'0	-	-	0'3	61'2
Beitzel (2010)	2400	2'84	30'0	-	-	0'3	65'6
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	1'4	-	730	0'3	29'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	1'3	-	700	0'3	26'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	1'0	-	700	0'3	13'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	0'8	-	730	0'3	13'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	1'5	-	730	0'3	44'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	2'2	-	700	0'3	49'0
Billberg et al. (2005)	2400	3'0	2'3	-	730	0'3	46'0
Billberg et al. (2014)	2238	3'8	6'6	-	610	0'2	40'0
Billberg et al. (2014)	2264	4'1	5'1	-	710	0'2	60'0
Billberg et al. (2014)	2261	6'6	5'1	-	600	0'2	80'0
Billberg et al. (2014)	2334	4'2	2'7	-	630	0'2	62'0
Billberg et al. (2014)	2238	5'5	6'4	-	615	0'2	84'0
Billberg et al. (2014)	2261	4'2	3'3	-	650	0'2	73'0

Billberg et al. (2014)	2343	5'5	5'1	-	710	0'2	97'0
Billberg et al. (2014)	2311	4'2	3'2	-	620	0'4	50'0
CEBPT (1999)	2400	12'0	10'0	-		0'34	187'2
Gardner et al. (2012)	2300	3'1	18'0	18	-	0'15	65'1
Gardner et al. (2012)	2300	4'27	1'9	17	-	0'40	60'0
Giammatteo et al. (2007)	2400	9'0	4'0	-	680	0'3	123'0
Giammatteo et al. (2007)	2400	6'0	12'0	-	620	0'3	130'0
Khayat et al. (2005)	2280	2'1	25'0	20	650	0'2	46'4
Khayat et al. (2005)	2280	2'1	10'0	20	650	0'2	45'9
Khayat et al. (2005)	2280	3'6	10'0	20	650	0'92	81'3
Khayat y Assaad (2006)	2350	2'8	10'0	19'6	660	0'2	59'9
Khayat y Assaad (2006)	2245	2'8	10'0	20'5	655	0'2	57'2
Khayat y Assaad (2006)	2195	2'8	10'0	21'1	650	0'2	57'2
Khayat y Assaad (2006)	2265	2'8	10'0	21'7	665	0'2	57'1
Khayat y Assaad (2006)	2310	2'8	10'0	21'8	640	0'2	60'1
Khayat y Assaad (2006)	2250	2'8	10'0	19'7	650	0'2	59'2
Khayat y Assaad (2006)	2165	2'8	10'0	21'9	645	0'2	56'9
Khayat y Assaad (2006)	2290	2'8	10'0	20'2	660	0'2	58'9
Khayat y Assaad (2006)	2240	2'8	10'0	21'3	660	0'2	60'8
Khayat y Assaad (2006)	2285	2'8	10'0	18'9	650	0'2	61'4
Khayat y Assaad (2006)	2360	2'8	10'0	20'6	655	0'2	63'4
Khayat y Assaad (2008)	2350	2'8	10'0	19'6	660	0'2	59'9
Khayat y Assaad (2008)	2195	2'8	10'0	21'1	650	0'2	57'0
Khayat y Assaad (2008)	2245	2'8	10'0	20'1	655	0'2	57'5
Khayat y Assaad (2008)	2225	2'8	10'0	20'8	665	0'2	54'9

Khayat y Assaad (2008)	2290	2'8	10'0	21'4	640	0'2	56'8
Khayat y Assaad (2008)	2150	2'8	10'0	19	650	0'2	49'3
Khayat y Assaad (2008)	2270	2'8	10'0	20'7	660	0'2	53'6
Khayat y Assaad (2008)	2290	2'8	10'0	20'3	650	0'2	55'0
Khayat y Assaad (2008)	2250	2'8	10'0	20'9	660	0'2	49'0
Khayat y Assaad (2008)	2310	2'8	10'0	20'2	640	0'2	60'2
Khayat y Assaad (2008)	2175	2'8	10'0	19'6	635	0'2	56'8
Khayat y Assaad (2008)	2170	2'8	10'0	22'1	650	0'2	58'0
Khayat y Assaad (2008)	2310	2'8	10'0	21	640	0'2	60'2
Khayat y Assaad (2008)	2200	2'8	10'0	21'9	635	0'2	59'4
Khayat y Assaad (2008)	2265	2'8	10'0	21'7	665	0'2	57'0
Khayat y Assaad (2008)	2330	2'8	10'0	20'4	655	0'2	59'8
Khayat y Assaad (2008)	2315	2'8	10'0	19'2	655	0'2	61'3
Khayat (2009)	2386	3'66	10'0	12'8	600	0'56	74'7
Khayat (2009)	2323	3'66	5'0	16'7	620	0'56	65'6
Khayat (2009)	2386	3'66	5'1	12'8	600	0'56	68'3
Khayat (2009)	2358	3'66	2'0	8'1	600	0'56	45'7
Khayat (2009)	2330	3'66	13'1	22'2	640	0'56	68'1
Khayat (2009)	2330	3'66	21'9	22'2	640	0'56	74'5
Khayat (2009)	2358	3'66	15'0	8'1	600	0'56	75'0
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	1'0	-	-	0'13	28'5
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	2'0	-	-	0'13	35'0
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	1'0	-	-	0'18	31'0
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	2'0	-	-	0'18	37'0
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	1'0	-	-	0'28	34'5
Kwon et al. (2011)	2355	1'7	2'0	-	-	0'28	37'5
Leemann et al. (2006)	2320	2'7	8'0	-	570	0'2	54'5

Leemann et al. (2006)	2302	2'7	8'0	-	650	0'2	55'2
Leemann et al. (2006)	2314	2'7	8'0	-	660	0'2	56'2
Leemann et al. (2006)	2320	2'7	8'0	-	570	0'2	54'5
Leemann et al. (2006)	2302	2'7	8'0	-	650	0'2	55'2
Leemann et al. (2006)	2314	2'7	8'0	-	660	0'2	56'2
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	54'4
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	54'4
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	55'7
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	54'4
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	54'4
Leemann y Hoffmann (2003)	2400	2'7	8'0	-	-	0'2	55'7
Proske y Graubner (2002)	2500	4	25'0	15	750	0'3	90'0
Proske y Graubner (2002)	2500	4	25'0	15	710	0'3	58'0
Proske y Graubner (2002)	2500	4	25'0	15	610	0'3	39'0
Proske y Graubner (2002)	2500	4	40'0	15	690	0'3	58'0
Proske y Graubner (2002)	2500	4	60'0	15	550	0'3	64'0
Tejeda-Dominguez et al. (2005)	2419	8'53	1'3	15'6	710	1'52	40'1
Tejeda-Dominguez et al. (2005)	2275	6'6	2'7	-	-	0'3	49'2
Tejeda-Dominguez et al. (2005)	2419	3'26	18'3	-	710	0'609	56'2

Apéndice **B**

ENCUESTA

Se está realizando un trabajo de investigación sobre el diseño de encofrados verticales, trabajando en dos aspectos fundamentales para su diseño:

** Dimensionado mediante la determinación de la máxima presión lateral ejercida por el hormigón sobre las paredes verticales del encofrado y*

** Tiempo mínimo de permanencia del encofrado en obra. A fin de poder obtener mayor información profesional sobre estos temas es que se agradece que complete la siguiente encuesta.*

DATOS PERSONALES:

- Nombre y Apellido
- Empresa
- Cargo
- País

DIMENSIONADO DE ENCOFRADOS VERTICALES

Pregunta 1.

Desde su experiencia profesional, ¿Qué parámetros (además de la altura del encofrado) consideraría importante para dimensionar encofrados verticales (muros, pilares y paredes)? En caso que corresponda puede marcar más de una opción.

- Velocidad de llenado
- Asentamiento del cono de Abrams / Ensayo de cono de Abrams invertido para Hormigones Autocompactante
- Temperatura del hormigón
- Dimensión mínima de la sección transversal del encofrado
- Sección del encofrado
- Tipo de cemento
- Cantidad de cemento

- Relación agua/cemento
- Diámetro máximo de árido
- Tiempo de fraguado
- Otros

Pregunta 2.

Varios investigadores consideran que para realizar el dimensionado de encofrados verticales es necesaria la determinación de un parámetro reológico.

¿Sabe usted lo que es un parámetro reológico?

- Si
- No

Pregunta 3.

La Reología es la rama de la Mecánica que estudia la evolución de deformaciones de un material, producidas por causas tensionales, a lo largo del tiempo. En el caso del hormigón, este presenta una compleja reología debido a que coexisten la fase sólida (áridos y cemento), la fase líquida (agua) y la fase gaseosa (aire ocluido). El concepto reológico del hormigón consiste en que a partir de un esfuerzo de corte inicial (τ_0) el material puede fluir. Este concepto es de especial interés para la industria de la construcción dado que el hormigón es vertido en su estado líquido.

En las obras donde usted ha trabajado, ¿Se ha determinado algún parámetro reológico?

- Si
- No

Pregunta 4.

En base a su experiencia profesional, ¿Cree que alguno de los equipos que se detalla a continuación (ver Figuras 2.4, 2.5, 2.6 y 2.7) podría ser utilizado en obra?

En caso que corresponda puede marcar más de una opción.

- Tribómetro: Determina el coeficiente de rozamiento entre el hormigón y las paredes del encofrado
- BTRHEOM: Mediante una unidad de platos paralelos (uno inferior fijo y otro superior móvil que gira a distintas velocidades) se determina la tensión de corte y la viscosidad plástica.
- Test del plano inclinado (Khayat et al 2010). Determina la tensión de fluencia mediante el conocimiento del ángulo entre un plano inferior fijo,

y otro superior móvil, que es inclinado hasta que la muestra de hormigón comienza a fluir.

- Test del vano portable (Omran y Khayat 2011). Se determina la mínima tensión de fluencia necesaria para romper los enlaces interstructurales, colocándose el hormigón en cuatro contenedores donde se introducen una paleta (de cuatro palas con forma de cruz) en el centro de cada una sometidas a una velocidad de rotación conocida.
- Ninguno, no considero práctico la determinación de parámetros reológicos en obra.
- Otro

Pregunta 5.

En las obras que ha trabajado, ¿Ha visto usted la utilización en obra de algunos de los equipos mencionados en la pregunta anterior?

- Si
- No

TIEMPOS MÍNIMOS DE DESENCOFRADO EN ELEMENTOS VERTICALES (MURO, PAREDES, PILARES).

Pregunta 6.

Para desencofrar muros, pilares o paredes ¿Qué parámetros consideraría importante para determinar el tiempo mínimo de utilización del encofrado?

En caso que corresponda puede marcar más de una opción.

- Tiempo de fraguado
- Temperatura del hormigón
- Resistencia característica
- Dimensiones transversales de la pieza
- Uso de aditivos
- Relación agua/cemento
- Especifique otros

Pregunta 7.

Tras desencofrar ¿Qué cualidades verificaría para considerar apto el desencofrado de una estructura vertical (muros pilares o paredes)? En caso que corresponda puede marcar más de una opción.

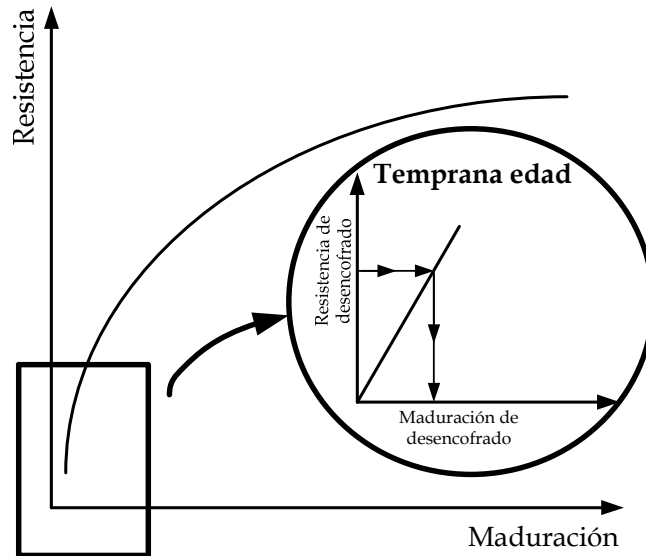
- Fisuras
- Resistencia característica
- Descascaramiento de fragmentos de hormigón
- Roturas de aristas o esquinas
- Terminación lisa
- Falta de recubrimiento en algunos sectores
- Otro

Pregunta 8.

Durante su práctica profesional ¿Ha utilizado algún método para desencofrar elementos verticales? Por favor detalle si es una normativa o método práctico.

Pregunta 9.

En este trabajo de investigación se presenta una metodología para determinar el tiempo de desencofrado de elementos verticales de hormigón a partir de la utilización del método de los Coeficientes de Maduración. Para la creación de este método se parte de la norma ASTM C1074, que establece una relación entre la maduración (función que depende únicamente de la temperatura del hormigón en cada intervalo de tiempo) y la resistencia a la compresión in situ medido en probetas cilíndricas. Esta norma considera que para una dosificación dada, la curva Resistencia – Maduración del hormigón es única. Por lo tanto, puede ser considerada un dato del proyecto. Es así que conociendo la resistencia a la que se desea desencofrar (R_d), se determina la maduración mínima (ver Figura). Finalmente, midiendo solamente la temperatura del hormigón en obra se puede determinar el tiempo mínimo necesario para desencofrar la pieza de hormigón con una resistencia (R_d) en probetas cilíndricas.



¿Cree usted que este método puede llegar a ser aplicado en las obras que usted ha trabajado?

- Si
- No

Agradecemos sus comentarios respecto al método

Pregunta 10.

En caso de aplicar el método ¿Qué resistencia del hormigón consideraría suficiente en una probeta cilíndrica para poder desencofrar un elemento vertical (muro, pilar, pared)?

- 1 MPa
- 2 MPa
- 5 MPa
- Otra (MPa)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 116, 2000. Cement and Concrete Terminology. *American Concrete Institute*.
- ACI Committee 209, 2009. Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. *American Concrete Institute*.
- ACI Committee 318, 2005. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. (Versión en español y en sistema métrico). *American Concrete Institute*.
- ACI Committee 347, 2004. Guide to Formwork for Concrete. *American Concrete Institute*.
- Alexandridis, A. & Gardner, N.J., 1981. Mechanical behaviour of fresh concrete. *Cement and Concrete Research*, 11, pp.323-339.
- Amziane, S., Perrot, A. & Lecompte, T., 2008. A novel settling and structural build-up measurement method. *Measurement Science and Technology*, 19(10).
- Arslan, M., 2002. Effects of drainer formworks on concrete lateral pressure. *Construction and Building Materials*, 16, pp.253-259.
- Assaad, J.J., Harb, J. & Khayat, K.H., 2009. Use of Triaxial Compression Test on Mortars to Evaluate Formwork Pressure of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 106(5), pp.1-9.
- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2006a. Effect of casting rate and concrete temperature on formwork pressure of self-consolidating concrete. *Materials and Structures*, 39, pp.333-341.
- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2005a. Effect of coarse aggregate characteristics on lateral pressure exerted by Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 102(3), pp.145-153.
- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2006b. Effect of Mixture Consistency on Formwork Pressure Exerted by Highly Flowable Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), pp.786-792.
- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2006. Effect of Viscosity-Enhancing Admixtures on Formwork Pressure and Thixotropy of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 103(4), pp.280-287.
- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2005b. Kinetics of formwork pressure drop of self-consolidating concrete containing various types and contents of binder. *Cement and Concrete Research*, 35, pp.1522-1530.

- Assaad, J.J. & Khayat, K.H., 2004. Variations of Lateral and Pore Water Pressure of Self-Consolidating Concrete at Early Age. *ACI Materials Journal*, 101(4), pp.310-317.
- Assaad, J.J., Khayat, K.H. & Mesbah, H., 2003a. Assessment of thixotropy of flowable and self-compacting concrete. *ACI Materials Journal*, 100(2), pp.99-107.
- Assaad, J.J., Khayat, K.H. & Mesbah, H., 2003b. Variation of Formwork Pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 100(1), pp.29-37.
- ASTM C 1074, 2004. Estimating Concrete Strength by the Maturity Method.
- ASTM C 1150, 1996. Standard Test Method for the Break-Off Number of Concrete (Withdrawn 2002).
- ASTM C 150, 2007. Standard Specification for Portland Cement.
- ASTM C 1610, 2014. Standard Test Method for Static Segregation of Self-Consolidating Concrete Using Column Technique.
- ASTM C 39, 2005. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.
- ASTM C 403, 2008. Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance.
- ASTM C 42, 2004. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete.
- ASTM C 511, 2006. Standard Specification for Mixing Rooms, Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concretes.
- ASTM C 597, 2002. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete.
- ASTM C 803, 2003. Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete.
- ASTM C 805, 2008. Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete.
- ASTM C 873, 2004. Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds.
- ASTM C 900, 2006. Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete.
- Bakhtiarain, A.H., 2011. Effect of concrete temperature and formwork width on variation pressure formwork of Self-Compacting Concrete. *5th Symposium on Advances in Science & Technology*.

- Banfill, P.F.G., 2003. The rheology of fresh cement and concrete. A review. *Proc.11th International Cement Chemistry Congress, Durban.*
- Barnes, H.A., 1997. Thixotropy - A review. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, (70), pp.1-33.
- Barnes, J.M. & Johnston, D.W., 2003. Fresh Concrete Lateral Pressure on Formwork. *Congress Wind of Change: Integration and Innovation.*
- Beitzel, M., 2010. Modeling Fresh Concrete Pressure of Normal and Self-Compacting Concrete. *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete, RILEM Bookseries 1.*, pp.243-254.
- Bernard, A. & Bosi-Levenbach, E.C., 1953. The plotting of Observations on Probability Paper. *Statistica Neerlandica*, (7), pp.163-173.
- Billberg, P. et al., 2014. Field validation of models for predicting lateral form pressure exerted by SCC. *Cement and Concrete Composites*, (54), pp.70-79.
- Billberg, P., 2003. Form pressure generated by Self-Compacting Concrete. *Proceedings of the 3rd international RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, RILEM PRO33 Reykjavik, Iceland.*, pp.271-278.
- Billberg, P., 2001. Influence of filler characteristics on SCC reology and early hydration. *Proceedings of the Second International Symposium on SCC.*
- Billberg, P., Silfwerbrand, J. & Österberg, T., 2005. Form Pressures Generated by Self-Consolidating Concrete. Casting rate is a dominant factor. *Concrete International*, October, pp.35-42.
- Billberg, P. & Westerholm, M., 2002. Thixotropy of Concrete Fine Mortar Phase. *Proceedings of the Nordic Concrete Research Meeting, Elsinore, Denmark.*, pp.111-113.
- Bosiljkov, V.B., 2003. SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler. *Cement and Concrete Research*, (33), pp.1279-1286.
- Bouzoubaâ, N. & Lachemi, M., 2001. Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash. Preliminary results. *Cement and Concrete Research*, (31), pp.413-420.
- Brameshuber, W. et al., 2011. Formwork pressure induced by highly flowable concretes - material investigations and large-scale tests. *Structural Concrete*, 12(4), pp.270-280.
- Brameshuber, W. & Uebachs, S., 2003. Investigations on the formwork pressure using Self-Compacting Concrete. *3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, August, pp.281-287.
- BS 1881, 1986. Part 203. Recommendations for Measurement of Velocity of

- Ultrasonic Pulses in Concrete. *British Standards Institution*.
- BS 1881, 1992. Part 207. Testing concrete - Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests. *British Standard Institution*.
- BS 8110-1, 1997. Structural use of Concrete. Part 1: Code of practice for design and construction. *British Standard Institution*.
- Bui, V.K., Akkaya, Y. & Shah, S.P., 2002. Rheological Model for Self - Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, (99), pp.549-559.
- Cabrera Arias, A., 2012. Ensayos no destructivos del concreto. *Tecnología del concreto y del acero*.
- Calavera Ruiz, J., 1981. Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación. *Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. INTEMAC, Madrid*.
- Calavera Ruiz, J. & Fernandez Gomez, J., 1991. Criterios para el descimbrado de estructuras de hormigón. *Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. INTEMAC, Madrid*.
- Carino, N.J., 1984. The Maturity Method: Theory and Application. *Cement, Concrete and Aggregate*, 6(2), pp.61-73.
- Carino, N.J. & Lew, H., 2001. The Maturity Method: From Theory to Application. *Building and Fire Research Laboratory. National Institute of Standards and Technology*.
- Carino, N.J., Lew, H. & Volz, C., 1983. Early Age Temperature Effects on Concrete strength prediction by Maturity Method. *Journal of American Concrete Institute*, (2), pp.93-101.
- Casinello, F., 1974. Construcción hormigonera. *Editorial Rueda*.
- CEB, 1976. Manuel de Technologie Coffrage. *Bulletin d'Information* 115.
- CEBTP, 1999. The validated technique of self-compacting concrete (only available in French). *Centre Experimental du Bfitiment et des Travaux Publics*.
- Christiano, H., 2004. Effect of Chemical and Mineral Admixtures on the Fresh Properties of Self Compacting Mortars. *Master Thesis. Master of Science in Civil Engineering. School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University*.
- Clear, C.A. & Harrison, T.A., 1985. Concrete Pressure on Formwork. *CIRIA Report* 108.
- Código Modelo CEB-FIP, 1990. Código Modelo para Hormigón Estructural. *Comité Euro-International du Beton*.
- CP 110, 1972. Code of practice for the structural use of concrete. Part 1. "The

Unified Code."

- Diaz Lozano, J., 2008. Criterios técnicos para el descimbrado de estructuras de hormigón. *Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.*
- DIN 1045-3, 2012. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung.
- DIN 1164, 2003. Special Cement - Part 11: Composition, specification and conformity evaluation for cement with short setting time.
- DIN 18218, 2010. Frishbeton auf Lotrechte Schalungen (Pressure of concrete on vertical formwork).
- Djelal, C. et al., 2002. Role of demoulding agents during self-compacting concrete casting in formwork. *Materials and Structures*, 35, pp.470–476.
- Djelal, C., Vanhove, Y. & Magnin, A., 2004. Tribological behaviour of self compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 34, pp.821–828.
- Domone, P.L., Xu, Y. & Banfill, P.F.G., 1999. Development of two point workability test for high performance concrete. *Magazine of Concrete Research*, 51(3), pp.203–213.
- Druta, C., 2003. Tensile Strength and Bonding Characteristics of Self-Compacting Concrete. *Master Thesis. Master of Science in Engineering Science. Department of Engineering Science. Louisiana State University. USA.*
- EFNARC, 2006. Directrices Europeas para el Hormigón Autocompactante. Especificaciones, Producción y Uso. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use.
- EHE-08, 2008. Instrucción de hormigón estructural.
- Eriksson, F., Hansen, T. & Holst, H., 1962. Bestamnning av formrivningstider (Determinación del momento de desencofrado). *Institutet för Byggdokumentation. Byggeforskningen Rapport 83. Estocolmo.*
- Fernandez Gomez, J. & Calavera Ruiz, J., 1986. Descimbrado de estructuras de hormigón. Importancia del tipo de cemento y curado. *Informes de la Construcción*, 38(385), pp.75–83.
- Ferraris, C., De Larrard, F. & Martys, N., 2001. Fresh Concrete Rheology: Recent Developments. *Materials Science of Concrete VI. American Ceramic Society.*, pp.215–241.
- Ferraris, C.F., 1999. Measurement of the rheological properties of high performance concrete: State of the art report. *Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology*, 104(5), pp.461–478.
- Ferraris, C.F. & De Larrard, F., 1998. Modified slump test to measure

- rheological parameters of fresh concrete. *Cement, Concrete and Aggregates*, 20(2), pp.241–247.
- François, D., Pineau, A. & Zaoui, A., 1998. Mechanical Behaviour of Materials. *Kluwer Academic Publishers (Dordrecht, Holanda)*.
- Freiesleben Hansen, P. & Pedersen, J., 1977. Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete. *Nordisk Beton*, pp.19–34.
- Gabalec, 2008. Tiempos de fraguado del hormigón. *Tesis del centro de investigaciones viales, Universidad Regional de la Plata*.
- Gallardo, Y. & Moreno, A., 1999. Serie: Aprender a Investigar. Módulo 3. Recolección de la información. ICFES. *Instituto colombiano para el fomento de la educación superior*.
- Gallo, E. & Revuelta, D., 2004. Verificación de las propiedades reológicas del hormigón sin vibrado. *Boletín de la sociedad Española Cerámica y Vidrio*, 43(2), pp.556–559.
- Gardner, N.J. et al., 2012. Field Investigation of Formwork Pressures Using Self-Consolidating Concrete. *Concrete International*, (January), pp.41–48.
- Gardner, N.J., 1984. Formwork pressures and cement replacement by Fly Ash. *Concrete International*, (October), pp.50–55.
- Gardner, N.J., 1980. Pressure of concrete against formwork. *ACI Journal*. Title No. 77-31, pp.279–286.
- Gardner, N.J., 1985. Pressure of Concrete on Formwork - A Review. *ACI Journal*, 85(5), pp.744–753.
- Gardner, N.J., 2014. Pressure of Self-Consolidating Concrete on Formwork. A new model for lateral pressure determination. *Concrete International*, (July), pp.53–58.
- Gardner, N.J. & Ho, P.T.-J., 1979. Lateral Pressure of Fresh Concrete. *ACI Journal*. Title No. 76-35, pp.809–820.
- Gates, M. & Scarpa, A., 1978. Concreting and Formwork Logistics and Optimization. *Journal of the Construction Division ASCE*, 104(6), pp.219–240.
- Gettu, R., Gomes, C.P. & Bernad, C., 2001. Hormigones autocompactantes. Desarrollo y caracterización. *V Simposio sobre aditivos, adiciones y tratamientos especiales para hormigones y morteros. Madrid*.
- Ghafoori, N. & Diawara, H., 2010. Influence of temperature on fresh performance of self-consolidating concrete. *Construction and Building Materials*, 24, pp.946–955.
- Giammatteo, M.M., Gregori, A. & Totani, G., 2007. In-situ measurement of formwork pressures generated by Self-Compacting Concrete.

- Computational Methods and Experimental Measurements XIII*, pp.851–860.
- Gomes, P.C.C. et al., 2002. Diseño de hormigones autocompactables de alta resistencia, Procedimiento para su dosificación y métodos de caracterización. *Cemento - Hormigón*, 832, pp.30–42.
- Gomes, P.C.C., 2002. Optimización y caracterización del hormigón autocompactante de alta resistencia. *Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.*
- Graubner, C.-A. et al., 2012. Formwork pressure induced by highly flowable concretes - Design approach and transfer into practice. *Structural Concrete*, 13(1), pp.51–60.
- Gregori, A. et al., 2008. Experimental Simulation of Self-Consolidating Concrete Formwork Pressure. *ACI Materials Journal*, 105(1), pp.97–105.
- Gutiérrez de López, L., 2003. El concreto y otros materiales para la construcción. *ISBN 958-9322-82-4.*
- Hameed, M.A., 2005. A study of mix design and durability of self-compacting concrete. *Master Thesis. Master of Science in Civil Engineering. King Fahd University of Petroleum & Minerals.*
- Hanna, A.S. & Senouci, A.B., 1997. Material Cost Minimization Wall Forms. *Building and Environment*, 32(1), pp.57–67.
- Harmsen, T., 2002. Diseño de estructuras de concreto armado.
- Harrison, T.A., 1995. Formwork striking times. Criteria, prediction and methods assessment. *CIRIA Report 136.*
- Harrison, T.A., 1988. Formwork Striking Times. Methods of assessments. *Constructions and Building Materials*, 2(1), pp.47–49.
- Harrison, T.A., 1975. Mechanical damage to concrete by early removal of formwork. *Cement and Concrete Association. Technical Report N°42.505.*
- Harrison, T.A., 1983. Pressure on vertical formwork when concrete is placed in wide sections. *Cement and Concrete Association, Research Report 22.*
- Harrison, T.A., 1977. Tables of minimum striking times for soffit and vertical formwork. *CIRIA Report.*
- De Holanda, D., 2006. Contribucao ao Estudo de Propriedades do Concreto Auto-Adensavel Visando sua Aplicacao em Elementos Estruturais. *Master Thesis. Programa Pos-Graduacao em Engenharia Civil - PPGEC. Departamento de Engenharia Estrutural - EES. Centro de Tecnologia - CTEC. Universidade Federal de Halagaos - UFAL. Maceió.*
- Holschmacher, K. & Klug, Y., 2002. A Database for the Evaluation of Hardened Properties of SCC. *LACER*, 7, pp.123–134.

- Hostalet Alba, F., 1994. Situación actual de las técnicas de ensayo no destructivo del hormigón. *INTEMAC. Informes de la Construcción. Publicación del Instituto Eduardo Torroja -CSIC*, 46(433), pp.19-31.
- Hu, C. et al., 1996. Validation of BTRHEOM, the new rheometer for soft-to-fluid concrete. *Materials and structures*, 29(December), pp.620-631.
- Hurd, M.K., 2005. Formwork for concrete. *American Concrete Institute*.
- Hurst, M.P., 1983. Formwork. *Published by Addison-Wesley Longman Ltd, United Kingdom*.
- Janssen, H., 1895. Versuch über Getreidedruck in SillozeUen. *VDI Zeitschrift*, 39, pp.1045-1049.
- Jawed, I., Skalny, J. & Young, J.F., 1983. Hydration of Portland Cement. *Structure and Performance of Cements, Applied Science Publishers LTD.*, pp.237-317.
- Jimenez Montoya, P., Garcia Meseguer, A. & Moran Cabre, F., 1991. *Hormigón Armado*, Gustavo Gili.
- Khayat, K.H. et al., 2005. Effect of section width and casting rate on variations of formwork pressure of self-consolidating concrete. *Materials and Structures*, 38, pp.73-78.
- Khayat, K.H., 2009. Formwork pressure of Self-consolidating concrete in full-scale elements. *Report to Université de Sherbooke. CTLGroup Project. N° 186150*.
- Khayat, K.H. & Assaad, J.J., 2006. Effect of w/cm and High-Range Water-Reducing Admixture on Formwork Pressure and Thixotropy of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 103(3), pp.186-193.
- Khayat, K.H. & Assaad, J.J., 2007. Measurement systems for determining formwork pressure of highly-flowable concrete. *Materials and Structures*, 41, pp.37-46.
- Khayat, K.H. & Assaad, J.J., 2005. Use of Rheological Properties of SCC to Predict Formwork Pressure. *North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the 4' International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, pp.671-677.
- Khayat, K.H. & Assaad, J.J., 2008. Use of Thixotropy-Enhancing Agent to Reduce Formwork Pressure Exerted by Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 105(1), pp.88-96.
- Khayat, K.H., Assaad, J.J. & Daczko, J., 2004. Comparison of Field- Oriented Test Methods to Assess Dynamic Stability of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 101(2), pp.168-176.

- Khayat, K.H., Hu, C. & Monty, H., 1999. Stability of Self-Consolidating Concrete, Advantages and Potencial Applications. *1er International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*. 1999. Stockholm. *Proceedings RILEM Publications.*, pp.143-152.
- Khayat, K.H. & Omran, A.F., 2009a. Evaluation of SCC Formwork Pressure. *Concrete InFocus*, pp.16-21.
- Khayat, K.H. & Omran, A.F., 2009b. State-of-The Art Review of Form Pressure Exerted by Self-Consolidating Concrete. *Final Report to the Ready-Mix Concrete Research Foundation. American Concrete Institute - Concrete Research and Education Foundation on Self-Consolidating Concrete. Université de Sherbrooke.*
- Khayat, K.H., Omran, A.F. & Pavate, T.V., 2010. Inclined Plane Test to Evaluate Structural Buildup at Rest of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 107(5), pp.515-522.
- Khayat, K.H., Saric-Coric, M. & Liotta, F., 2002. Influence of Thixotropy on Stability Characteristics of Cement Grout and Concrete. *ACI Materials Journal*, 99(3), pp.234-241.
- Kim, J. et al., 2011. Simple Analytical Model for Formwork Design of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 108(1), pp.38-45.
- Kim, J.H., Beacraft, M. & Shah, S.P., 2010. Effect of mineral admixtures on formwork pressure of self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Composites*, 32, pp.665-671.
- Kim, J.H., Noemi, N. & Shah, S.P., 2012. Effect of powder materials on the rheology and formwork pressure of self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Composites*, 34, pp.746-753.
- Kirk Gregory, R., 1996. Concrete Formwork. *Handbook of temporary structures in construction. Cap 14. Mc Graw - Hill Book Company.*
- Koehler, E. & Fowler, D.W., 2007. Aggregates in Self-Consolidating Concrete. *Aggregates Foundation for Technology, Research and Education (AFTRE), International Center for Aggregates Research (ICAR). University of Texas at Austin.*
- Koehler, E.P. et al., 2007. Field Measurements of SCC rheology and formwork pressures. *Proceedings of SCC 2007, Ghent, Belgium*, pp.1-6.
- Kopczynski, C., 2008. Formwork Efficiencies. *Concrete International*, pp.41-43.
- Kwon, H. et al., 2010. Intrinsic Model to Predict Formwork Pressure. *ACI Materials Journal*, 107(1), pp.20-26.
- Kwon, S.H. et al., 2011. Effect of wall friction on variation of formwork pressure over time in self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Research*,

41(1), pp.90-101.

- Kwon, S.H., Kim, J.H. & Shah, S.P., 2012. Development and Applications of the Intrinsic Model for Formwork Pressure of Self-Consolidating Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), pp.31-40.
- Lapasin, R., Longo, V. & Rajgelj, S., 1983. The Phenomenological Description of the Thixotropic Behaviour of Fresh Cement Pastes. *Rheologica Acta*, 22(4), pp.410-416.
- De Larrard, F. et al., 1997. A New Rheometer for Soft-to-Fluid Fresh Concrete. *ACI Materials Journal*, 94(3), pp.234-243.
- De Larrard, F. & Ferraris, C.F., 1998. Rhéologie du béton frais remainé III - L'essai au cône d'Abrams modifié. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, pp.53-60.
- Leemann, A. & Hoffmann, C., 2003. Pressure of Self-Compacting Concrete on the formwork. *EMPA Activities 2003. Report on technical and scientific activities. Materials and Systems for Civil Engineering.*, pp.44-45.
- Leemann, A., Hoffmann, C. & Winnefeld, F., 2006. Pressure of Concrete on Formwork. *Concrete International*, (February), pp.27-31.
- Lew, H. & Richard, T., 1978. Mechanical properties of concrete at early ages. *Journal of the American Concrete Institute*, 75(10), p.1978.
- Lew, H.S. & Reichard, T.W., 1978. Prediction of Strength of Concrete from Maturity. *Accelerated Strength Testing. American Concrete Institute*, pp.229-248.
- Maeder, U., Wombacher, F. & Lichtsteiner, F., 1997. Thixotropic Agents for Cementitious Materials. *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete. Proceedings of the Fifth CANMET/ACI International Conference*, pp.185-198.
- Di Maio, A., Giaccio, G. & Zerbino, R., 1996. Break-Off Test for High-Strength Concrete. *ASTM Journal Cement, Concrete and Aggregates*, 18(1), pp.15-18.
- Malhorta, V.M., 1971. Maturity Concept and the Estimation of Concrete Strength. *Information Circular IC 277, Department of Energy Mines Resources (Canada), November.*, p.43.
- Marí, I. & Serrá, M., 1995. Criterios para la determinacion de plazos de desencofrado en estructuras de hormigón armado solicitadas a flexión. *Hormigón y Acero*.
- Mata, L., 2004. Implementation of Self-Consolidating Concrete (SCC) for Prestressed Concrete Girders. *Master Thesis. Master of Science in Civil Engineering. Department of Civil, Construction and Environmental Engineering. North Carolina State University. Raleigh, North Carolina, U.S.A.*

- McCarthy, M.J. et al., 2012. Influence of self-compacting concrete on the lateral pressure on formwork. *Structures and Buildings.*, 165(SB3), pp.127-138.
- McIntosh, J., 1949. Electrical curing of concrete. *Magazine of Concrete Research*, (1), pp.21-28.
- Mehta, P.K.K., 1987. Pozzolanic and Cementitious By-Products as Mineral Admixtures for Concrete - A critical Review. *Proceedings of the First ACI/CANMET. International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Other Mineral By-Products in Concrete, Montebello, Canada, Vol. 1, ACI SP-79.*
- Mindess, S., Young, J.F. & Darwin, D., 2003. Concrete. *Publisher: Prentice Hall, Pearson Education, Inc. Upper Saddle River, NJ 07458, U.S.A., p.644.*
- Morón Sánchez, G., 2011. Comparación de dos hormigones, vibrado y autocompactante, mediante el estudio de sus propiedades reológicas, tecnológicas y de durabilidad. *Tesis fin de Master. Universidad Politécnica de Madrid Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.*
- Murdock, L.J. & Blackledge, G.F., 1968. Chapter 16. In *Concrete Materials and Practice*. London: Edward Arnold Publishers, pp. 226-251.
- Naik, T., Salameh, Z. & Hassaballah, A., 1988. Evaluation of In-Place Strength of Concrete By The Break-Off Method. *University of Wisconsin - Milwaukee.*
- Naik, T.R., 1990. The Break-Off Test Method. *Department of Civil Engineering and Mechanics College of Engineering and Applied Science. The University of Wisconsin - Milwaukee. Report No. CBU-1990-02.*
- Neville, A.M., 1995. Properties of Concrete (Fourth Edition). *Longman Scientific & Technical Ltd. 1995. ISBN 0-582-23070-5.*
- Nurse, R.W., 1949. Steam Curing of Concrete. *Magazine of Concrete Research*, 1(2), pp.79-88.
- Okamura, H., 1997. Self compacting high performance concrete. *Concrete International*, (July), pp.50-54.
- Okamura, H. & Ouchi, M., 2003. Self-Compacting Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(1), pp.5-15.
- Okamura, H. & Ozawa, K., 1995. Mix-design for self-compacting concrete. *Concrete Library of Japan Society of Civil Engineering (JSCE)*, 25, pp.107-120.
- Okamura, H., Ozawa, K. & Ouchi, M., 2000. Self-Compacting Concrete. *Journal of Advance Technology*, 1(1), pp.3-17.
- Omran, A.F., Elaguab, Y.M. & Khayat, K.H., 2014. Effect of placement characteristics on SCC lateral pressure variations. *Construction and Building Materials*, 66, pp.507-514.

- Omran, A.F. & Khayat, K.H., 2014. Choice of thixotropic index to evaluate formwork pressure characteristics of self-consolidating concrete. *Cement and Concrete Research*, 63, pp.89-97.
- Omran, A.F., Khayat, K.H. & Elaguab, Y.M., 2012. Effect of SCC Mixture Composition on Thixotropy and Formwork Pressure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(7), pp.876-888.
- Omran, A.F., Naji, S. & Khayat, K.H., 2011. Portable Vane Test to Assess Structural Buildup at Rest of Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, 108(6), pp.628-637.
- Ovarlez, G. & Roussel, N., 2006. A Physical Model for the Prediction of Lateral Stress Exerted by Self-Compacting Concrete on Formwork. *Materials and Structures*, 39(2), pp.269-279.
- Pallett, P., 2009. Concrete groups for formwork pressure determination. *CONCRETE*, pp.44-46.
- Pera, J., Husson, S. & Guilhot, B., 1999. Influence of finely ground limestone on cement hydration. *Cement and Concrete Composites*, 21, pp.99-105.
- Perrot, A. et al., 2009. SCC formwork pressure: Influence of steel rebars. *Cement and Concrete Research*, 39(6), pp.524-528.
- Phung, Q.T., Kwon, S.H. & Park, H.Y., 2010. Experimental Study on Effect of Wall Friction on Formwork Pressure Exerted by Self-Consolidating Concrete. *6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and 4th North American Conference on the Design and Use of SCC*, pp.473-474.
- Poppe, A.M. & De Schutter, G., 2003. Effect of limestone filler on the cement hydration in SCC. *Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, RILEM Proceedings pro033.*, pp.558-566.
- Post, N.M., 1999. Climbing the walls. Pressure over admixtures and formwork boulds to head. *SPECIAL REPORT FORMWORK*, pp.46-50.
- Proske, T., 2007. Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton. Ein wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung der Einwirkungen auf Schalung und Rüstung. *Doctoral Thesis*.
- Proske, T. & Graubner, C.-A., 2007. Pressure on formwork using SCC - experimental studies and modelling. *5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*.
- Proske, T. & Graubner, C.-A., 2002. -Self-Compacting Concrete - Pressure on formwork and ability to deaerate. *Darmstadt Concrete*.
- Pucinotti, R., 2015. Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete. *Construction and Building Materials*, 75, pp.331-341.

- RC-08, 2008. Instrucción para la recepción de cementos.
- Ritchie, A.G.B., 1962. The triaxial testing for fresh concrete. *Magazine of Concrete Research*, 14(40), pp.37-42.
- Rocco, C. et al., 2001. Modelización del ensayo Break-off mediante el modelo de fisura cohesiva. *Anales de Mecánica de la fractura*, Vol. 18, pp.197-203.
- Roncero, J., Corradi, M. & Khurana, R.S., 2007. New admixture-system for low-fines self-compacting concrete. *Fifth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (Ghent, Bélgica)*, pp.875-880.
- Roussel, N., 2006. A thixotropy model for fresh fluid concretes: Theory, validation and applications. *Cement and Concrete Research*, 36(10), pp.1797-1806.
- Roussel, N., 2007. Rheology of fresh concrete: from measurements to predictions of casting processes. *Materials and Structures*, 40(10), pp.1001-1012.
- Rudeli, N., 2014. Determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón armado: Desarrollo de una metodología y análisis experimental. *Tesis de Maestría. Universidad de Montevideo*.
- Rudeli, N., Santilli, A. & Arrambide, F., 2015. Striking of vertical concrete elements: An analysis using the maturity method. *Engineering Structures*, 95, pp.40-48.
- Sakai, E. & Daimon, M., 1995. Mechanisms of superplasticification. *Materials Science of Concrete*, 4, pp.91-113.
- Santilli, A., 2010. Empuje lateral del hormigón fresco sobre elementos de encofrado vertical: estudio experimental y desarrollo de un modelo empírico. *Tesis Doctoral. Universidad de Navarra. Escuela Superior de Ingenieros*.
- Santilli, A. & Puente, I., 2013. An empirical model to predict fresh concrete lateral pressure. *Construction and Building Materials*, 47, pp.379-388.
- Santilli, A., Puente, I. & Lopez, A., 2009. Rate of placement discussion for the validation of experimental models of fresh concrete lateral pressure in columns. *Construction and Building Materials*, 24(6), pp.934-945.
- Santilli, A., Puente, I. & Tanco, M., 2011. A factorial design study to determine the significant parameters of fresh concrete lateral pressure and initial rate of pressure decay. *Construction and Building Materials*, 25(4), pp.1946-1955.
- Saul, A.G.A., 1951. Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure. *Magazine of Concrete Research*, 2(6), pp.127-140.
- Sedran, T., 1995. Les Betons Autonivelants. Synthèse Bibliographique. *Bulletin*

- de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (196), pp.53–60.
- Sohn, D. & Johnson, D.L., 2002. Hardening Process of Cement-based Materials Monitored by the Instrumented Penetration Test. Part 1: Neat Cement Paste and Mortar. *Cement and Concrete Research*, 32(4), pp.557–563.
- Su, J.K. et al., 2002. Effect of sand ratio on the elastic modulus of self-compacting concrete. *Journal of Marine Science and Technology*, 10(1), pp.8–13.
- Tattersall, G.H. & Bloomer, S.J., 1979. Further development of the two-point test for workability and extension of its range. *Magazine of Concrete Research*, 31(109), pp.202–210.
- Tattersall, G.H. & Dimond, C.R., 1977. Discussion on papers published in the Magazine of Concrete Research Volume 28, Number 97: December 1976. Influence of aggregate volume concentration upon the workability of concrete and some predictions from the viscosity-elasticity analogy. *Magazine of Concrete Research*, 29(101), pp.225–232.
- Tchamba, J.C. et al., 2008. Lateral stress exerted by fresh cement paste on formwork: Laboratory experiments. *Cement and Concrete Research*, 38(4), pp.459–466.
- Tejeda-Dominguez, F., Lange, D. & D'Ambrosia, M., 2005. Formwork pressure of Self-Consolidating Concrete in tall wall field applications. *Journal of the Transportation Research Board*, (1914), pp.1–7.
- Tomsett, H.N., 1981. Non-destructive testing of in situ concrete structures. *NDT International*, 14(6), pp.315–320.
- Torroja, E., 1961. Instrucción H.A.61. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento (IETCC).
- UNE-EN 12350-10, 2011. Ensayos de hormigón fresco. Parte 10: Hormigón autocompactante. Método de la caja en L. AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 12350-12, 2011. Ensayos de hormigón fresco - Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés. AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 12350-2, 2009. Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento. AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 12350-8, 2011. Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento. AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 12350-9, 2011. Ensayos de hormigón fresco. Parte 9: Hormigón autocompactante. Ensayo del embudo en V. AENOR Asociación Española de

Normalización y Certificación.

- UNE-EN 12390-1, 2013. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 1: Forma, dimensiones y otras características de las probetas y moldes. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12390-2, 2009. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12390-3, 2009. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12504-1, 2009. Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 1: Testigos Extracción, examen y ensayo a compresión. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12504-2, 2013. Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2: Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12504-4, 2006. Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 4: Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 12620, 2009. Áridos para hormigón. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 197-1, 2011. Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes. *AENOR. Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 206-1, 2008. Hormigón: Parte 1. Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- UNE-EN 934-2, 2012. Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Parte 2: Aditivos para hormigones. Definiciones, requisitos, conformidad, marcado y etiquetado. *AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.*
- Vanhove, Y. et al., 2012. Study of self consolidating concretes stability during their placement. *Construction and Building Materials*, 35, pp.101–108.
- Vanhove, Y. & Djelal, C., 2002. Formwork pressures with self-compacting concrete. *Concrete. London. Concrete Society. "The world's knowledge"*, 36(6), pp.22–23.
- Vanhove, Y., Djelal, C. & Magnin, A., 2004. Prediction of the lateral pressure exerted by Self-Compacting Concrete on formwork. *Magazine of Concrete*

Research, 56(1), pp.55-62.

Vié, D., Durot, M. & Poineau, D., 1997. Poussée du béton fluidifié. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, (No. 3), pp.19-30.

Wallevik, J.E., 2006. Relationship between the Bingham parameters and slump. *Cement and Concrete Research*, 36(7), pp.1214-1221.