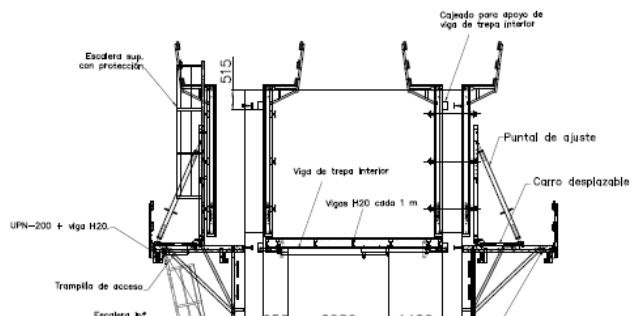
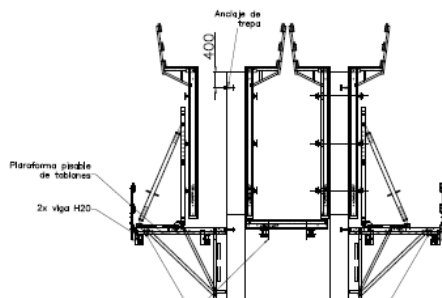




# ESTUDIO DE CRITERIOS DE DISEÑO Y CÁLCULO DE ENCOFRADOS DE ELEMENTOS VERTICALES. APLICACIÓN A VARIAS ESTRUCTURAS.



## Trabajo final de grado

*Titulación:* Grado en Obras Públicas

*Curso:* 2014/15

*Autor:* Pedro José Lorenzo Plumed

*Tutor:* Carlos Miguel Gisbert Domènech

*Valencia, Septiembre de 2015*



A mi padre,  
a mi señora madre,  
a mi compañera y esposa,  
a mis hijos,  
a mis amigos,  
.....enemigos no tengo.





# Índice

---

1. Introducción .....	1
2. Bases de proyecto .....	5
2.1. Bases de cálculo. Eurocódigos .....	7
2.1.1 Método de los Estados Límite .....	7
2.1.2 Estados Límite Últimos .....	8
2.1.2.1 ELU Equilibrio .....	8
2.1.2.2 ELU Solicitaciones Normales .....	9
2.1.3 Estado Límite de Servicio .....	10
2.1.3.1 ELS Deformaciones .....	10
2.1.4 Acciones .....	11
2.1.4.1 Valores característicos de las acciones .....	11
2.1.4.2 Valores de cálculo de las acciones .....	14
2.1.5 Propiedades resistentes de los materiales .....	15
2.1.5.1 Valores característicos .....	15
2.1.5.2 Valores de Cálculo .....	15
2.1.6 Resumen y aplicación práctica del método de los estados límite al cálculo de encofrados .....	16
2.2. La importancia de la presión de hormigonado como factor más limitativo en el diseño de encofrados. La norma DIN 18.218. ....	19
2.2.1 Modelo teórico de distribución de presiones de hormigón fresco .....	20
2.2.2 Factores que influyen en el valor de la máxima presión del hormigón fresco .....	20
2.2.2.1 Altura de hormigonado y procedimiento de llenado .....	20
2.2.2.2 Velocidad de llenado .....	21
2.2.2.3 Consistencia del hormigón .....	22
2.2.2.4 Tiempo de fin de fraguado .....	25
2.2.2.4.1 Temperatura del hormigón fresco, temperatura ambiente .....	26
2.2.2.4.2 Tipo y dosificación de cemento, relación agua-cemento, aditivos y adiciones .....	26
2.2.2.4.3 Aditivos .....	26
2.2.2.5 Peso específico del hormigón .....	27
2.2.2.6 Proceso de compactación .....	27
2.2.2.7 Armaduras .....	27
2.2.3 Cálculo de la presión de hormigón fresco. La norma DIN 18218:2010-01 .....	28
2.2.3.1 Ámbito de aplicación .....	28
2.2.3.2 Presión de hormigón fresco .....	28
2.2.3.3 Cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$ .....	30
2.2.3.4 Influencia de la temperatura .....	33
2.2.3.5 Influencia del procedimiento de llenado .....	33

2.2.3.6	Influencia del peso específico del hormigón.....	33
2.2.3.7	Influencia del proceso de compactación.....	34
2.2.3.8	Influencia de aditivos y dosificación del hormigón .....	34
2.2.3.9	Influencia de los elementos fuertemente armados.....	35
2.2.4	Diagramas simplificados .....	35
2.2.5	El cálculo de la presión de hormigonado con datos de consistencia según EHE-08 .....	41
2.2.6	Orden de magnitud .....	44
2.3.	Encofrados verticales.....	45
2.3.1	Tipologías y elementos constitutivos.....	45
2.3.1.1	Encofrados de marco.....	45
2.3.1.2	Encofrados de vigas y correas.....	47
2.3.2	El muro encofrado a dos caras, anclajes.....	50
2.3.3	Criterios para el reparto racional de elementos modulares para el encofrado de alzados.....	52
2.3.4	Muros de planta circular.....	55
2.3.5	Diseño y cálculo.....	61
2.3.5.1	El caso de los encofrados de marco.....	61
2.3.5.2	El caso de los encofrados de vigas y rieles.....	66
2.3.5.3	El caso de los encofrados circulares.....	68
2.3.5.4	Elementos de estabilización para encofrados verticales.....	69
2.4.	El caso particular de los muros ejecutados a una cara. El problema de las grandes presiones.....	73
2.4.1	La resultante de presiones.....	73
2.4.2	Sistemas de Soporte.....	73
2.4.3	Sistema de anclaje.....	75
2.4.4	Diseño y cálculo de anclajes.....	77
2.4.5	Estabilidad frente deslizamiento y vuelco.....	78
2.4.6	Orden de magnitud.....	79
2.5.	Sistemas de trepa para muros de grandes alturas.....	81
2.5.1	Sistemas de trepa.....	83
2.5.1.1	Plataformas ligeras de trepa con grúa.....	83
2.5.1.2	Plataformas de trepa con grúa.....	84
2.5.1.3	Plataformas de trepa guiada con grúa.....	86
2.5.1.4	Sistemas de Autotrepa.....	87
2.5.1.5	Vigas trepantes.....	88
2.5.2	La influencia del viento en la configuración del sistema.....	90
2.5.2.1	Situación 1.....	91
2.5.2.2	Situación 2.....	93
2.5.2.3	Situación 3.....	94
2.5.3	Orden de magnitud.....	95

2.6.El caso particular de los encofrados trepantes a una cara.....	97
2.6.1 Las ménsulas de trepa para presas.....	98
2.6.2 El dimensionamiento del sistema. Cálculo de anclajes.....	102
2.6.3 Orden de magnitud.....	105
2.7.Los forros, acabado superficial y estética.....	109
2.7.1 Exigencias estéticas.....	110
2.7.2 Factores estéticos y factores de influencia.....	111
2.7.2.1 Tipo, composición y características del hormigón fresco.....	113
2.7.2.2 Trabajos de vertido, compactación y curado.....	114
2.7.2.3 Condiciones ambientales.....	116
2.7.2.4 Tratamientos superficiales.....	117
2.7.2.5 Geometría, cuantías de armado y recubrimientos.....	118
2.7.2.6 Desencofrante y el procedimiento de aplicación.....	120
2.7.2.7 Influencia de las características del encofrado en la aparición de defectos superficiales.....	128
2.7.2.8 Uso de berenjenos y buena práctica en el encofrado....	112
2.7.3 Los forros y su influencia en el color y la textura.....	131
2.7.3.1 Influencia en el color y la textura. Forros absorbentes y forros no absorbentes.....	131
2.7.3.2 Forros absorbentes. Tipos, características técnicas y estéticas. La madera natural.....	132
2.7.3.3 Forros no absorbentes. Tipos, características técnicas y estéticas.....	136
2.7.3.3.1 Forros de tablero contrachapado en encofrados de marco y encofrados de vigas.....	137
2.7.3.3.2 Forros de chapa de acero en encofrados de marco.....	138
2.7.3.3.3 Forros de materiales plásticos en encofrados de marco.....	139
2.7.3.3.4 Tableros tricapa con recubrimiento en encofrados de vigas y rieles.....	141
2.7.4 Vida útil y buenas prácticas.....	143
2.7.5 La compartimentación visual y su influencia en el aspecto de los paramentos.....	143
3. Aplicaciones prácticas.....	149
3.1.Muro de contención a una cara con altura y sección variables. ....	151
3.1.1 Descripción de la estructura a encofrar.....	151
3.1.2 Análisis de los condicionantes particulares de la obra.....	151
3.1.3 Evaluación y elección del sistema idóneo para resolver el problema planteado.....	152
3.1.4 Justificación y cálculo del sistema empleado.....	155
3.1.4.1 Elección de los elementos de encofrado de marco modulares y la forma de colocarlos.....	155
3.1.4.2 Ancho de influencia de velas soporte y configuración de anclajes.....	156

3.1.4.3 Ancho de influencia de ménsulas de trepa a una cara y configuración de anclajes.....	162
3.1.4.4 Plataforma de trabajo de las ménsulas de trepa.....	164
3.1.5 Resolución de un incidente sobrevenido .....	169
3.1.5.1 Cálculo de la velocidad de hormigonado.....	169
3.2 Pilas de viaducto con encofrado trepante.....	173
3.2.1 Descripción de la estructura a encofrar.....	173
3.2.2 Análisis de los condicionantes particulares de la obra.....	173
3.2.3 Evaluación y elección del sistema idóneo para resolver el problema planteado.....	174
3.2.4 Justificación y cálculo del sistema empleado.....	180
3.2.4.1 Elementos del encofrado. Forro.....	183
3.2.4.2 Elementos del encofrado. Vigas de madera.....	185
3.2.4.3 Elementos del encofrado. Rieles de acero.....	187
3.2.4.4 Encofrado de macizado.....	198
3.2.4.5 Elementos de trepa exterior. Plataformas de trabajo....	201
3.2.4.6 Elementos de trepa interior. Vigas de madera y viga telescópica de trepa.....	214
3.2.5 Resolución de un cambio en la definición del hormigón y la forma de puesta en obra.....	219
4. Anejos.....	231
4.1 Bibliografía.....	233
4.2 Planos.....	239

Muro de contención a una cara N-420 PK341+110 a PK 341+182	
nº plano	Título
1.01	Definición geométrica de alzados.
1.02	Encofrado a una cara de muro de hasta 5,00 m de altura.
1.03	Encofrado a una cara de muro de hasta 7,35 m de altura. Primera tongada.
1.04	Encofrado a una cara de muro de hasta 7,35 m de altura. Primera tongada. Trepas.
1.05	Replanteo de anclajes perdidos para velas soporte.
1.06	Alzado de muro. Reparto de huella de encofrado.

Pilas viaducto nº 1 N-420 PK341+432 a PK 341+834	
nº plano	Título
2.01	Definición geométrica de pilas.
2.02	Encofrado de arranque y trepa.
2.03	Encofrado de macizado.
2.04	Distribución de ménsulas de trepa y configuración de plataformas de trabajo.
2.05	Fases de ejecución: arranque, trepa y macizado.
2.06	Alzados de pilas. Huella de juntas y anclajes.
2.07	Encofrado de arranque y trepa con HAC.
2.08	Alzados frontales y laterales de pilas con HAC. Huella de juntas y anclajes.

# 1. INTRODUCCIÓN



La naturaleza compleja del problema de la elección de un encofrado adecuado para la ejecución de una determinada estructura, requiere tener en consideración una serie de diferentes factores técnicos, económicos, estéticos, de seguridad, logísticos, entre otros.

Factores técnicos: Plan de obra, proceso constructivo, geometría de la estructura, disponibilidad de medios de elevación y capacidad de los mismos, características del hormigón, distancia entre juntas de hormigonado, tipo de esperas, entre otros.

Factores económicos: Plazo de ejecución, tipo de mano de obra (propia, subcontratada, experiencia), coste de la mano de obra, disponibilidad de material propio, posibilidad de compra o alquiler, cuantía de la inversión, condiciones de compra o alquiler, condiciones financieras.

Factores estéticos: Características del hormigón, exigencias de proyecto en cuestiones estéticas como color, textura, compartimentación de la superficie, reparto de orificios de barras de anclaje.

Factores de seguridad: Normativa vigente, características especiales de la obra, tipo de mano de obra (propia, subcontratada, experiencia).

Factores logísticos: Ubicación de la obra, accesos, necesidad de transporte interior, tamaño máximo de transporte, costes de transporte, número de puestas previstas, disponibilidad de material propio, posibilidad de compra o alquiler, hormigón elaborado en obra o en central, tiempo de transporte del hormigón, espacio disponible para premontaje en obra, plazo de entrega del suministrador de encofrado.

Otros factores: Ambientales (temperatura, humedad relativa, precipitaciones). Experiencia previa del constructor y sus preferencias.

Este TFG pretende, teniendo en cuenta los factores que influyen en la elección de un determinado sistema, y aplicando los conceptos, herramientas y métodos adecuados, definir una solución idónea para las necesidades de ejecución de diferentes tipos de estructuras.

En este trabajo se tienen en cuenta las directrices y normativas actualmente vigentes en Europa, la utilización de nuevos hormigones con nuevas características, y los sistemas de encofrado actualmente empleados en el mercado.

Se definirán las variables a tener en cuenta para la elección y/o diseño de encofrados adecuados para las obras objeto del trabajo, y los criterios de manejo de estas variables para el cálculo, diseño y/o elección de sistema. Deberá tenerse en cuenta la normativa específica para la obtención de dichas variables.





## 2. BASES DE PROYECTO



## 2.1 Bases de cálculo. Eurocódigos.

---

En Europa se ha desarrollado una serie de normas que afectan al sector de la construcción, conocidas como Eurocódigos (EC). Dichas normas se han desarrollado con el objetivo de proporcionar una base uniforme, válida para toda Europa, para la equiparación de las especificaciones de los productos, y la realización de cálculos. Los Eurocódigos son actualmente el conjunto de normativa más avanzado a nivel mundial en el sector de la construcción.

Las empresas más potentes del subsector del encofrado en Europa, que lo son también, por extensión y cultura de construcción con hormigón, del mundo, han incorporado desde un primer momento el uso de los Eurocódigos como base de las especificaciones de sus productos. Dada su condición de multinacionales, la incorporación de los Eurocódigos garantiza a estas empresas que sus productos tendrán una más fácil implantación en el mercado de todos los países europeos, en los que ellas están presentes, al manejarse la misma normativa en todos ellos. Así, determinadas empresas alemanas de productos de encofrado, que lideran el desarrollo tecnológico a nivel mundial en este campo, ya relegaron las normas DIN (Deutsche Industrie Normen) para incorporar los Eurocódigos como el estándar para el desarrollo y caracterización de sus productos.

En el presente trabajo se va a emplear el mismo criterio, aplicando los Eurocódigos, para el cálculo de encofrados con los sistemas elegidos.

### 2.1.1 Método de los Estados Límite

Se definen como estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura que forma el sistema de encofrado no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Por la propia naturaleza de las estructuras de los sistemas de encofrado, se deben considerar las situaciones de proyecto (montaje, transporte, colocación, proceso de hormigonado y proceso de desencofrado) como Transitorias.

Los Estados Límite se clasifican en Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio. En el cálculo de encofrados no tiene sentido tener en cuenta el caso de Estado Límite de Durabilidad al tratarse de estructuras provisionales.

## 2.1.2 Estados Límite Últimos

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todos aquellos que producen el fallo en la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. En el cálculo de los tipos de encofrados objeto del presente trabajo debemos considerar los debidos a:

La pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido;

El fallo por agotamiento de la resistencia de la estructura o de las secciones de los elementos estructurales que constituyen la misma; fallo por agotamiento de la resistencia de las uniones;

La pérdida de equilibrio de las estructuras de encofrado puede producirse por la acción del viento en las situaciones previa al hormigonado sobre los paramentos verticales del encofrado. Si se trata de encofrados a nivel del suelo debe evaluarse el equilibrio que proporcionan los elementos empleados para la sujeción y aplomado. En el caso de los encofrados trepantes, el equilibrio del conjunto encofrado y ménsulas de trepa.

El fallo por agotamiento de la resistencia de la estructura o de las secciones de los elementos estructurales o de los elementos de unión puede producirse por los esfuerzos a que se someten los elementos constituyentes del encofrado por las cargas durante el montaje, transporte, colocación y proceso de hormigonado. Debe evaluarse la resistencia de cada uno de los elementos que constituyen el sistema de encofrado. En el caso de encofrados trepantes, también debe evaluarse la resistencia de las ménsulas de trepa y los anclajes de las mismas bajo la acción del viento.

No consideraremos el fallo por pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella, o de algún o algunos elementos estructurales que constituyen la estructura, pues no se somete a los elementos estructurales de los encofrados objeto de estudio a esfuerzos axiales de compresión. Tampoco consideraremos el fallo por deterioro progresivo bajo la actuación de cargas repetidas, por la propia naturaleza provisional de la estructura del encofrado.

### 2.1.2.1 Estado límite último de equilibrio

Deberá comprobarse que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio de la estructura (vuelco, deslizamiento, etc.), aplicando los métodos de la mecánica racional y teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones.

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

$E_{d,estab}$	Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.	$E_{d,desestab}$	Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.
---------------	--	------------------	---

Finalmente, en la práctica, la comprobación del estado límite de se reducirá a la comprobación del estado límite de agotamiento de los elementos de sujeción y aplomado si se trata de encofrados a nivel del suelo, y de los anclajes y ménsulas en el caso de los encofrados trepantes, una vez establecidos los límites del equilibrio de la estructura frente a la acción del viento.

### **2.1.2.2 Estados Límite Último de agotamiento frente a solicitaciones normales y de agotamiento frente a cortante.**

La base del cálculo en estos Estados Limite Últimos será la comparación de los valores de cálculo de los efectos de las acciones con los valores de cálculo de la resistencia estructural. Tanto de los componentes estructurales de los encofrados como de sus elementos de unión.

$$E_d \leq R_d$$

**$E_d$**  *Valores de cálculo de los efectos ( $V_{E_d}, N_{E_d}, M_{E_d}$ ) producidos por una acción  $F_d$  en una determinada sección.*

**$R_d$**  *Valores de cálculo de la capacidad resistente de una sección ( $V_{R_d}, N_{R_d}, M_{R_d}$ ) producidos dependiendo de las características de los materiales.*

## 2.1.3 Estados Límite de Servicio

La denominación de Estados Límite de Servicio engloba todos aquellos para lo que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, comodidad o aspecto requeridos. No consideraremos los Estados Límite de Servicio por vibraciones, por deslizamiento en uniones con tornillos pretensados de alta resistencia, deformaciones transversales en paneles esbeltos ni por plastificaciones locales. En el cálculo de los tipos de encofrados objeto del presente trabajo únicamente consideraremos el estado límite de servicio de deformaciones por el efecto que una excesiva deformación del encofrado al someterse a la presión de hormigonado puede tener sobre el aspecto del hormigón.

### 2.1.3.1 Estado límite de servicio de deformaciones

En la comprobación del estado límite de servicio de deformaciones se debe satisfacer la condición:

$$C_d \geq E_d$$

$C_d$	Valor límite admisible para el estado límite a comprobar (deformaciones).	$E_d$	Valor de cálculo del efecto de las acciones.
-------	---	-------	--

## 2.1.4 Acciones

Por la propia naturaleza provisional de las estructuras de los encofrados, y las distintas fases de uso (montaje, transporte, colocación, proceso de hormigonado y proceso de desencofrado), las acciones a que están sometidos son de carácter directo (peso propio, viento, sobrecargas en las plataformas de trabajo y presión de hormigonado) y variables (no constantes en el tiempo).

### 2.1.4.1 Valores característicos de las acciones

El valor característico de una acción es su valor de referencia a efectos de proyecto. Para el cálculo de elementos de encofrado se tienen en cuenta el peso propio de los elementos que conforman el encofrado, el viento que incide sobre las superficies expuestas, las sobrecargas de uso en las plataformas de trabajo y presión de hormigonado, siendo esta acción la más limitativa por su magnitud y merecerá un capítulo específico en el presente trabajo. En encofrados verticales no tiene sentido hablar de la sobrecarga del hormigón como carga gravitatoria.

#### Cargas verticales. Peso propio.

Se emplearán los pesos de cada elemento que intervenga en la configuración del sistema de encofrado. Dichos pesos los proporciona el fabricante de los sistemas en sus catálogos.

De forma simplificada, se pueden tomar los datos que figuran en la norma EN 1991-1-1 (Acciones sobre las estructuras) o, más fidedignos, los valores de peso por unidad de superficie que proporcionan los fabricantes para cada uno de los sistemas, que normalmente están del lado de la seguridad para configuraciones típicas de los sistemas de encofrado que proporcionan. Como valores aproximados podemos emplear:

<b>0,5 kN/m<sup>2</sup></b>	<i>Encofrado de vigas para grandes superficies.</i>
<b>0,7 kN/m<sup>2</sup></b>	<i>Encofrado de marco pesado.</i>
<b>0,5 kN/m<sup>2</sup></b>	<i>Encofrado de marco ligero.</i>

#### Cargas verticales. Sobrecarga de hormigón.

Como se ha dicho anteriormente, no tiene sentido hablar de la sobrecarga del hormigón como carga gravitatoria. Aunque, si en casos especiales es necesario tenerla en cuenta, deberemos calcular, como lo establece la EN 12812, con una densidad de hormigón de 25 kN/m<sup>2</sup>.

En casos raros, con el empleo de hormigones aligerados u hormigones pesados, se emplearán los datos específicos de densidad del proyecto de construcción.

### Cargas verticales. Sobrecargas de uso en las plataformas de trabajo.

La norma EN 12812 (Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general.) establece que se debe asumir una sobrecarga de uso mínima de 0,75 kN/m<sup>2</sup> en todas las zonas de paso y todos los niveles de plataformas de trabajo o andamios. Dependiendo de los trabajos a desarrollar, puede ser necesario tener en cuenta valores superiores de la sobrecarga de uso. La norma EN 12811 (Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño general.) especifica las sobrecargas que se deben tener en cuenta en función de las siguientes clases.

**Service loads on scaffold levels (EN 12811)**

Load Class	Evenly distributed load q <sub>1</sub> kN/m <sup>2</sup>	Load concentrated on a 500x500mm area F <sub>1</sub> kN	Load concentrated on a 200x200mm area F <sub>2</sub> kN	Partial-area load	
				q <sub>2</sub> kN/m <sup>2</sup>	Partial area factor a <sub>p</sub> <sup>1)</sup>
1	0.75 <sup>2)</sup>	1.50	1.00	-	-
2	1.50	1.50	1.00	-	-
3	2.00	1.50	1.00	-	-
4	3.00	3.00	1.00	5.00	0.4
5	4.50	3.00	1.00	7.50	0.4
6	6.00	3.00	1.00	10.00	0.5

<sup>1)</sup> See EN12811-1 Point 6.2.2.4

<sup>2)</sup> See EN12811-1 Point 6.2.2.1

#### Practical examples of Load Classes

Load Class 2	Load Class 3	Load Class 4, 5, 6
For service and maintenance work, especially for cleaning operations on facades	e.g. for external rendering and stucco work, coating, pointing or repair work; as a reinforcement or pouring platform in reinforced-concrete construction work.	Normally for masonry and external rendering work, tiling and squared-stone facing work, and heavy site-erection work.
Only for work in which it is not necessary to store building materials or parts on the platform decking.	The materials and equipment stored on the platform decking may not be set down on the platform by lifting-appliances.	Building materials and parts may be set down on the platform by lifting-appliances and stored on the platform decking.
	Necessary precondition: When materials are stored on the platform decking, a clear access passage at least 0.20 m wide must be left free.	Necessary precondition: When materials are stored on the platform decking, a clear access passage at least 0.20 m wide must be left free.
Permitted service load: 1.5 kN/m <sup>2</sup> (150 kg/m <sup>2</sup> )	Permitted service load: 2.0 kN/m <sup>2</sup> (200 kg/m <sup>2</sup> )	Permitted service load Load Class 4   5   6 3.0 kN/m <sup>2</sup>   4.5 kN/m <sup>2</sup>   6.0 kN/m <sup>2</sup> (300 kg/m <sup>2</sup> )   (450 kg/m <sup>2</sup> )   (600 kg/m <sup>2</sup> ) plus partial-area load
	The actual load is made up of the weight of the stored material and of the persons on the platform. For each person, a weight of 100 kg must be assumed.	The actual load is made up of the weight of the stored material and of the persons on the platform. For each person, a weight of 100 kg must be assumed.



### Cargas horizontales. Sobrecargas de viento.

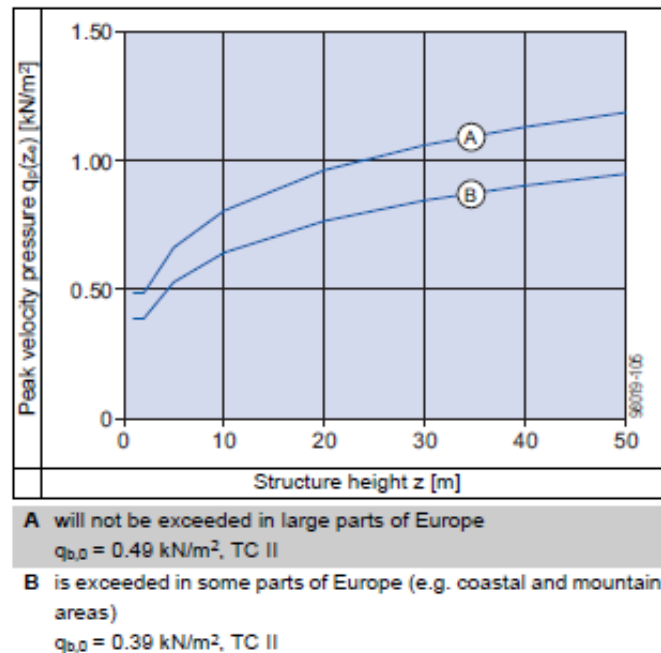
Se determinarán basándonos en la norma EN 1991-1-4 (Acciones. Viento) de la siguiente manera:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_p$$

$w_e$	Presión del viento sobre la superficie, en $kN/m^2$
$q_p$	Presión dinámica de viento, en $kN/m^2$ , en función de la altura sobre el suelo del punto considerado.
$(z_e)$	Altura sobre el suelo del punto considerado.
$c_p$	Coefficiente aerodinámico.

Método simplificado para determinar la presión dinámica de viento  $q_p$ :

Cuando no se tenga información sobre el viento que puede incidir sobre un encofrado, se puede obtener el valor de la presión dinámica de viento  $q_p$  a partir de la siguiente gráfica.



En cualquier caso, el valor de  $q_p$  no se tomará nunca menor de  $0,2 \text{ kN/m}^2$ .

El valor del coeficiente aerodinámico  $c_p$  es de 1,3 para encofrados planos.

### **Cargas horizontales. Sobrecargas horizontales sobre barandillas.**

Se considerará una carga puntual horizontal de 0,3 kN en la posición más desfavorable, tal como establece la EN 12811 (Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño general.).

### **Cargas horizontales. Presión de hormigonado.**

La presión de hormigonado será la acción que más va a limitar el dimensionamiento del encofrado en la fase de uso del proceso de hormigonado, fundamentalmente por su magnitud.

Debido a la importancia de esta acción, y a la diversidad de factores que intervienen en el cálculo del valor característico de la acción, dedicaré el punto 2.2 del trabajo exclusivamente a ello.

### **2.1.4.2 Valores de cálculo de las acciones**

Se define como valor de cálculo de una acción el obtenido como producto del valor característico por un coeficiente parcial para la acción:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f$$

<b>F<sub>d</sub></b>	Valor de cálculo de la acción F.
<b>F<sub>k</sub></b>	Valor de característico de la acción F.
<b>γ<sub>f</sub></b>	Coficiente parcial para la acción considerada.

### **Estados Límite últimos**

Como los tipos de acciones son variables y transitorias, el valor del coeficiente parcial será de 1,50 para las acciones desfavorables y 0,00 (nulo) para las favorables.

### **Estados Límite de Servicio**

Como los tipos de acciones son variables, el valor del coeficiente parcial será de 1,00 para las acciones desfavorables y 0,00 (nulo) para las favorables.

### **Combinación de acciones**

En el cálculo de encofrados de elementos verticales no cabe tener en cuenta los coeficientes  $\Psi_i$  de combinación de acciones, pues cada elemento estará sometido a una sola acción en cada fase de uso, como se verá más adelante.

## 2.1.5 Propiedades resistentes de los materiales

En los sistemas de encofrado que emplearemos en este trabajo se emplearán componentes de acero y de madera.

### 2.1.5.1 Valores característicos

Se emplearán como valores característicos  $R_k$  las propiedades de los materiales, los valores que indique el fabricante, en función del tipo de acero o madera que haya empleado para la fabricación de cada elemento (Acero en perfiles, aceros de alto límite elástico en anclajes, maderas naturales, laminadas, contrachapadas, etc...), validados por el organismo certificador correspondiente.

### 2.1.5.2 Valores de cálculo

Los valores de cálculo de las propiedades del acero  $R_d$  se obtienen dividiendo los valores característicos  $R_k$  por un coeficiente parcial para la resistencia  $\gamma_s$  de valor 1,1 según la norma EN 12812 (Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general.).

$$R_d = R_k / \gamma_s$$

Los valores de cálculo de las propiedades de la madera  $R_d$  se obtienen dividiendo los valores característicos  $R_k$  por un coeficiente parcial para la resistencia  $\gamma_t$  de valor 1,3 y multiplicando por factor de modificación  $k_{mod}$  de valor 0,9 en los casos que nos ocupan (únicamente para madera, para tener en cuenta la influencia de la humedad y la duración de la acción de la carga) según la norma EN 1995 (Estructuras de madera).

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_t}$$

## 2.1.6 Resumen y aplicación práctica del método de los estados límite al cálculo de encofrados.

El método de los estados límite exige que

$$E_d \leq R_d$$

**$E_d$**  Valores de cálculo de los efectos ( $V_{E_d}, N_{E_d}, M_{E_d}$ ) producidos por una acción  $F_d$  en una determinada sección.

**$R_d$**  Valores de cálculo de la capacidad resistente de una sección ( $V_{R_d}, N_{R_d}, M_{R_d}$ ) producidos dependiendo de las características de los materiales.

**$F_d$**  Valor de cálculo de la acción

$$\text{Acero: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_s}$$

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

$$\text{Madera: } R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_t}$$

( $F$  ..... Fuerza)

**$F_k$**  Valor característico de la acción (e.g. carga muerta, presión de hormigón, ...)

**$R_k$**  Valor característico de la resistencia (e.g. valor característico de la resistencia a compresión, ...)

**$\gamma_F$**  Coeficiente de seguridad parcial para la acción, (e.g. para carga muerta, para presión de hormigón, ...). Valores recogidos en la norma EN 12812.

**$\gamma_i$**  Coeficiente de seguridad parcial para los materiales ( $\gamma_s$  para el acero,  $\gamma_t$  para la madera, ...). Valores recogidos en la norma EN 12812.

**$k_{mod}$**  Factor de modificación (únicamente para madera, para tener en cuenta la influencia de la humedad y la duración de la acción de la carga)

Para facilitar la labor del usuario de los sistemas de encofrado, los fabricantes, en las especificaciones de sus productos, dan el valor característico de la carga máxima admisible  $F_{k,max}$  para cada uno de los componentes del sistema (e.g. Máxima presión de hormigón para encofrados de marco, momento máximo admisible para vigas, Carga máxima admisible para los ganchos de grúa, etc.). Estos valores característicos son de más sencilla obtención por parte del usuario del sistema (consultando valores en tablas o con sencillas operaciones), que de este modo no tiene que ocuparse de realizar otros

cálculos aplicando coeficientes de seguridad. El valor característico de la carga máxima admisible que figura en las especificaciones de los sistemas se obtiene de la siguiente forma:

$$F_d \leq R_d$$
$$\gamma_F \cdot F_k \leq \frac{R_k}{\gamma_i}$$
$$F_k \leq \frac{R_k}{\gamma_i \cdot \gamma_F} = F_{k,max}$$

De este modo, el problema del dimensionamiento se reduce a calcular con el valor de la carga máxima admisible  $F_{k,max}$  y el problema de comprobación se reduce a verificar que  $F_k \leq F_{k,max}$ .

Es necesario que cada uno de los elementos que conforman un sistema de encofrado sea capaz de soportar las cargas a que están sometidos en cada fase de uso. En cada una de las distintas fases de uso (montaje, transporte, colocación, proceso de hormigonado y proceso de desencofrado) serán unos componentes los decisivos a la hora de resistir los esfuerzos ELU y de deformarse dentro de los límites (ELS). En la siguiente tabla se recoge las fases de uso en las que los elementos que conforman un sistema están más solicitados, la acción que debe tenerse en cuenta en el cálculo y el tipo de esfuerzo que debe comprobarse, para los casos que posteriormente se resolverán.

<b>Elemento del sistema de encofrado.</b>	<b>Fase de uso en la que debe comprobarse su resistencia.</b>	<b>Acción a tener en cuenta en el cálculo.</b>	<b>Comprobación en ELU</b>	<b>Comprobación en ELS</b>
Ganchos elevación	Montaje, transporte y colocación.	Peso propio.	Tracción	
Codales elevación	Montaje, transporte y colocación.	Peso propio.	Compresión	
Elementos de unión en juntas horizontales entre elementos de encofrado	Montaje, transporte y colocación.	Peso propio.	Momento flector.	
Puntales y/o cables de sujeción y aplomado	Elementos colocados sin haber sido hormigonados.	Viento.	Compresión, Tracción.	
Plataformas de trabajo y hormigonado. Barandillas.	Fase de uso de las plataformas.	Sobrecarga de uso.	Momento, cortante.	
Ménsulas de trepa a dos caras y sus anclajes.	Elementos colocados sin haber sido hormigonados.	Viento.	Tracción y cortante en anclajes.	
Ménsulas de trepa a una cara y sus anclajes.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado y sobrecarga de uso.	Tracción y cortante en anclajes.	
Elementos de soporte de encofrado de muros a una cara y sus anclajes.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Tracción en anclajes. Cortante en perfil de anclaje.	
Elementos de encofrado modulares y sus anclajes.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Presión máxima admisible.	
Elementos de encofrado de vigas y sus anclajes.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Momentos y cortantes en vigas y correas metálicas. Tracción en anclajes.	Flechas en vigas y correas.
Elementos de unión en juntas verticales entre elementos de encofrado. Entorno de tapes y esquinas.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Tracción.	
Elementos de encofrado de tapes.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Momentos y cortantes en vigas y correas metálicas. Tracción en anclajes.	
Forros de encofrado.	Proceso de hormigonado.	Presión de hormigonado.	Momentos y cortantes.	Flechas.

## 2.2 La presión de hormigonado como factor más limitativo en el diseño de encofrados. La norma DIN 18.218.

---

Los nuevos procedimientos de construcción exigen cada vez mejores características de docilidad al hormigón fresco. Sobre todo por el auge del empleo de hormigones bombeados y la aparición en el mercado del hormigón autocompactante (HAC) (o Self Compacting Concrete, SCC). Estas exigencias se satisfacen recurriendo a nuevas dosificaciones, especialmente con el uso de aditivos de cada vez mayor eficacia. También los medios de puesta en obra del hormigón han experimentado grandes avances, con equipos de bombeo de mayor capacidad y rendimiento, acortándose los tiempos de vertido.

Los ingenieros responsables de las obras deben ser conocedores de las características del hormigón fresco resultantes de estas evoluciones tecnológicas y poner en práctica en obra los medios adecuados para estas nuevas características del hormigón fresco, en aras de la seguridad y de una correcta ejecución de las obras.

En las obras más usuales, especialmente en edificación, en las que raramente se superan alturas de hormigonado de 3,30 m en muros y pilares, el empleo de hormigones muy trabajables no supone un problema, pues los sistemas de encofrado más usuales soportan presiones de hormigonado de 70 a 80 kN/m<sup>2</sup> en condiciones de absoluta seguridad. Sin embargo, para alturas superiores, la presión del hormigón fresco puede tomar valores muy superiores en función de una gran cantidad de factores.

El empuje del hormigón fresco es el factor más limitativo para el dimensionamiento de encofrados verticales, por la magnitud de los esfuerzos a que los somete. El problema del cálculo del empuje del hormigón fresco sobre los encofrados verticales es complejo, debido a que hay una gran cantidad de factores que influyen en el los valores que alcanza.

Para realizar los cálculos encaminados al dimensionamiento de un encofrado que sea capaz de soportar los esfuerzos a que va a estar sometido, es necesario conocer la distribución de presiones a que estará sometido cuando se utilice.

## 2.2.1 Modelo de distribución de presiones de hormigón fresco

La modelización más extendida para la distribución de la presión de hormigón fresco sobre una pared vertical es la de suponer que las presiones de hormigón aumentan de forma lineal con la profundidad a modo de presión hidrostática.

Sin embargo, debido a que el hormigón tiene un ángulo de rozamiento interno, el aumento de la presión no será estrictamente el hidrostático, sino que será menor en función de dicho ángulo. En la práctica no se manejan valores de ángulo de rozamiento interno, sino que se habla de consistencia del hormigón.

Esta ley será análoga a la hidrostática hasta alcanzar un valor máximo a una profundidad determinada, a partir del cual la ley será más o menos constante. Esto es debido a que el hormigón sufre un proceso de fraguado y pasa durante el tiempo de fraguado de un estado semilíquido a un estado sólido de forma gradual. Dicha profundidad depende principalmente del tiempo de fraguado y de la velocidad de vertido. A partir de la dicha profundidad la presión se mantendrá constante. Esta modelización es también la empleada por la norma DIN 18218:2010-01, cuya aplicación se verá más adelante.

## 2.2.2 Factores que influyen en el valor de la máxima presión del hormigón fresco.

Los factores que intervienen en el máximo valor que alcanza la presión de hormigón fresco son los siguientes:

- Altura de hormigonado y procedimiento de llenado.
- Velocidad de llenado.
- Consistencia.
- Tiempo de fin de fraguado, influenciado por:
  - Temperatura del hormigón fresco / Temperatura de puesta en obra / Temperatura ambiente.
  - Cantidad de cemento, relación agua/cemento y adiciones.
  - Aditivos (Fluidificantes, retardantes, etc...).
- Peso específico del hormigón.
- Proceso de compactación.
- Armaduras.

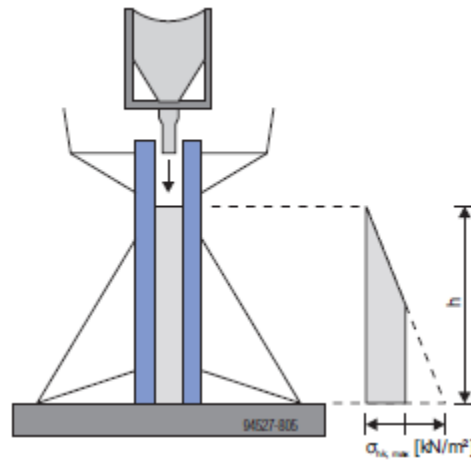
A continuación los analizaremos uno a uno más pormenorizadamente.

### 2.2.2.1 Altura de hormigonado y procedimiento de llenado.

Para alturas de elementos superiores a 3,30 m y un llenado desde arriba (con cubilote, e.g.) la zona no fraguada presenta un estado semilíquido con una ley creciente de presiones proporcionales al peso específico y a la profundidad, ley creciente hasta que no alcance la zona fraguada (zona de presión más o menos constante). Se debe

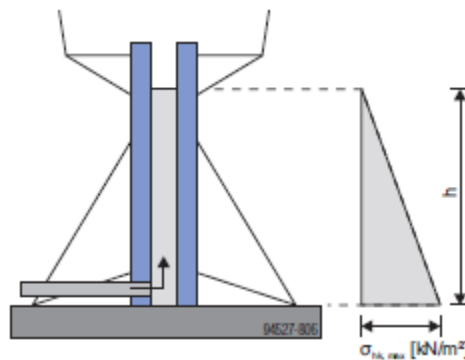


adaptar la velocidad de llenado, teniendo en cuenta el tiempo de fraguado, a la presión máxima admisible del encofrado.



*Vertido con cubilote*

En el caso de que el llenado se realice empleando boquillas en la parte inferior del encofrado conectadas a un sistema de bombeo, se debe considerar una ley hidrostática de presiones en el hormigón, pues la zona no fraguada se encuentra en la parte inferior.



*Vertido empleando boquillas conectadas a sistemas de bombeo.*

### 2.2.2.2 Velocidad de llenado

Cuanto más rápido ascienda el hormigón mayor será la altura de hormigón que aún no ha fraguado. Esta zona no fraguada presenta un estado semilíquido con una ley creciente de presiones proporcionales al peso específico y a la profundidad, ley creciente hasta que no alcance la zona fraguada (zona de presión más o menos constante). Esta zona fraguada se presenta a una profundidad proporcional a la velocidad ascendente del hormigón.

La velocidad de llenado juega además un importante papel en la economía y el avance de las obras. Además, especialmente con hormigones de clases de consistencia F5, F6 y HAC (Hormigón Autocompactante), se reducen, o incluso desaparecen, las necesidades de vibrado en la puesta en obra del hormigón, por lo que se puede incluso acelerar más el proceso de llenado.

El empleo de sistemas de encofrado convencionales, que soportan presiones de hormigón fresco entre 60 y 80kN/m<sup>2</sup> supone imponer restricciones en la velocidad de llenado. Aunque existe la alternativa de adaptar el encofrado a la velocidad de llenado que se desee emplear en obra.

### 2.2.2.3 Consistencia.

También la consistencia del hormigón fresco juega un papel importante respecto a la trabajabilidad y la presión del hormigón fresco por el diferente ángulo de rozamiento interno. Los hormigones con un ángulo de rozamiento interno mayor (consistencia más dura) presentan una mayor resistencia a fluir, y por lo tanto, el incremento de presión con la profundidad antes de fraguar será menor. En cambio, los hormigones más fluidos, con menor ángulo de rozamiento interno, tienen un comportamiento más cercano al de un líquido y la ley de presiones antes de fraguar se aproximará a una ley hidrostática, tanto más cuanto más fluido sea.

La norma EN 206-1:2008 (Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad. ), en el punto 5.4.1, establece los diferentes tipos de ensayo para la determinación de la consistencia del hormigón fresco.

Entre ellos está el ensayo de asentamiento (o Cono de Abrams), cuyo procedimiento está regulado en la norma EN 12350-2 y es ampliamente conocido en España. Este ensayo es el que prescribe la norma EHE-08 para la medida de la docilidad del hormigón y finalmente clasifica los hormigones en función del asentamiento del cono según las siguientes clases de consistencia:

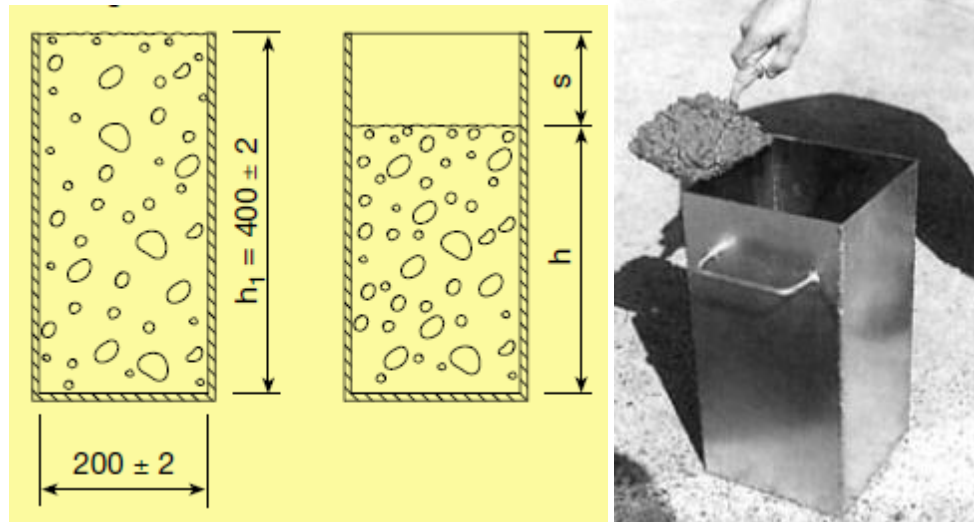
Tipo de consistencia	Asentamiento del cono en cm
Seca (S)	0 – 2
Plástica (P)	3 – 5
Blanda (B)	6 – 9
Fluida (F)	10 – 15
Líquida (L)	16 - 20

Por otra parte, la norma EN 206-1:2008 (Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad) clasifica los hormigones en función del asentamiento del cono según las siguientes clases de consistencia:

Clase de consistencia	Asentamiento del cono en mm
S1	10-40
S2	50-90
S3	100-150
S4	160-210
S5	≥ 220

Otra clasificación de la consistencia que acepta la mencionada norma es la derivada del ensayo de compactibilidad, regulado en UNE EN 12350-4 de 2006, que

realiza una clasificación atendiendo al grado de compactación que alcanza el hormigón en el mencionado ensayo. Utilizando una paleta se vierte el hormigón fresco cuidadosamente en un recipiente prismático de 20x20x40 cm, evitando cualquier compactación en el proceso de llenado. Cuando está lleno se enrasa sin compactar con la parte superior del recipiente. A continuación se compacta sobre una mesa vibrante y se mide el asentamiento  $s$ .



*Determinación del grado de compactabilidad  $c$  (www.vdz-online.de)*

El grado de compactabilidad  $c$  queda determinado por la distancia existente entre la superficie de hormigón compactado y el borde superior del recipiente.

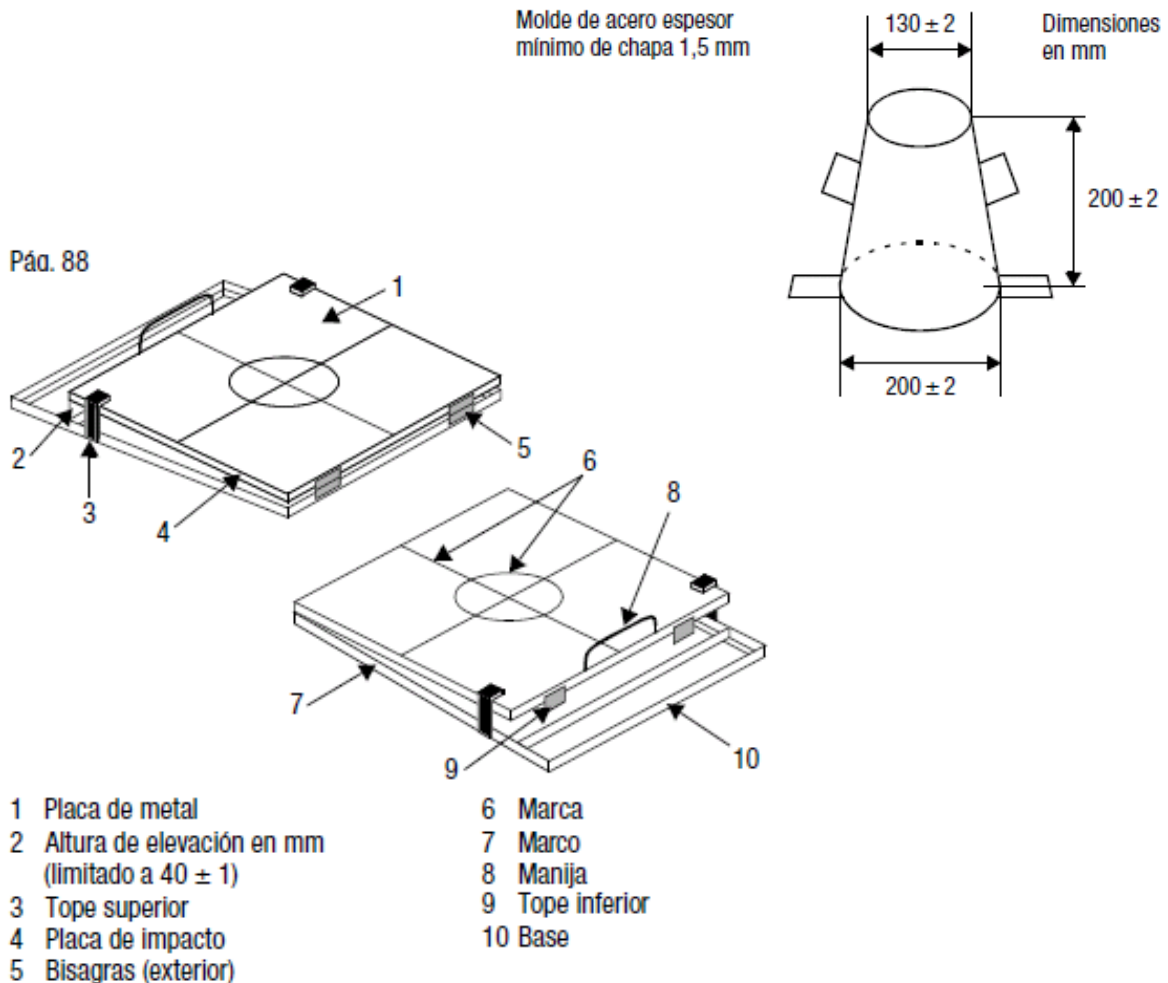
$$c = \frac{h}{h - s}$$

Y las clases de consistencia, atendiendo a la compactabilidad, quedan clasificadas de forma cuantitativa y cualitativa de la siguiente forma:

Clase de consistencia	Grado de compactabilidad $c$	Designación cualitativa
C0	$c \geq 1,46$	Muy seca
C1	$1,45 \geq c \geq 1,26$	Seca
C2	$1,25 \geq c \geq 1,11$	Plástica
C3	$1,10 \geq c \geq 1,04$	Blanda

Sin embargo, y como veremos en los apartados dedicados a la aplicación práctica de la norma DIN 18218:2010-01, las clases de consistencia del hormigón para calcular el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$ , F1 a F6 y HAC, son las definidas para el ensayo de la mesa de sacudidas, cuyo procedimiento está regulado en la norma EN 12350-5 y que también está entre los reconocidos por la norma EN 206-1:2008.

Este ensayo determina la consistencia del hormigón fresco midiendo el diámetro extendido del hormigón en una placa horizontal plana. El hormigón fresco primero se vierte en un molde con forma de tronco de cono (en dos capas), se compacta y se alisa al borde del molde. El molde luego se retira cuidadosamente en forma vertical hacia arriba. Al final de la caída de algo de hormigón, la placa se eleva manual o mecánicamente 15 veces en 15 segundos hasta el tope superior y luego se deja caer hasta el tope inferior. El diámetro del hormigón extendido se mide en forma paralela a los lados de la placa plana, mediante una cruz central.



*Molde de acero y mesa de sacudidas. EN 12350-5*

El hormigón, en función del diámetro alcanzado al final de ensayo, se clasifica en 6 clases de consistencia, según los valores que se reflejan en la siguiente tabla.

Clase de consistencia	Diámetro alcanzado por el hormigón al fluir (mm)
F1	$\leq 340$
F2	350 – 410
F3	420 – 480
F4	490 – 550
F5	560 – 620
F6	$\geq 630$

Nótese que los HAC no se recogen en esta clasificación, pues para la caracterización de su consistencia se emplean otros ensayos. La norma EHE-08, en su anejo nº 17, establece los siguientes requisitos para la considerar que un hormigón es autocompactante.

Ensayo	Parámetro medido	Rango admisible
Escurrecimiento	$T_{50}$	$T_{50} \leq 8 \text{ seg}$
	$d_f$	$550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
Embudo en V	$T_v$	$4 \text{ seg} \leq T_v \leq 20 \text{ seg}$
Caja en L	$C_{bL}$	$0,75 \leq C_{bL} \leq 1,00$
Escurrecimiento con anillo J	$d_{jf}$	$\geq d_f - 50 \text{ mm}$

Especialmente en hormigones de las clases de consistencia F5, F6 y HAC debemos contar con presiones de hormigón fresco más altas que con hormigones vibrados de las clases de consistencia F1 a F4. En la actualidad se aprecia una tendencia a incrementar el uso de los primeros.

#### 2.2.2.4 Tiempo de fin de fraguado

Que un hormigón fragüe a mayor o menor velocidad influye grandemente en la magnitud de la presión máxima de hormigón fresco. Obviamente, el hormigón fraguado deja de comportarse como un medio semilíquido, en el que las presiones que ejerce sobre una superficie aumentan proporcionalmente a la profundidad, y pasa a comportarse como un sólido, por lo tanto, a partir de ese momento, la presión que ejerza sobre la superficie encofrante no cambiará y su valor será el que tenía inmediatamente antes del fraguado. Es obvio que en este caso se ha hecho una simplificación, pues la transición de estado semilíquido a sólido no se produce en un instante, sino que es un proceso, el de fraguado, que tiene una duración más o menos larga, y en el que las características del hormigón van cambiando paulatinamente.

En aras de la facilidad de aplicación, los organismos que desarrollaron la norma DIN 18218:2010-01 optaron por hacer esta simplificación pues, de otro modo, la modelización del proceso para calcular la ley de presiones sería mucho más complicado.

Considerando que la velocidad de hormigonado es constante, la altura de hormigón fresco en estado semilíquido será proporcional al tiempo de fraguado. Si el tiempo de fraguado es corto, la altura de hormigón semilíquido será pequeña y por tanto la máxima presión de hormigón fresco alcanzará valores inferiores al caso de tiempos de fraguado largos.

Es complicado hacer una predicción exacta del tiempo de fin de fraguado  $t_E$  debido a que en él influyen múltiples factores, que además influyen entre sí en mayor o menor medida. Los siguientes factores influyen en el comportamiento del fraguado del hormigón: Temperatura del hormigón fresco, temperatura ambiente, tipo y dosificación de cemento, relación agua-cemento, aditivos y adiciones.

#### **2.2.2.4.1 Temperatura del hormigón fresco, temperatura ambiente**

La hidratación es un proceso exotérmico en el que se libera calor. Si aumenta la temperatura ambiente y la del hormigón fresco la hidratación se produce de forma más rápida y eficiente, disminuyendo el tiempo de fraguado, y por tanto la presión máxima de hormigón fresco.

#### **2.2.2.4.2 Tipo y dosificación de cemento, relación agua-cemento, aditivos y adiciones.**

El comportamiento del fraguado del hormigón depende principalmente de la reactividad del conglomerante (cemento, principalmente), que se caracteriza por la finura de molido, de la dosificación y propiedades (con propiedades hidráulicas, inertes) de sus componentes (filleres calizos, cenizas volantes, ...) y la composición química del clinker.

Especialmente con cementos poco reactivos con baja finura de molido y bajas dosificaciones de clinker (CEM III/A 32,5, CEM III/B 32,5, CEM IIA 32,5, CEM II/B 42,5 Y 32,5), en combinación con fluidificantes, se pueden dar resultados mucho mayores en el tiempo de fin de fraguado, si los comparamos con el comportamiento del fraguado de cementos con alta reactividad, a igualdad de temperaturas de hormigón fresco y ambiente.

Dosificaciones pensadas para hormigonado en tiempo caluroso, empleadas en tiempo frío, pueden llevar a retrasos en el tiempo de fraguado. La experiencia aconseja adaptar las dosificaciones de cementos y aditivos a las temperaturas esperadas para el momento de la puesta en obra del hormigón, incluso, si fuera necesario, precalentar el agua y/o los áridos.

#### **2.2.2.4.3 Aditivos (Fluidificantes, superfluidificantes, retardantes)**

Raro es el hormigón que en la actualidad se elabora sin el uso de aditivos. Dada la variedad y los diferentes objetivos que persiguen los aditivos su influencia en el tiempo de fraguado es muy diversa.

Los aditivos que más nos deben preocupar para el cálculo de la presión de hormigón fresco, por el efecto en incrementar esta presión máxima, son los fluidificantes y los retardantes. En general, aunque los fluidificantes tienen como

objetivo principal modificar la consistencia fluidificándola, la presencia de estos aditivos tiene como consecuencia un retardo en el inicio de fraguado y un aumento del tiempo de fraguado, por lo que el tiempo de fin de fraguado  $t_E$  aumenta. El empleo de retardantes, obviamente, persiguen retrasar fraguado.

### **2.2.2.5 Peso específico del hormigón**

La presión hidrostática que ejerce un fluido a una determinada profundidad es el producto del peso específico del fluido por la profundidad. Es, por tanto, obvio, que el peso específico del hormigón afectará al valor de la máxima presión de hormigón fresco, pero no así a la altura de la parte variable de la ley de presiones, que solamente dependerá de la velocidad de hormigonado y el tiempo de fraguado.

Generalmente no es necesario tener en cuenta este detalle, pues la gran mayoría de los hormigones empleados tienen un valor de peso específico muy parecido a los 25 kN/m<sup>3</sup>. Únicamente en casos de empleo de hormigones con áridos de alto peso específico (con barita, por ejemplo) se hace imprescindible contar con ello, pues supone un incremento en los valores de presión. Este tipo de hormigones se suelen emplear en instalaciones en las que los muros de hormigón deban cumplir funciones de aislamiento frente a radiaciones, como zonas de radiología en hospitales.

### **2.2.2.6 Proceso de compactación.**

En las zonas vibradas, al carecer prácticamente de cohesión el hormigón, la ley de presiones existente en dicha zona es la hidrostática, por lo que se deduce que a mayor profundidad de vibrado, mayor empuje y viceversa.

A pie de obra se percibe claramente en la fase de compactación del hormigón el efecto del vibrador sobre el encofrado a través de la vibración de éste. Esto es como consecuencia de la energía transmitida a través de un frente de ondas que queda amortiguado en parte por el hormigón, transmitiéndose el resto por el encofrado hasta los puntos de sustentación del mismo. En función de los vibradores utilizados este efecto será de mayor o menor cuantía. A mayor potencia del vibrador, la parte hidrostática de la ley de presiones será mayor y, por tanto, la presión máxima de cálculo.

En el caso de emplear vibradores externos, se debe suponer una ley de presiones hidrostática, pues la cohesión será nula en toda la altura encofrada.

### **2.2.2.7 Armaduras**

En elementos fuertemente armados la presión de hormigón fresco puede ser significativamente inferior. Ello se explica por la influencia que representan en el ángulo de rozamiento interno efectivo, incrementándolo, pues suponen un obstáculo al libre flujo del hormigón. Por esta razón el incremento de la presión en la zona variable de la ley de presiones es menor. Sin embargo, el efecto es muy difícilmente cuantificable y en la norma únicamente contempla casos de reducción de la presión en el caso de emplear hormigones autocompactantes.

## **2.2.3 Cálculo de la presión de hormigón fresco. La norma DIN 18218:2010-01**

La determinación del valor de la presión de hormigón fresco y su distribución en función de la profundidad es un problema muy complejo por todos los factores que influyen en él, y que se han enumerado y analizado en los puntos anteriores. En España no se ha desarrollado hasta el momento una normativa específica de aplicación para realizar este cálculo. Las empresas especializadas, tanto españolas como del resto de Europa, emplean, para el desarrollo y aplicación de sus productos y las especificaciones de los mismos, la norma DIN 18218:2010-01 alemana.

Esta norma tuvo una anterior versión del año 1980, pero debido a la evolución en los hormigones, con una tendencia a emplear hormigones más fluidos y la aparición de los hormigones autocompactantes, se desarrolló la actual versión para adaptarla a la realidad del mercado.

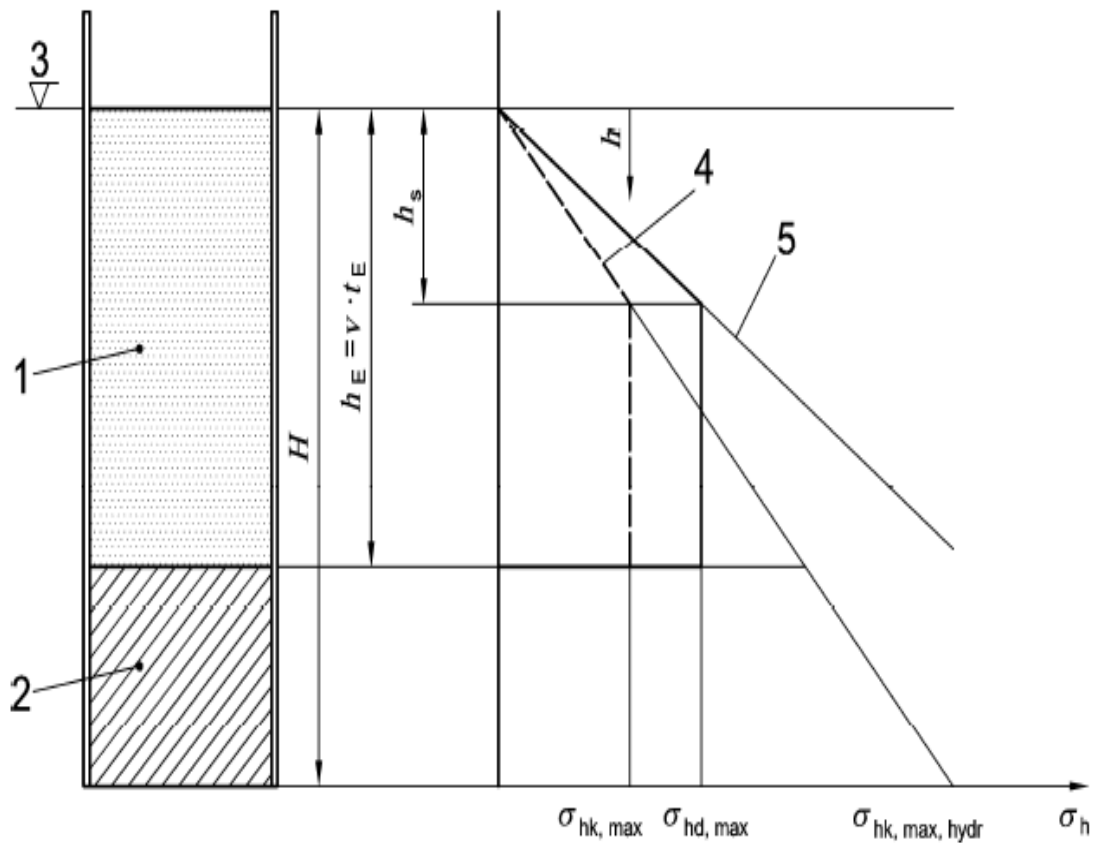
### **2.2.3.1 Ámbito de aplicación**

La norma DIN 18218:2010-01 es válida para determinar la presión de hormigón fresco sobre encofrados verticales  $\pm 5^\circ$  y para hormigones según EN 2061 y hormigones autocompactantes (HAC) que cumplan con lo establecido en las directrices DAfStb “Selbstverdichtender Beton”, y hasta un tamaño máximo de árido de 63 mm.

### **2.2.3.2 Presión de hormigón fresco**

Para el cálculo de los encofrados en estados límite últimos de capacidad resistente y en estado límite de servicio de deformaciones se deberá emplear la siguiente ley de presiones en función de la altura de llenado en la situación más desfavorable.





*Ley de presiones en función de la altura de llenado*

H	Altura del elemento a hormigonar en m.
h <sub>E</sub>	Altura de hormigonado al alcanzarse el final del fraguado en m.
h <sub>s</sub>	Altura de la parte hidrostática de la ley de presiones en m.
h	Altura de hormigonado en m.
v	Velocidad de llenado en m/h
t <sub>E</sub>	Tiempo de fin de fraguado en h.
σ <sub>hk,max</sub>	Valor característico de la presión máxima del hormigón fresco en kN/m <sup>2</sup>
σ <sub>hd,max</sub>	Valor de cálculo de la presión máxima del hormigón fresco en kN/m <sup>2</sup>
σ <sub>hk,max,hydr</sub>	Valor característico de la presión hidrostática máxima del hormigón fresco en kN/m <sup>2</sup>
σ <sub>h</sub>	Presión del hormigón fresco en kN/m <sup>2</sup>
1	Hormigón fresco.
2	Hormigón fraguado.
3	Nivel final de llenado.
4	Valor característico de la ley de presiones de hormigón fresco.
5	Valor de cálculo de las presiones hidrostáticas de hormigón fresco (γ <sub>F</sub> =1,50).

### 2.2.3.3 Cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$

El valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  se calculará mediante la Tabla 1, con las siguientes restricciones:

- El peso específico del hormigón fresco  $\gamma_c$  es de 25 kN/m<sup>3</sup>.
- El tiempo de fin de fraguado real no supera el valor  $t_E$ .
- El hormigón se compacta mediante vibradores internos (salvo HAC, que no se compacta).
- El encofrado es estanco.
- La velocidad de llenado  $v$  tiene un valor máximo de 7,0 m/h para el empleo de hormigones de las clases de consistencia F1, F2, F3 y F4.
- El hormigón se vierte en dirección contraria a la dirección de llenado. Se vierte desde arriba.

1	Clase de consistencia	de	Valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$ en kN/m <sup>2</sup>
2	F1		$(5 \cdot v + 21) \cdot K1 \geq 25$
3	F2		$(10 \cdot v + 19) \cdot K1 \geq 25$
4	F3		$(14 \cdot v + 18) \cdot K1 \geq 25$
5	F4		$(17 \cdot v + 17) \cdot K1 \geq 25$
6	F5		$25 + 30 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
7	F6		$25 + 38 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
8	HAC		$25 + 33 \cdot v \cdot K1 \geq 30$

$v$  Velocidad de llenado en m/h  
 $K1$  coeficiente para considerar el comportamiento de fraguado según tabla 2.

Valores del coeficiente  $K1$  para tener en cuenta la influencia del comportamiento de fraguado del hormigón fresco en el cálculo de la presión máxima característica del hormigón fresco, en función de la clase de consistencia y el tiempo final de fraguado (Tabla 2).

1	Clase de consistencia	Valores del coeficiente $K1$			
2		$t_E = 5$ h	$t_E = 10$ h	$t_E = 20$ h	$5 \text{ h} \leq t_E \leq 20 \text{ h}$ $t_E$ en h
3	F1 <sup>a</sup>	1,0	1,15	1,45	$1 + 0,03 \cdot (t_E - 5)$
4	F2 <sup>a</sup>	1,0	1,25	1,80	$1 + 0,053 \cdot (t_E - 5)$
5	F3 <sup>a</sup>	1,0	1,40	2,15	$1 + 0,077 \cdot (t_E - 5)$
6	F4 <sup>a</sup>	1,0	1,70	3,10	$1 + 0,14 \cdot (t_E - 5)$
7	F5, F6, HAC	1,0	2,00	4,00	$t_E/5$

<sup>a</sup> Válido para alturas de hormigonado  $H$  hasta 10 m.  $t_E$  Tiempo de fin de fraguado

Para obtener valores intermedios de  $K1$  no recogidos en esta tabla es posible realizar una interpolación lineal.

En la norma se entiende por tiempo de fin de fraguado  $t_E$  el que transcurre desde que se añade el agua al hormigón hasta el momento de la fase de la hidratación en la que se incrementa la viscosidad del hormigón y pasa de estar en fase líquida a estar en fase sólida. A partir de este momento se produce la evolución de la resistencia.

Para el cálculo del tiempo de fin de fraguado  $t_E$  se deben tener en cuenta la temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$  y la evolución de las resistencias en el hormigón que se establece en la EN 206-1:2001-07, tabla 12., para resistencias  $f_{ck} \geq 20$  MPa, que se refleja a continuación.

<b>Evolución de la resistencia</b>	<b>Relación de resistencias estimada <math>f_{cm,2} / f_{cm,28}</math></b>
Rápida	$f_{cm,2} / f_{cm,28} \geq 0,5$
Media	$0,5 > f_{cm,2} / f_{cm,28} \geq 0,3$
Lenta	$0,3 > f_{cm,2} / f_{cm,28} \geq 0,15$
Muy Lenta	$0,15 > f_{cm,2} / f_{cm,28}$

Así, el tiempo de final de fraguado  $t_E$  quedará establecido, en función de la evolución de las resistencias en el hormigón y de la temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$ , como se expresa en la siguiente tabla (Tabla 3)

<b>Tabla 3</b>		
<b>Evolución de las resistencias en el hormigón según EN 206-1:2001-07</b>	<b>Temperatura de referencia del hormigón <math>T_{c,Ref}</math> en °C</b>	<b>Tiempo de fin de fraguado <math>t_E</math> en h.</b>
Rápida	$> +15$	$t_E = 5$
Media	$< +15$	
Rápida	$> +10$	$t_E = 7$
Media	$> +15$	
Lenta	$> +20$	

Para hormigones que no presenten las características de evolución de las resistencias recogidas en la tabla anterior, se deberán llevar a cabo ensayos para determinar el tiempo de fin de fraguado  $t_E$ . Se empleará el ensayo de penetración Vicat regulado en EN 480-2. Cabe reseñar que, especialmente en hormigones muy fluidos (clases de consistencia F5, F6 y HAC), los aditivos empleados redundan en un aumento del tiempo de fin de fraguado  $t_E$ , por lo que son más susceptibles de requerir la realización del mencionado ensayo.

Para las ecuaciones que determinan el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  recogidas en la tabla 1 con los valores de K1 que se recogen en la tabla 2, y para diferentes valores del tiempo de fin de fraguado  $t_E$ , se tienen las gráficas recogidas en el punto 2.2.4 Diagramas simplificados (Gráficas 1 a 5). El valor obtenido para el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  cabrá modificarlo en función de diversos factores, como se recoge más adelante.

#### **2.2.3.4 Influencia de la temperatura en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$**

Cuando la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$  supere la de referencia  $T_{c,Ref}$ , se podrá reducir el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 3% por cada °K de diferencia de temperatura, con un máximo de un 30%, siempre y cuando se asegure que se mantendrá la mencionada temperatura de puesta en obra  $T_{c,obra}$ .

Cuando la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$  sea menor que la temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$ :

- se deberá aumentar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 3% por cada °K de diferencia de temperatura, con un máximo de diferencia entre las mencionadas temperaturas de 10°K, para hormigones de las clases de consistencia F1, F2, F3 y F4.
- se deberá aumentar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 5% por cada °K de diferencia de temperatura, con un máximo de diferencia entre las mencionadas temperaturas de 5°K, para hormigones de las clases de consistencia F5, F6 y HAC.

En el caso de que la diferencia entre la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$  y la temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$  sea mayor que las mencionadas en cada caso, se deberá determinar nuevamente el tiempo de fin de fraguado  $t_E$  con una nueva temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$ .

Si se emplean cementos con bajo calor de hidratación, la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$  mínima esperable, teniendo en cuenta la temperatura ambiente, no podrá ser inferior a la temperatura de referencia del hormigón  $T_{c,Ref}$  cuando se empleen hormigones de las clases de consistencia F5, F6 y HAC.

La influencia de la temperatura ambiente se deberá tener en cuenta en el caso de que la temperatura del hormigón  $T_c$  caiga por debajo de la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$ :

- se deberá aumentar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 3% por cada °K de diferencia de temperatura, con un máximo de diferencia entre las mencionadas temperaturas de 10°K, para hormigones de las clases de consistencia F1, F2, F3 y F4.
- se deberá aumentar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 5% por cada °K de diferencia de temperatura, con un máximo de diferencia entre las mencionadas temperaturas de 5°K, para hormigones de las clases de consistencia F5, F6 y HAC.

La influencia de la una temperatura ambiente superior a la temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}$  no se tendrá en cuenta, ni tampoco el empleo de encofrados calefactados.

Si se recurre a procesos de enfriado del hormigón fresco se procederá al cálculo considerando la diferencia de temperaturas como si se produjera por influencia de la temperatura ambiente.

### **2.2.3.5 Influencia del procedimiento de llenado en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco**

$\sigma_{hk,max}$

Para hormigones vertidos desde arriba, serán válidos los valores obtenidos en la tabla 1, corregidos con la influencia de la temperatura.

Si el elemento se hormigona desde abajo, por ejemplo en el caso de que el llenado se realice empleando boquillas en la parte inferior del encofrado conectadas a un sistema de bombeo, se deberá tomar como valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  el valor de la presión hidrostática referida al punto de llenado. La máxima diferencia de cota entre el punto de llenado (boquilla) y el nivel de hormigonado (superficie libre del hormigón) será de 3,50 m. El hormigón se debe poner en obra de forma continua hasta alcanzar la altura de hormigonado final. La duración total del proceso de hormigonado del elemento en su totalidad no debe superar los 60 min y las posibles interrupciones no deben superar los 10 min.

Siempre y cuando no se vean modificadas las propiedades reológicas del hormigón fresco mientras dure el proceso de hormigonado, se admitirán interrupciones más largas y diferencias de cota mayores. En la práctica esto implica que en procesos en que el llenado se realice empleando boquillas en la parte inferior del encofrado, con elementos de gran altura, se deberán disponer boquillas a diferentes alturas para ir cambiando el punto de llenado a medida que se va llenando el elemento, y que se deberá disponer en obra medios suficientes para que las interrupciones en el proceso se minimicen, así como el tiempo total de hormigonado.

También implica, al ser el tiempo máximo de llenado tan pequeño, una enorme velocidad de llenado, por lo que el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  será muy próximo al hidrostático.

### **2.2.3.6 Influencia del peso específico del hormigón en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco**

$\sigma_{hk,max}$

Si el peso específico del hormigón  $\gamma_c$  del valor  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ , se deberá multiplicar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  por el factor corrector  $K_2 = \gamma_c / 25$ . La altura de la parte hidrostática de la ley de presiones no se modificará.

### **2.2.3.7 Influencia del proceso de compactación en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco**

#### **$\sigma_{hk,max}$**

Los valores del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  obtenidos a partir de la tabla 1 son válidos para el empleo de vibradores internos del grupo 3 (DIN 4235-1:1978-12, Tabla 1). Si se emplean vibradores internos de los grupos 1 y 2 (DIN 4235-1:1978-12, Tabla 1) no se podrá minorar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$ , aunque su potencia sea menor. Si se emplean vibradores de potencias superiores (empleados con frecuencia en el hormigonado de elementos de gran volumen) se debe aumentar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  hasta  $\sigma_{hk,max,hydr}$ , valor característico de la presión hidrostática máxima del hormigón fresco. (Normalmente estos casos se dan rara vez en la práctica, pues los elementos de gran volumen no presentan alturas de hormigonado superiores a 3,3 m).

En el caso de emplear vibradores externos o vibradores de encofrado según las normas DIN 4235-3 y DIN 4235-4, se deberá calcular con  $\sigma_{hk,max} = \gamma_c \cdot v \cdot t_E$ , valor característico de la presión hidrostática máxima del hormigón fresco cuando se alcanza el final del fraguado.

Los valores del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  obtenidos a partir de la tabla 1 son válidos para hormigones de las clases de consistencia F1, F2, F3 y F4 si la profundidad del vibrador  $h_v$  es menor que la altura de la parte hidrostática de la ley de presiones  $h_s$  (en la práctica se da en casi todos los casos). Si está previsto que la profundidad del vibrador  $h_v$  supere la altura de la parte hidrostática de la ley de presiones  $h_s$  se deberá calcular con  $\sigma_{hk,max} = \gamma_c \cdot h_v$ , valor característico de la presión hidrostática máxima del hormigón fresco cuando la altura de la parte hidrostática de la ley de presiones es igual a la profundidad del vibrador  $h_v$ .

Si la profundidad del vibrador  $h_v$  es mayor de 1,00 m cuando se emplean hormigones de las clases de consistencia F5 o F6, tomaremos  $\sigma_{hk,max} = \gamma_c \cdot v \cdot t_E$ , sin quedarnos por debajo del valor obtenido para el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en la tabla 1 modificado con la influencia de la temperatura..

### **2.2.3.8 Influencia de aditivos y dosificación del hormigón en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$**

La dosificación del hormigón y los aditivos tienen influencia en la presión del hormigón fresco fundamentalmente porque modifican los valores de la consistencia y del tiempo de fin de fraguado  $t_E$ , por lo que se han tenido en cuenta implícitamente en la determinación de la consistencia y del valor del tiempo de fin de fraguado  $t_E$ .

### 2.2.3.9 Influencia de los elementos fuertemente armados en el cálculo del valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$

Cuando se emplea HAC vertido desde la parte superior del elemento para todo el elemento, en el caso de pilares, se podrá reducir el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en un 20 % cuando la menor dimensión del pilar no supere los 0,50 m. Además la distancia entre barras de la armadura vertical y horizontal en todas las caras no podrá superar los 125 mm, con un diámetro de estribos mínimo de 8 mm. La armadura vertical deberá cubrir toda la altura del elemento y no debe haber solapes.

### 2.2.4 Diagramas simplificados

Para un cálculo más cómodo, la norma mencionada contiene, en su anejo B, cinco diagramas para la determinación del valor característico máximo de la presión horizontal de hormigón fresco en función de la velocidad de llenado y de la clase de consistencia, cada uno de ellos para diferentes tiempos de fin de fraguado entre 5 h y 20 h tras añadir el agua al hormigón. En la norma se entiende por tiempo de fin de fraguado  $t_E$  el que transcurre desde que se añade el agua al hormigón hasta el momento de la fase de la hidratación en la que se incrementa la viscosidad del hormigón y pasa de estar en fase líquida a estar en fase sólida. A partir de este momento se produce la evolución de la resistencia.

En las siguiente gráficas podemos determinar la presión del hormigón fresco dependiendo de la velocidad de llenado y de la consistencia, o bien determinar la velocidad de llenado para una presión admisible de hormigón fresco (limitada por el encofrado) y una consistencia dada.

En todas las gráficas será válido lo siguiente:

- F1 – F6 clases de consistencia.
- SVB = HAC (Hormigón autocompactante).
- Para las clases de consistencia F1 a F4 es válida hasta alturas de hormigonado totales de 10 m.
- $\sigma_{hk,max}$  es el valor característico máximo de la presión de hormigón fresco en  $\text{kN/m}^2$ .
- $h_s$  es la altura de la ley hidrostática de presiones en m.
- $v$  es la velocidad de llenado en m/h.
- 1 es la teórica ley hidrostática para  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

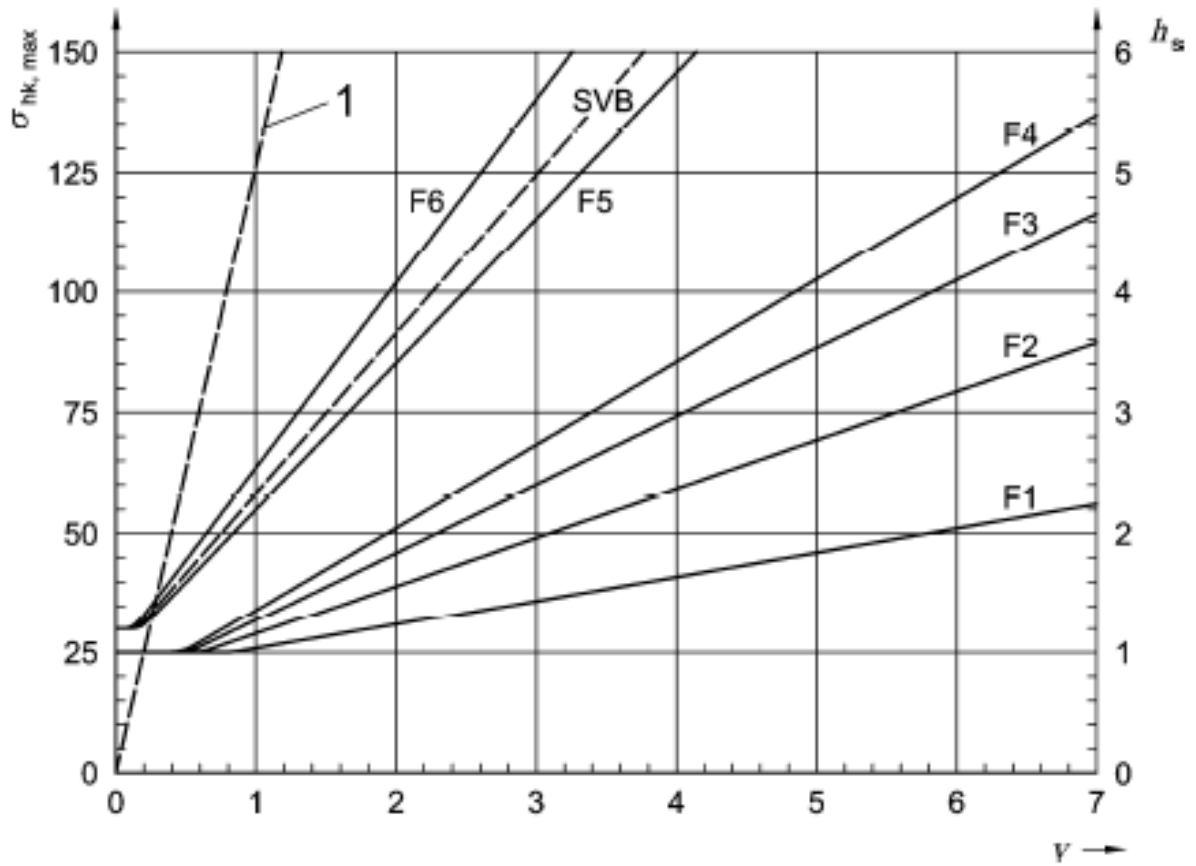


Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 5 h$ .



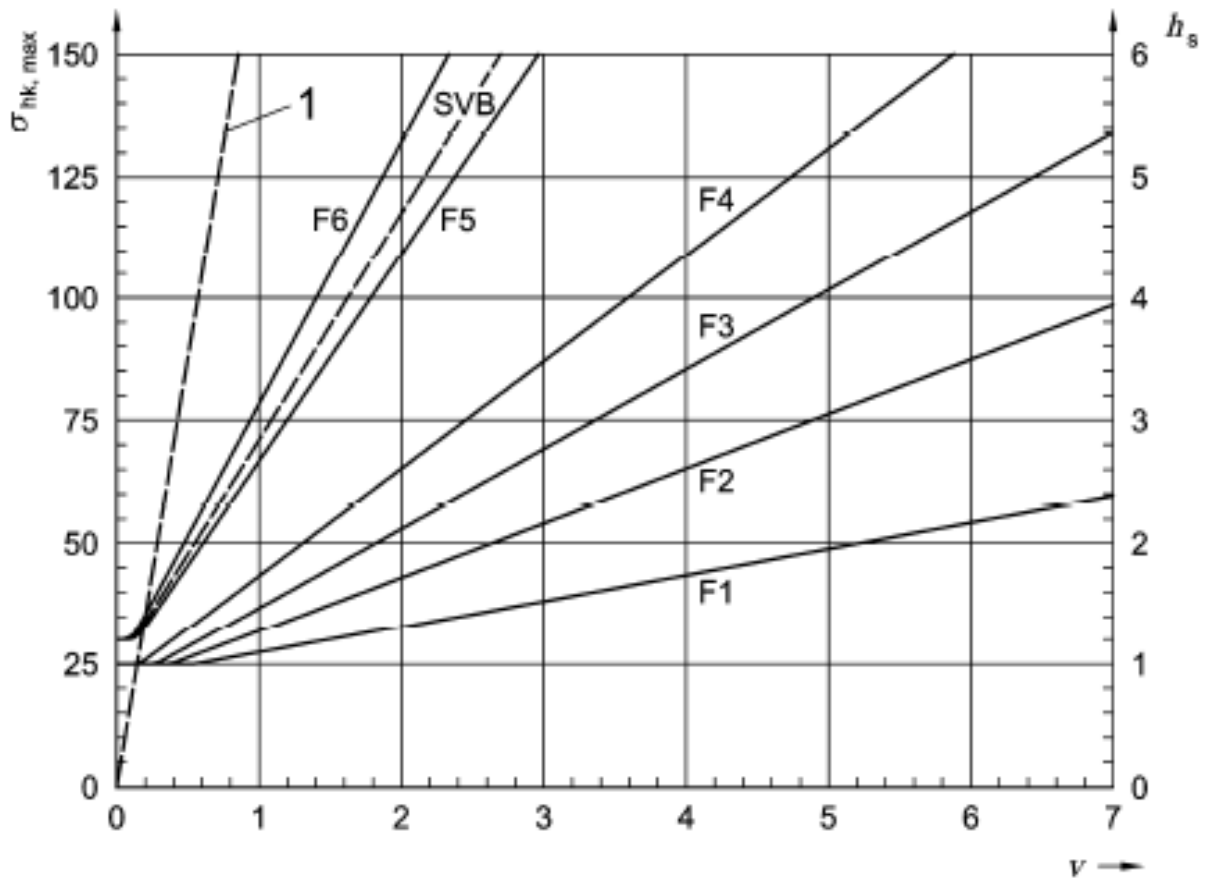


Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 7 h$ .

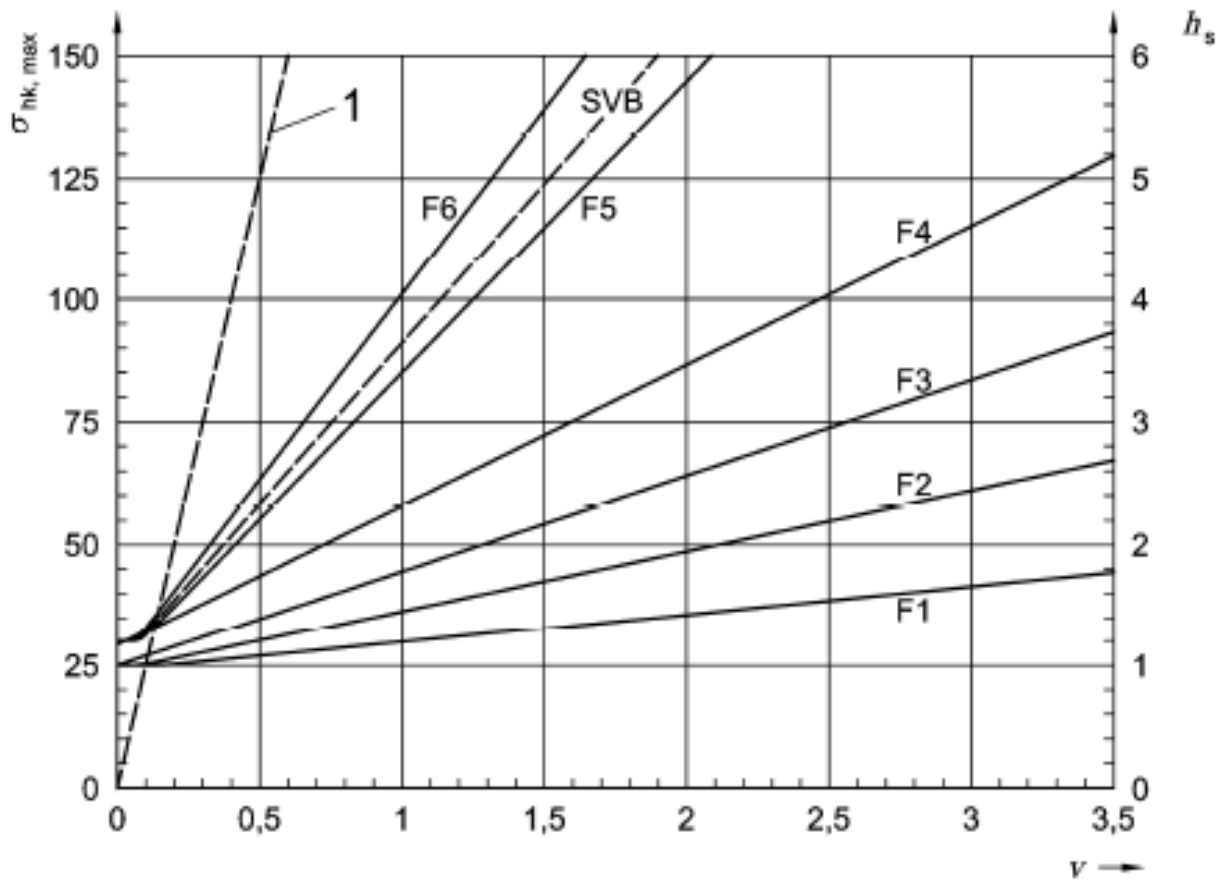
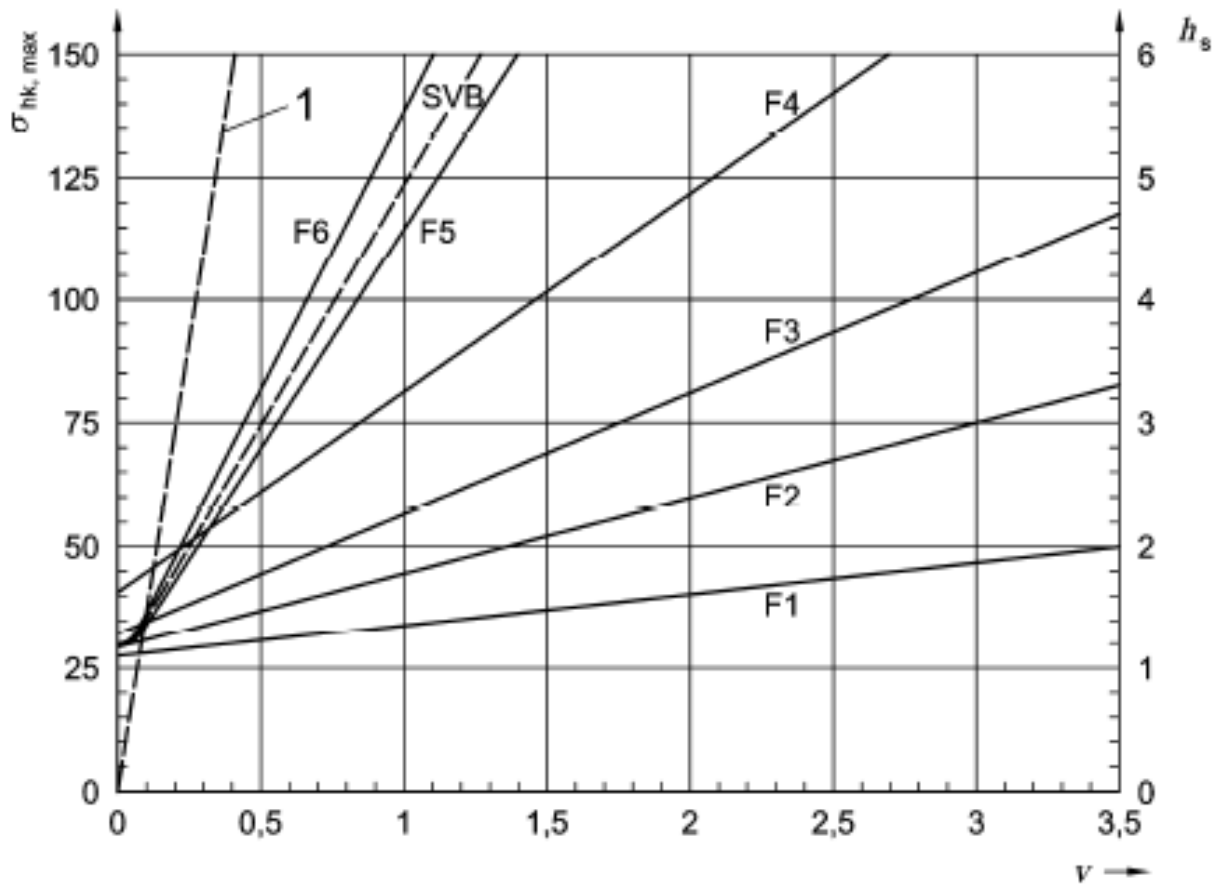


Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 10 h$ .



*Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 15 h$ .*

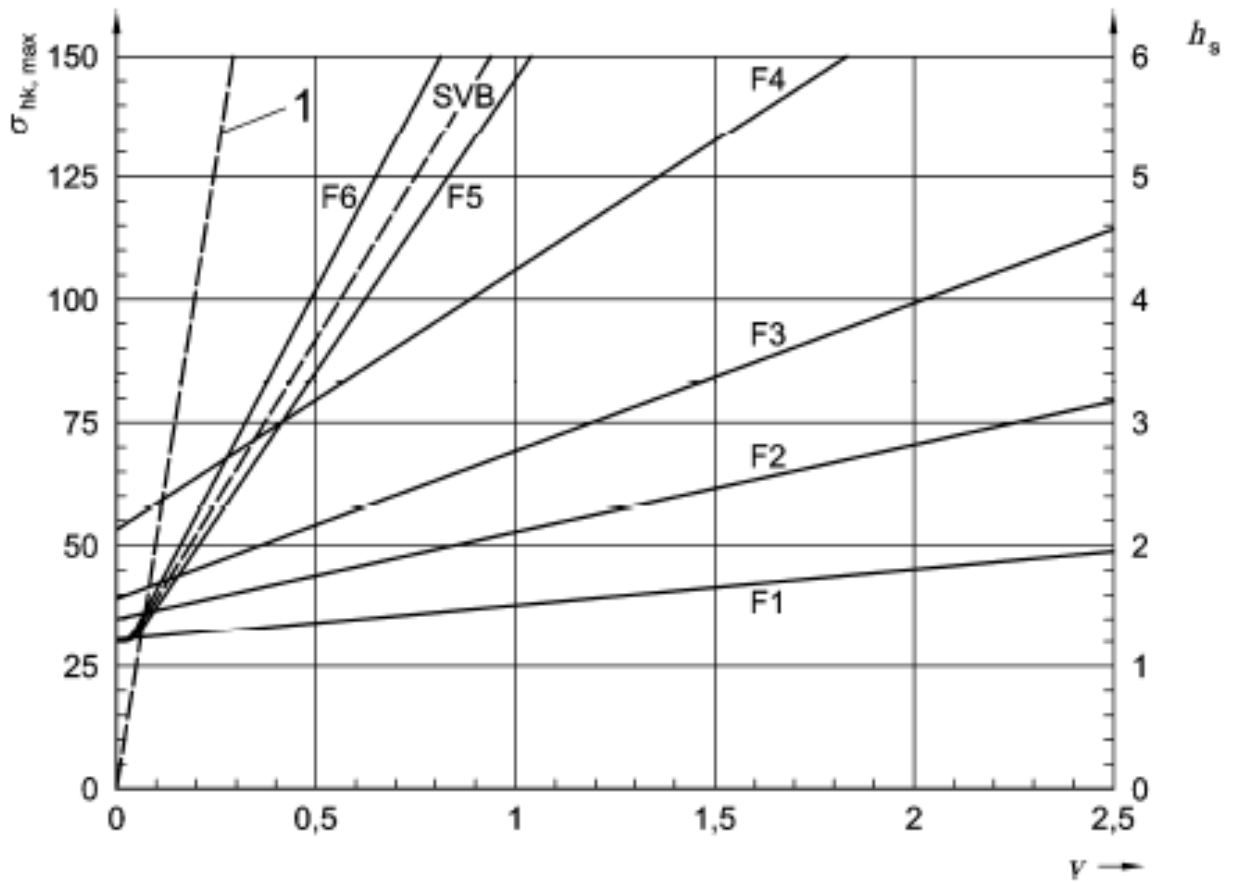


Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 20 h$ .

## 2.2.5 El cálculo de la presión de hormigonado con datos de consistencia según EHE-08

El empleo cotidiano en España de la norma DIN 18218:2010-01 se hace difícil, pues para la medida de la consistencia, factor esencial en el cálculo de la presión máxima de hormigonado, la norma mencionada se basa en los resultados del ensayo de la mesa de sacudidas, definiendo la presión de hormigonado en función de las clases de consistencia F1 a F6. La norma EHE-08 vigente en España, tal como se vio en el apartado correspondiente de este capítulo, prescribe el ensayo de asentamiento (o Cono de Abrams), y finalmente clasifica los hormigones en función del asentamiento del cono según las siguientes clases de consistencia:

Tipo de consistencia	Asentamiento del cono en cm
Seca (S)	0 – 2
Plástica (P)	3 – 5
Blanda (B)	6 – 9
Fluida (F)	10 – 15
Líquida (L)	16 - 20

Obviamente, dado que la realización del ensayo de la mesa de sacudidas no es una práctica ni mucho menos extendida en España, convendría buscar la manera de aplicar la norma DIN 18218:2010-01 partiendo de datos de consistencia obtenidos con el ensayo del cono de Abrams.

No he podido encontrar literatura al respecto de establecer una correlación directa entre las clases de consistencia definidas en la EHE-08 con el ensayo del cono de Abrams y las que resultan del ensayo de la mesa de sacudidas. Consultado incluso el departamento de materiales de la escuela. Tal vez fuera esta una línea de investigación adecuada.

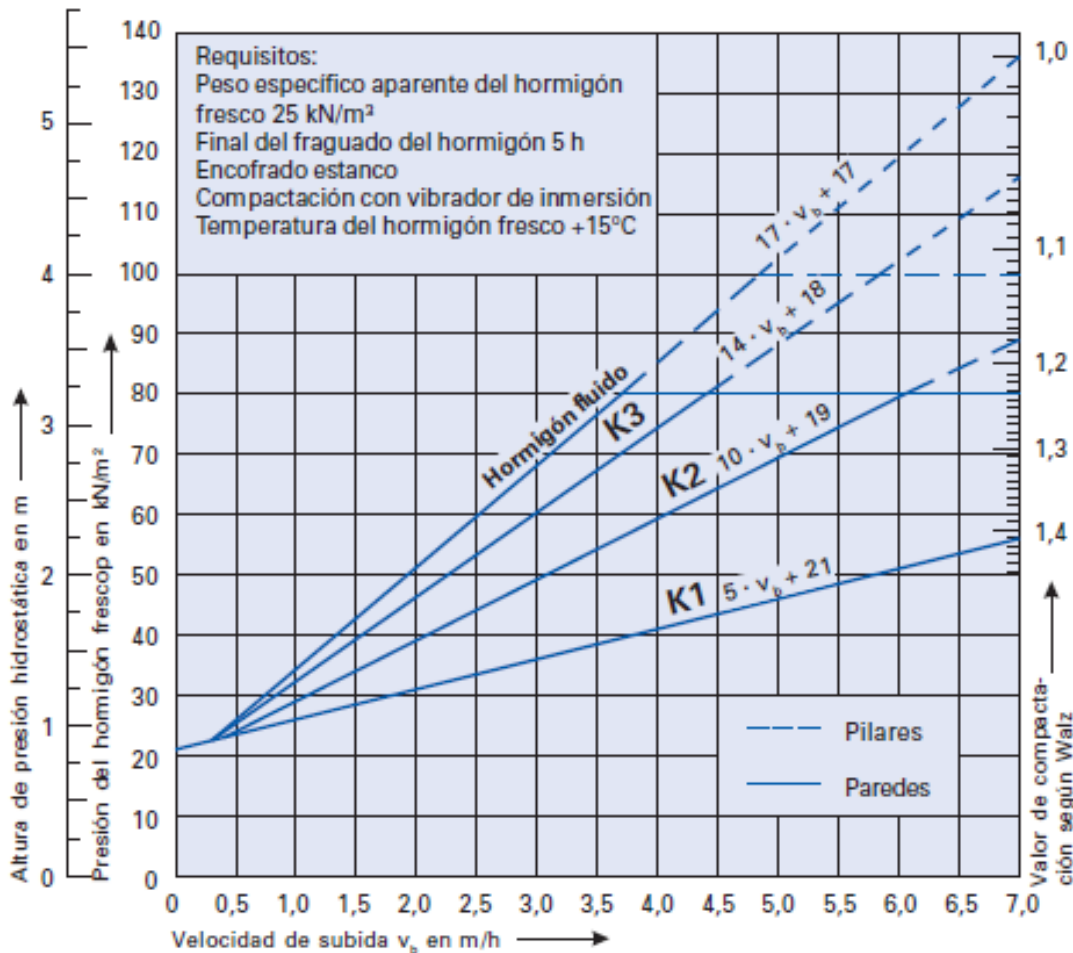
Sin embargo, consultando la norma DIN 18218, en su edición de 1980, para el cálculo de la presión de hormigonado (la versión anterior de la norma que nos ocupa) he podido detectar que la presión de hormigonado era establecida, al igual que ahora, a partir de la consistencia del hormigón y la velocidad vertical de hormigonado, pero tomando como medida de la consistencia las clases de consistencia definidas en la norma DIN 1045 (Hormigón y hormigón armado. Proyecto y ejecución) en su versión de 1978. Ésta establecía las clases de consistencia con una designación cualitativa aparejada K1(steif/seco), K2(plastisch/plástico), K3(weich/blando) y KF(flüssig/fluido) a partir del ensayo de compactabilidad y clasificaba los hormigones cuantitativa y cualitativamente.

Esta clasificación, ya obsoleta, concuerda con la clasificación de la consistencia de los hormigones según el ensayo de compactabilidad, regulado en UNE EN 12350-4 de 2006, actualmente vigente y aceptado por la norma EN 206-1:2008 (Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad) como se vio en el

apartado correspondiente de este capítulo. La equivalencia podemos verla en la siguiente tabla:

Grado de Compactibilidad $c$	EN 206-1:2008		DIN 1045: 1978	
	Clase de consistencia	Designación cualitativa	Clase de consistencia	Designación cualitativa
$c \geq 1,46$	C0	Muy seca		
$1,45 \geq c \geq 1,26$	C1	Seca	K1	Seca
$1,25 \geq c \geq 1,11$	C2	Plástica	K2	Plástica
$1,10 \geq c \geq 1,04$	C3	Blanda	K3	Blanda
$c \leq 1,04$			KF	Fluida

Así, la norma DIN 18218:1980 ofrecía el siguiente diagrama para el cálculo de la presión de hormigonado:



*Presión de hormigón fresco según DIN 18218:1980 (traducción DOKA)*

El valor característico de la presión de hormigonado es idéntico al que nos ofrece la norma vigente DIN 18218:2010-01 para un tiempo de fraguado de 5h (K1=1) y sin corrección por temperatura  $T_{c,obra} = 15^{\circ}\text{C}$ , reflejado en la siguiente tabla.

Tabla 1		
1	Clase de consistencia	Valor característico de la presión máxima del hormigón fresco $\sigma_{hk,max}$ en kN/m <sup>2</sup>
2	F1	$(5 \cdot v + 21) \cdot K1 \geq 25$
3	F2	$(10 \cdot v + 19) \cdot K1 \geq 25$
4	F3	$(14 \cdot v + 18) \cdot K1 \geq 25$
5	F4	$(17 \cdot v + 17) \cdot K1 \geq 25$
6	F5	$25 + 30 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
7	F6	$25 + 38 \cdot v \cdot K1 \geq 30$
8	HAC	$25 + 33 \cdot v \cdot K1 \geq 30$

v Velocidad de llenado en m/h  
K1 coeficiente para considerar el comportamiento de fraguado según tabla 2.

Tabla 1: Presión de hormigón fresco según DIN 18218:2010-01

Podemos inferir de la comparación de ambas versiones de la norma DIN 18218 la siguiente correlación, **aceptando que la designación cualitativa (seco, plástico, blando, fluido) de los hormigones es equivalente para todas ellas.**

EN 206-1:2008 Mesa de sacudidas	DIN 1045:1978 Compactibilidad	EN 206-1:2008 Compactibilidad	EHE-08 Cono de Abrams
F1	K1	C1	Seco (S)
F2	K2	C2	Plástico (P)
F3	K3	C3	Blando (B)
F4	KF	-	Fluido (F)

Cabe mencionar que la relación entre las clases de consistencia dadas por la mesa de sacudidas y el ensayo de compactibilidad si está contemplada en la literatura, confirmando la conclusión obtenida para las tres primeras columnas de la tabla. ( véase Schalungstechnische Empfehlungen beim Einsatz von F5- und F6-Betonen sowie Selbstverdichtendem Beton (SVB) (Marzo 2007) Prof. Dr.-Ing. C. Motzko, TU Darmstadt, Germany, 2007, Güteschutzverband Betonschalungen e.V., y también Frischbeton Eigenschaften und Prüfungen, Dipl.-Ing. Michaela Biscopring, BetonMarketing West; Dr.-Ing. Thomas Richter, BetonMarketing Nordost, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Tannenstraße 2, 40476 Düsseldorf).

Teniendo en cuenta estas equivalencias, que en la práctica son las aceptadas y empleadas por los departamentos técnicos de las empresas que comercializan productos de encofrado en España, ya vamos a ser capaces de determinar el valor característico de la máxima presión de hormigón fresco para un hormigón de una consistencia dada por el ensayo del Cono de Abrams según EHE-08.

## 2.2.6 Orden de magnitud.

En este punto simplemente recogeremos valores obtenidos para la máxima presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  suponiendo diferentes hormigones y circunstancias, para que el lector tenga presente el rango de valores que puede alcanzar esta magnitud.

- Caso 1: Hormigón de consistencia blanda (B), con tiempo de fraguado  $t_E$  de 5 h, velocidad de hormigonado de 2 m/h, se vierte en dirección contraria a la dirección de llenado (se vierte desde arriba), vibradores internos del grupo 3 (DIN 4235-1:1978-12, Tabla 1), peso específico del hormigón de  $25 \text{ kN/m}^3$ , y temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}=20^\circ\text{C}$  igual a la de referencia  $T_{c,Ref}$ . La máxima presión de hormigón fresco, calculada según DIN 18.218 será de  $\sigma_{hk,max} = 46 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 2: Igual que caso 1, con hormigón autocompactante (HAC) en lugar de consistencia blanda (B).  $\sigma_{hk,max} = 92 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 3: Igual que caso 1, pero con velocidad de hormigonado de 4 m/h en lugar de 2 m/h.  $\sigma_{hk,max} = 75 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 4: Igual que caso 1, pero con tiempo de fraguado  $t_E$  de 10 h, en lugar de  $t_E$  de 5 h, obtenemos  $\sigma_{hk,max} = 63 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 5: Igual que caso 1, pero empleando vibradores externos acoplados al encofrado.  $\sigma_{hk}$  es hidrostática. Si el elemento a encofrar es de 4 m de altura, en su parte inferior se alcanzará  $\sigma_{hk,max} = 100 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 6: Igual que caso 1, pero empleando hormigón baritado de peso específico  $35 \text{ kN/m}^3$ .  $\sigma_{hk,max} = 64 \text{ kN/m}^2$ , siendo el tramo hidrostático de la ley de presiones afectado por el cambio en el peso específico.
- Caso 7: Igual que caso 1, pero con temperatura del hormigón en su puesta en obra  $T_{c,obra}=25^\circ\text{C}$ ,  $5^\circ\text{C}$  superior a la temperatura de referencia  $T_{c,Ref} = 20^\circ\text{C}$ .  $\sigma_{hk,max} = 39 \text{ kN/m}^2$
- Caso 8: Igual que caso 1, pero con hormigón autocompactante (HAC) vertido de abajo hacia arriba con bomba a través de boquillas en el encofrado.  $\sigma_{hk}$  es hidrostática. Si el elemento a encofrar es de 4 m de altura, en su parte inferior se alcanzará  $\sigma_{hk,max} = 100 \text{ kN/m}^2$ .
- Caso 9: Igual que caso 1, con hormigón de consistencia seca (S) en lugar de consistencia blanda (B).  $\sigma_{hk,max} = 31 \text{ kN/m}^2$ .



## 2.3 Encofrados verticales.

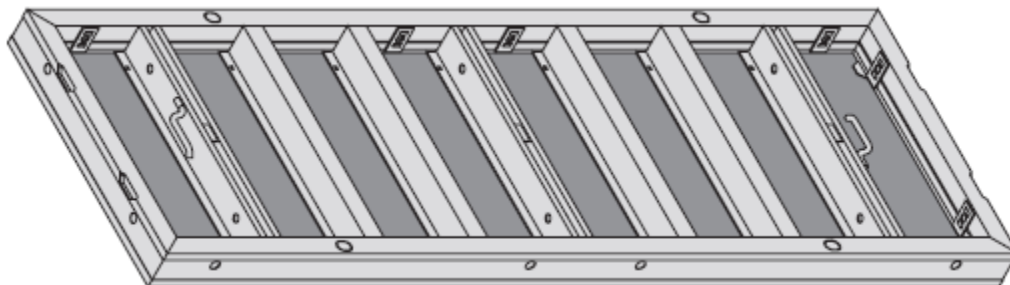
---

### 2.3.1 Tipologías y elementos constitutivos.

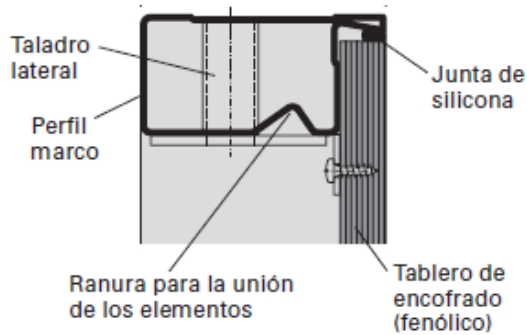
Los sistemas de encofrados para paramentos verticales rectos se dividen en dos grandes familias, atendiendo a su concepción estructural: Los encofrados de marco y los encofrados de vigas y correas.

#### 2.3.1.1 Encofrados de marco.

Los encofrados de marco son elementos compuestos por una estructura, bastidor o marco bidimensional a base de perfiles de acero (aunque en el mercado existen versiones en aluminio), que forman una retícula. Dichos perfiles tienen secciones transversales especiales, ya pensadas para combinar la resistencia a las acciones a las que estarán sometidos (principalmente la presión de hormigonado), con aspectos puramente funcionales como los puntos y zonas de fijación de los elementos de conexión, los puntos de colocación de las ménsulas de trabajo, fijación de puntales de aplomado y sujeción, fijación del forro, aseguramiento de la estanqueidad, ayudas al desencofrado, apoyo de anclajes, etc. Los forros de estos encofrados, es decir, las superficies que estarán en contacto con el hormigón, pueden ser de diferentes materiales en función del fabricante del sistema. Los más habituales son las chapas metálicas y los contrachapados de madera recubiertos con resinas fenólicas, aunque recientemente se han incorporado forros fabricados con materiales plásticos.



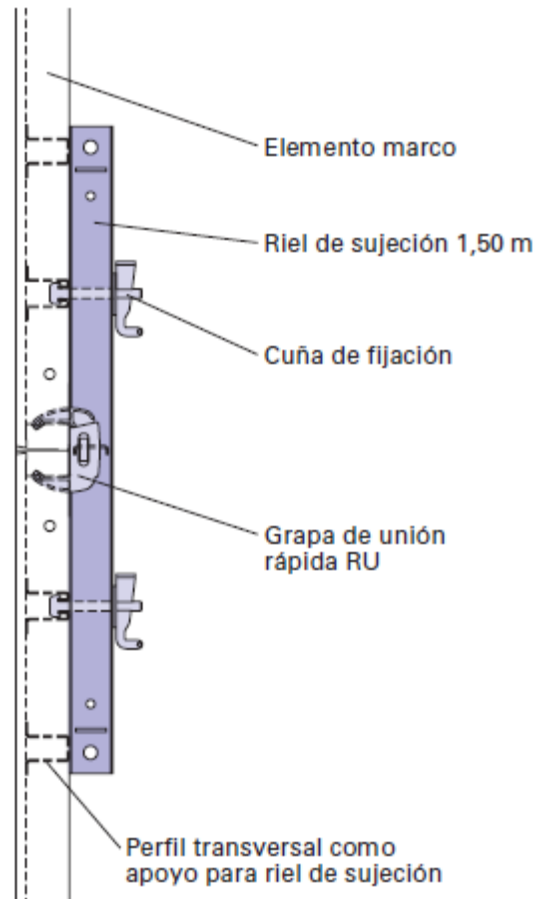
*Elemento de encofrado marco. (DOKA)*



*Detalle del marco (DOKA)*



*Detalle de grapa de unión (ULMA)*



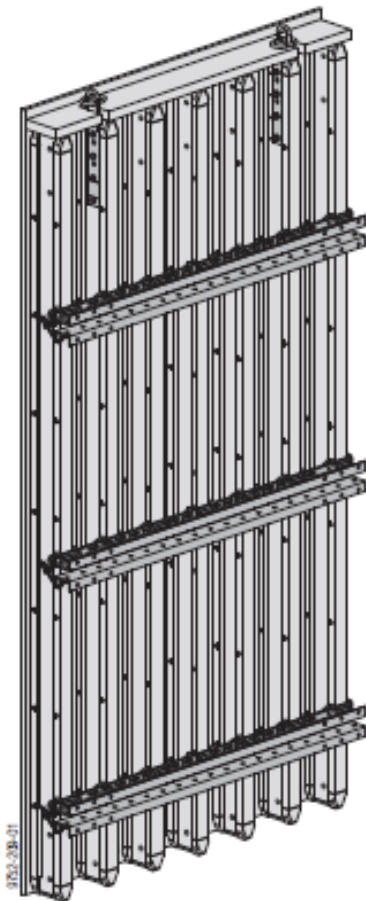
*Detalle de unión de junta horizontal rigidizada (DOKA)*

Los fabricantes de sistemas de encofrado suelen tener dos líneas de producto diferentes de encofrados de marco. Una línea pesada, con elementos de hasta 8 m<sup>2</sup> de superficie máxima y manejo con grúa capaces de soportar presiones máximas de hormigón fresco de entre 60 y 80 kN/m<sup>2</sup>, y una línea ligera, de elementos pequeños y mucho más ligeros, que permiten el manejo a mano, capaces de soportar presiones máximas de hormigón fresco alrededor de 40 kN/m<sup>2</sup>. En la práctica estos últimos se emplean en casos puntuales, en elementos estructurales de menor entidad y en casos en que no sea posible el empleo de maquinaria de elevación.

Los encofrados de marco son los más ampliamente empleados debido a que son elementos prefabricados (no requieren un trabajo de construcción previo a su empleo). Además cada fabricante tiene una amplia gama de medidas de elementos y accesorios que permiten adaptar su uso a la mayor parte de las geometrías habituales de las obras.

### 2.3.1.2 Encofrados de vigas y correas.

Los encofrados de vigas y correas (o rieles) son construcciones constituidas por unas correas o rieles, generalmente de acero y colocadas horizontalmente, vigas fijadas a las correas, generalmente de madera y verticales y un forro encofrante clavado o atornillado a las vigas.



*Elemento de encofrado de vigas (DOKA)*



*Encofrado de vigas con vigas de tipo celosía (PERI)*

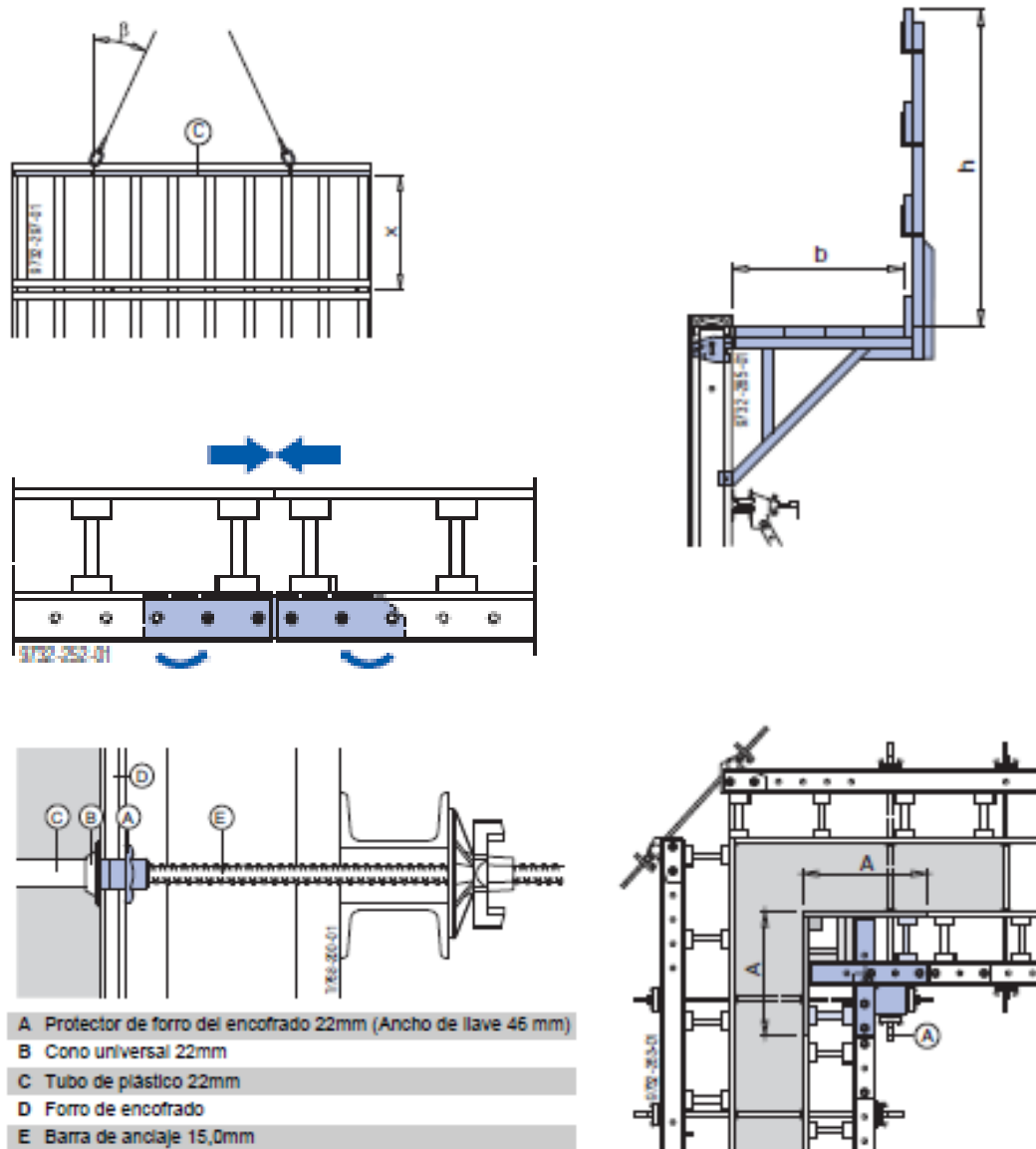


*Detalle de rieles y elementos de unión de vigas y rieles (ULMA)*

La mayor parte de los encofrados de vigas y correas del mercado emplean rieles de acero a base de un perfil doble UPN en cajón invertido ][, adaptado este perfil con taladros y chapas soldadas para facilitar aspectos puramente funcionales, como los puntos y zonas de fijación de los elementos de conexión, apoyo de anclajes, fijación de puntales de aplomado y sujeción, aseguramiento de la estanqueidad, etc.

Las vigas de madera, bien de alma llena o en celosía en función del fabricante, suelen ser los elementos a los que se fijan las plataformas de hormigonado y los accesorios de enganche de las grúas. Este tipo de encofrados soporta el empleo de prácticamente cualquier tipo de forro, con la condición de que se pueda fijar a las vigas de madera, siendo los más habituales los tableros de madera tricapa y los tableros contrachapados de madera recubiertos con resinas fenólicas. En función del acabado superficial deseado se puede emplear tabla o tablilla, machihembrada o no, cepillada o no, tableros con dibujos especiales, etc.

Además de los componentes mencionados, cada elemento de los encofrados de vigas se suele equipar con un tablón de madera para soportar los esfuerzos transmitidos al emplear la grúa (rigidización a compresión) y un tablón inferior de protección frente a impactos contra el suelo (opcional).



### *Detalles de accesorios de encofrados de vigas (DOKA)*

El uso de los encofrados de vigas y rieles no es tan generalizado como el de los encofrados de marco por diversas razones. La más importante de ellas es quizás la necesidad de un montaje previo, que requiere el empleo de mano de obra especializada. Dicho montaje se puede realizar en taller, pero con ello se pierde una de las ventajas principales del sistema, que es la posibilidad de montar paneles de gran superficie, por la limitación del tamaño de las piezas en el transporte.

Además, a diferencia de los encofrados de marco, cuyos componentes se pueden encontrar en el mercado de alquiler en su totalidad, los encofrados de vigas suponen una

inversión en compra del forro de encofrado, pues generalmente este componente no es posible alquilarlo. Se debe tener en cuenta que estos forros se deben taladrar para el paso de los anclajes y eventualmente cortar para adaptarlo a la medida de los elementos. El precio de alquiler del m<sup>2</sup> del resto del sistema de rieles vigas y accesorios suele ser, en general, menor que el del m<sup>2</sup> de encofrado de marco.

Estas dos razones hacen que el encofrado de vigas únicamente sea viable económicamente en obras con un número de puestas repetitivas muy elevado y de larga duración, en las que el coste de los forros y la mano de obra de montaje se reparte en un tiempo de uso mucho mayor. Si se dan estas condiciones, el ahorro frente al uso de encofrados de marco puede ser significativo.

Sin embargo, el encofrado de vigas y rieles se hace imprescindible, para elementos verticales, objeto del presente trabajo, en los siguientes casos:

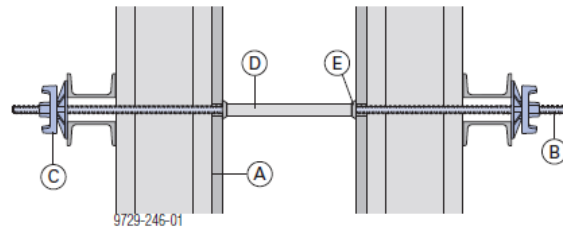
- Ejecución de proyectos en los que se prevé un reparto determinado de los orificios de los anclajes por estética. Esto suele llevar aparejado un reparto de las piezas de forro en cuanto a tamaño y colocación. Lógicamente, los encofrados de marco tienen sus dimensiones y los puntos de colocación de los anclajes ya predeterminados y no es posible adaptarlos a otras configuraciones. Los encofrados de vigas y rieles permiten adaptar el reparto de vigas, rieles, forro y orificios de anclaje a cualquier geometría. Su flexibilidad es prácticamente total.
- Ejecución de proyectos que exijan, por razones estéticas o funcionales, que se minimice el resalto de la huella de las juntas entre elementos encofrantes. En los encofrados de marco el bastidor suele sobresalir unos milímetros de la superficie del forro y deja su huella en el paramento de hormigón. Los encofrados de vigas correctamente montados, observando las reglas de buena práctica, permiten realizar juntas a testa entre tableros de forro que dejan una huella cuasi imperceptible en el paramento acabado. Es posible incluso el atornillado del forro desde la viga, de modo que ni siquiera quede la huella de las cabezas de los clavos en el paramento.
- Ejecución de proyectos con exigencias especiales en cuanto al uso de determinados forros, como tabla o tablilla, machihembrada o no, cepillada o no, etc. El clavado de estos forros sobre elementos de encofrado de marco supone estropear los caros forros de estos elementos.
- Ejecución de proyectos en los que se prevean presiones de hormigón fresco superiores a la soportada por los elementos de marco. Los encofrados de vigas y rieles permiten adaptar el reparto de vigas, rieles y orificios de anclaje a las exigencias en cuanto a presión de hormigonado. En el caso emplear encofrados de marco con presiones superiores a la admisible, se debe prescindir del uso de los elementos de mayor superficie y usar barras de anclaje de mayor capacidad que las habituales. En función de la presión máxima prevista, se deberá determinar el mayor tamaño del elemento que será posible usar.

### 2.3.2 El muro encofrado a dos caras, anclajes.

Cada elemento de los encofrados tipo marco estructuralmente funciona como una retícula plana, que se apoya en los puntos donde se colocan los anclajes. El forro es el que en una primera instancia recibe las cargas de la presión de hormigonado y las reparte a los perfiles que constituyen el marco reticulado. A su vez el marco transmite las cargas recibidas del forro a los anclajes, en el caso de los encofrados a dos caras. Los anclajes suponen un apoyo para el marco y trabajan a tracción.



#### Sistema de anclaje 15,0



- A Elemento Top 50
- B Barra de anclaje 15,0
- C Superplaca 15,0
- D Tubo de plástico 22mm
- E Cono universal 22mm

*Detalle de anclaje en encofrado de vigas (DOKA)*

#### *Anclajes en encofrado de marco (ULMA)*

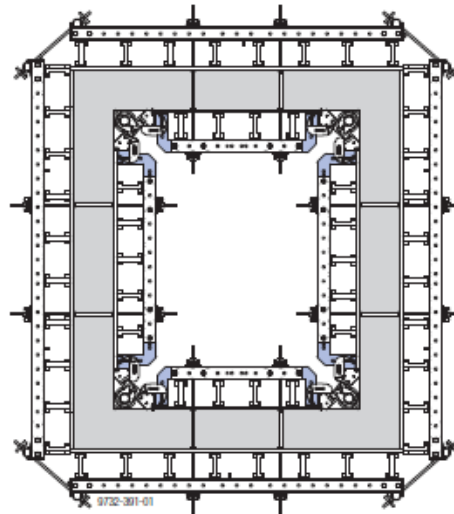
En el caso de los encofrados a una cara, los elementos tipo marco transmiten estas cargas a una estructura de soporte, como veremos en el capítulo dedicado específicamente a este caso.

Estructuralmente un encofrado de vigas funciona de la siguiente manera: El forro es el que en una primera instancia recibe las cargas de la presión de hormigonado y las reparte a las vigas, que tienen una determinada separación, en forma de una carga repartida a lo largo de toda la longitud de la viga.

Cada viga funciona como una viga continua que tendrá tantos apoyos como rieles o correas tenga el elemento. Las vigas transmiten las cargas a los rieles, que tendrán una determinada separación, en forma de carga puntual, pero simplificable a una carga repartida. Cada riel funciona también como una viga continua que tendrá tantos apoyos como anclajes estén apoyados en él, en el caso de muros encofrados a dos caras, o como estructuras de soporte haya en el caso de muros encofrados a una cara, como veremos más adelante. Los anclajes suponen un apoyo para los rieles y resistirán

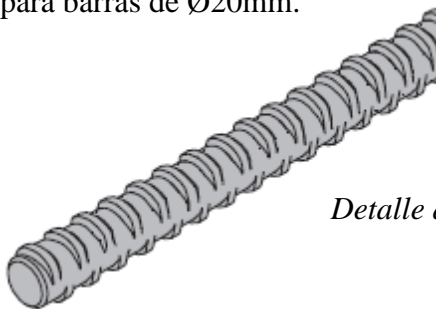


a tracción todas las cargas transmitidas por ellos. La ubicación de los orificios para el paso de los anclajes se puede elegir a la hora de diseñar el elemento según los criterios que se verán más adelante.



*Detalle de reparto de barras de anclaje (DOKA)*

Los anclajes están constituidos por barras de acero de alto límite elástico dotadas de rosca autolimpiante. El diámetro más empleado, en casos de carga habituales, es el de  $\text{Ø}15\text{mm}$ , para los encofrados objeto del presente trabajo. Solamente en casos de altas presiones de hormigón fresco se recurre a diámetros superiores ( $\text{Ø}20\text{mm}$ ). Las características de las barras de anclaje de uso común en los sistemas comerciales vienen reguladas en la en la norma DIN 18.216 (Anclajes de encofrados. Requisitos, ensayos y uso.), que establece los coeficientes de seguridad para el cálculo de las barras ( $\gamma_F = 2$  para las acciones). El valor característico de la tracción máxima admisible, ateniéndose a lo establecido en la mencionada norma es de 90 kN para barras de  $\text{Ø}15\text{mm}$  y de 150 kN para barras de  $\text{Ø}20\text{mm}$ .



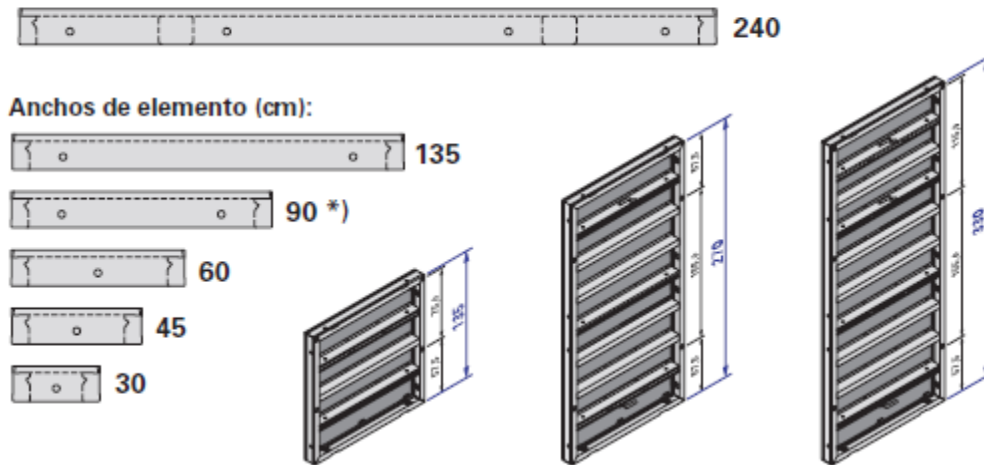
*Detalle de la rosca autolimpiante (DOKA)*

La transmisión de la carga del elemento encofrante a la barra en forma de tracción se realiza mediante una placa de reparto (para repartir la carga puntual que supone la tracción de la barra) y una tuerca. Los fabricantes ya suelen integrar estos dos elementos en una sola pieza.

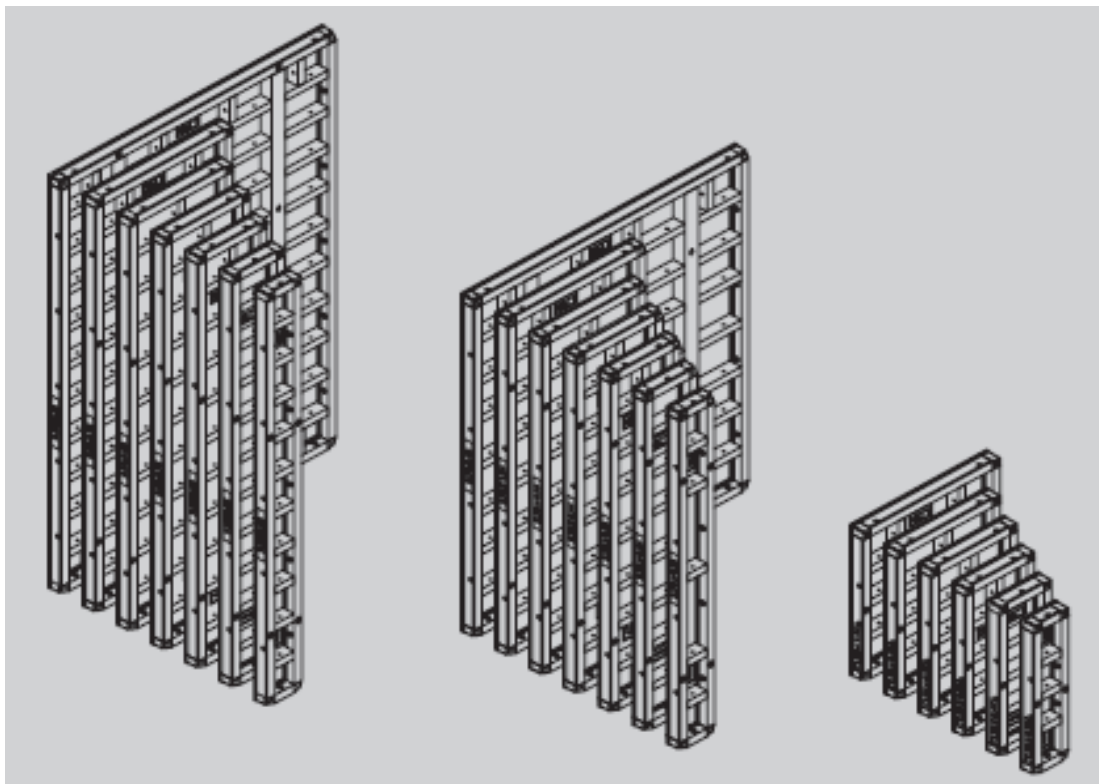
La barra atraviesa el elemento a hormigonar y el conjunto se encontrará en equilibrio porque la presión de hormigonado, y por ende la tracción ejercida en la barra, es igual en ambas caras. Para recuperar la barra de anclaje una vez fraguado el hormigón se aloja ésta en un tubo con conos (ambos generalmente de PVC) en los extremos para impedir que el hormigón penetre en el interior del tubo.

### 2.3.3 Criterios para el reparto racional de elementos modulares para el encofrado de alzados.

Los fabricantes ofrecen en sus diferentes sistemas de encofrados de tipo marco una gama de elementos de diferentes medidas que, combinados, pueden adaptarse a la mayor parte de geometrías que podemos encontrar en una estructura. La elección de los elementos a emplear y el reparto de los mismos es una cuestión que condiciona el rendimiento de los trabajos y la economía de la obra.

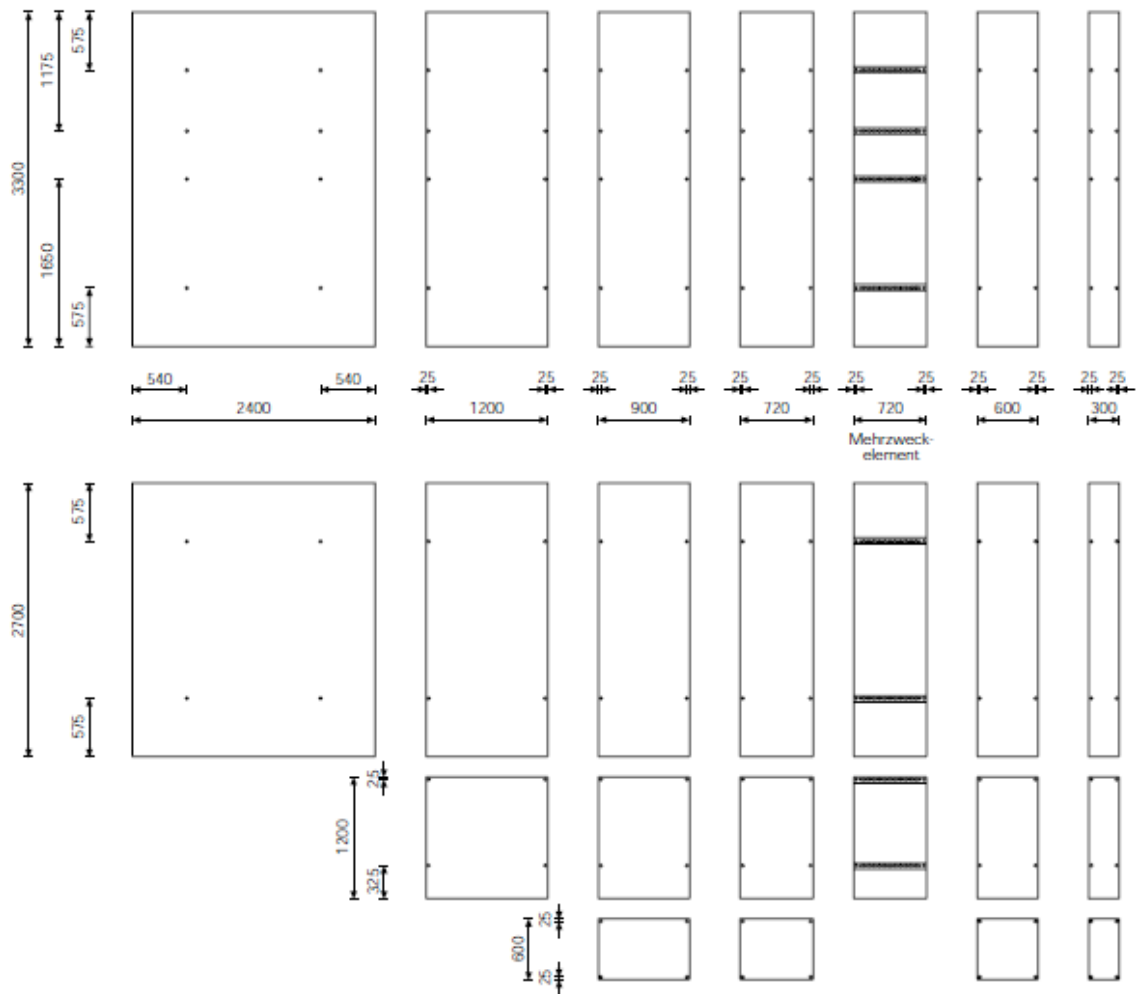


*Gama de tamaños de elementos de encofrados de marco (DOKA)*



*Gama de tamaños de elementos de encofrados de marco (ULMA)*



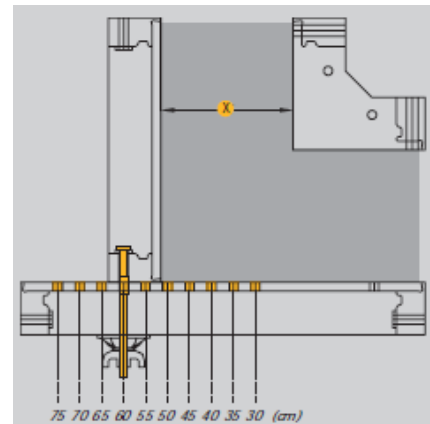
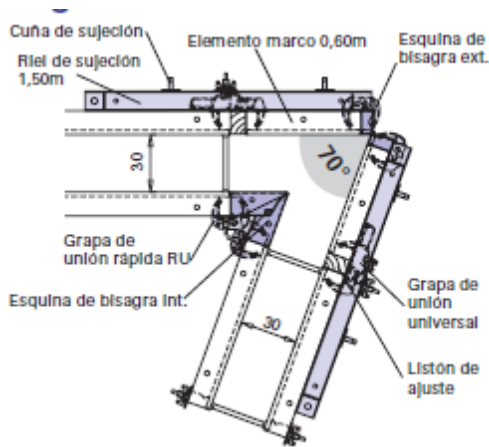


### *Gama de tamaños de elementos de encofrados de marco (PERI)*

El reparto de elementos modulares de encofrado tipo marco viene condicionado fundamentalmente por la geometría del elemento a hormigonar. El encofrado debe cubrir las superficies verticales en su totalidad, y se debe procurar que el exceso de encofrado por arriba sea el mínimo posible, para facilitar los trabajos de hormigonado, vibrado y remate de la superficie superior del hormigón. También, en el caso de hormigonado de muros rectos, se debe limitar el exceso de encofrado en los extremos, para facilitar la ejecución de los tapes. En obras en que existan diversas estructuras a hormigonar se deberá prever disponer de suficientes medidas de elementos para cubrir las necesidades de toda la obra, intentando por supuesto reutilizar el máximo posible de elementos.

La primera regla a observar es que los elementos que se colocan a ambos lados del muro deben ser los mismos, de modo que los orificios destinados al paso de los anclajes coincidan.

La única excepción a esta regla son las esquinas, para las que cada fabricante prevé elementos especiales que solucionan el encofrado de las mismas, en general muy similares conceptualmente en todos los fabricantes.

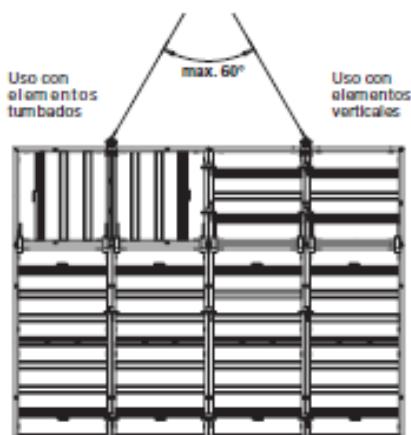


*Solución esquina 70° (DOKA)*

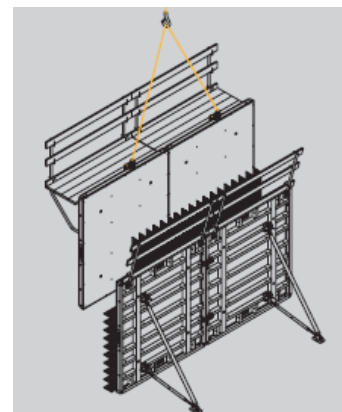
*Solución esquina recta (ULMA)*

Se debe procurar usar elementos de la mayor superficie posible que permita la geometría de la estructura a hormigonar, pues, de esta manera, el encofrado es más ligero y se tienen menos juntas entre elementos, lo que conlleva menos elementos de sujeción y por tanto un menor coste del encofrado, además de menos empleo de mano de obra. Además se utilizan menos anclajes, lo que comporta un ahorro no solo de mano de obra, sino también de material consumible en los puntos de anclaje (tubos de PVC y conos), máxime si además es necesario sellarlos posteriormente, como en el caso de depósitos de agua. El empleo de los elementos de mayor superficie redunda también en una menor cantidad de marcas de juntas en el paramento de hormigón acabado.

Debemos prever el reparto de elementos de encofrado de modo que las juntas verticales entre elementos sean continuas a lo largo de toda la altura del encofrado. Incluso prever que las juntas entre tramos de la plataforma de trabajo coincidan con las juntas verticales de los conjuntos de elementos de encofrado.



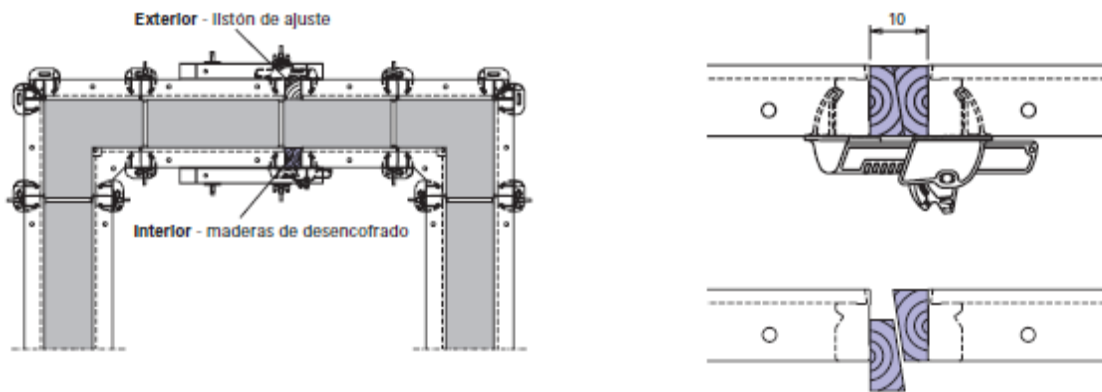
*Conjunto de elementos (DOKA)*



*Conjunto de elementos (ULMA)*

De esta manera se facilitan varias tareas: montaje en el suelo y posterior erección del conjunto, el traslado de conjuntos de elementos a la siguiente puesta sin necesidad de desmontar la plataforma de trabajo ni los puntales de aplomado, labores de limpieza, aplicación de desencofrante, etc., sin necesidad de desmontar el conjunto de elementos de encofrado. Para ello se debe tener en cuenta la capacidad de los medios de elevación disponibles.

En el caso de tener que hormigonar estructuras con plantas cerradas o tipo U, como depósitos o arquetones de planta rectangular, debe preverse en el reparto de elementos la necesidad de colocar compensaciones de madera o accesorios de compensación especiales que los fabricantes ofrecen, de modo que se pueda iniciar el desencofrado. El encofrado interior de estas estructuras se ve sometido a compresión lateral en las esquinas y el desencofrado resultaría imposible. Gracias a las compensaciones seremos capaces de desencofrar los elementos interiores.

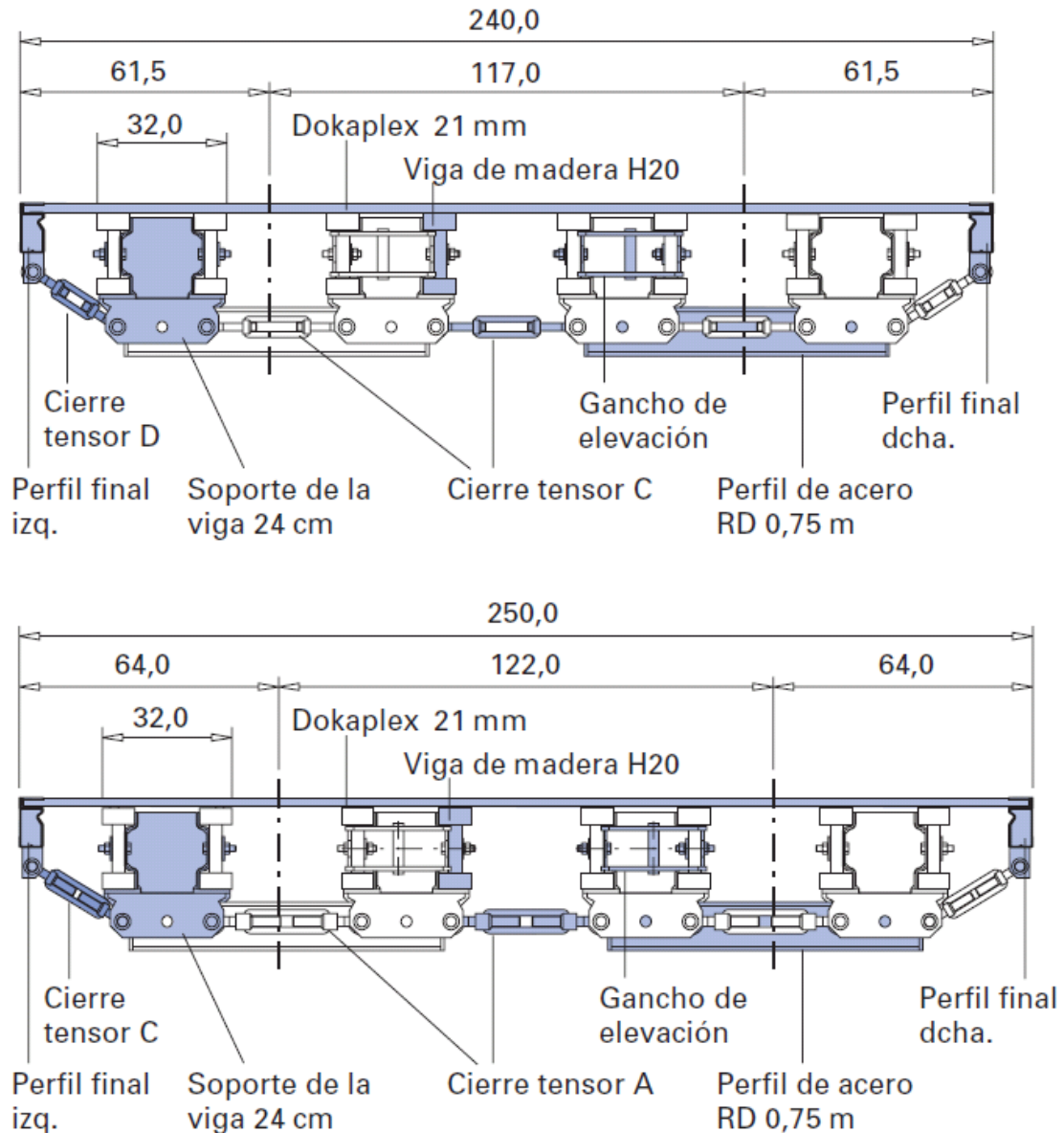


*Compensaciones de madera y grapas extensibles (DOKA)*

### 2.3.4 Muros de planta circular.

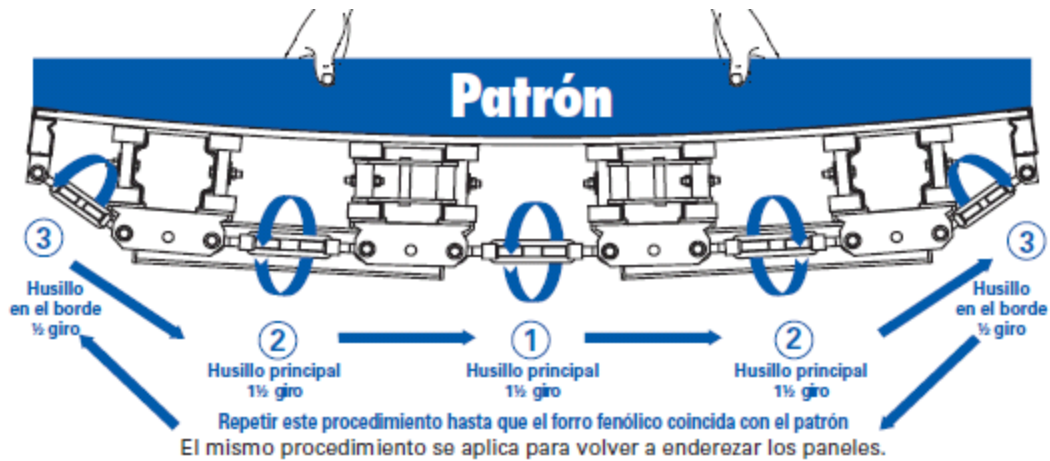
La mayoría de las estructuras que aparecen en los proyectos de obra civil o edificación tienen geometrías de plantas rectas, sin embargo, es frecuente encontrar muros de planta circular en proyectos de estaciones depuradoras de aguas residuales, depósitos de agua o gas, silos, etc. Los fabricantes de sistemas de encofrado han desarrollado sistemas de encofrados capaces de adaptarse a una gama de radios muy amplia.

Cada fabricante tiene su propio sistema, pero en general estos sistemas funcionan conceptualmente de la misma manera. Se trata de un encofrado que funciona de forma análoga al de vigas y rieles, con forro de contrachapado de madera o de chapa de acero, en el que se introduce una pieza que llamaremos soporte, que se fija a las vigas por parejas, y que pivota sobre una articulación por la que está unido a un riel posterior gracias a un perno. Los soportes se unen entre sí mediante husillos tensores que permitirán el curvado del elemento. Estos tensores tendrán un recorrido de apertura en el caso de los elementos exteriores (para crear curvaturas cóncavas) y un recorrido de cierre para los elementos interiores (para crear curvaturas convexas).



*Elemento interior y exterior de encofrado circular (DOKA)*

Los elementos se almacenan y suministran sin curvatura y se curvan en obra. Independientemente del fabricante del encofrado, es conveniente confeccionar una plantilla para asegurarse que el curvado se realiza correctamente. Los fabricantes dan instrucciones detalladas para el proceso de curvado de los elementos.



### *Instrucciones de curvado (DOKA)*



### *Patrón de curvado (ULMA)*

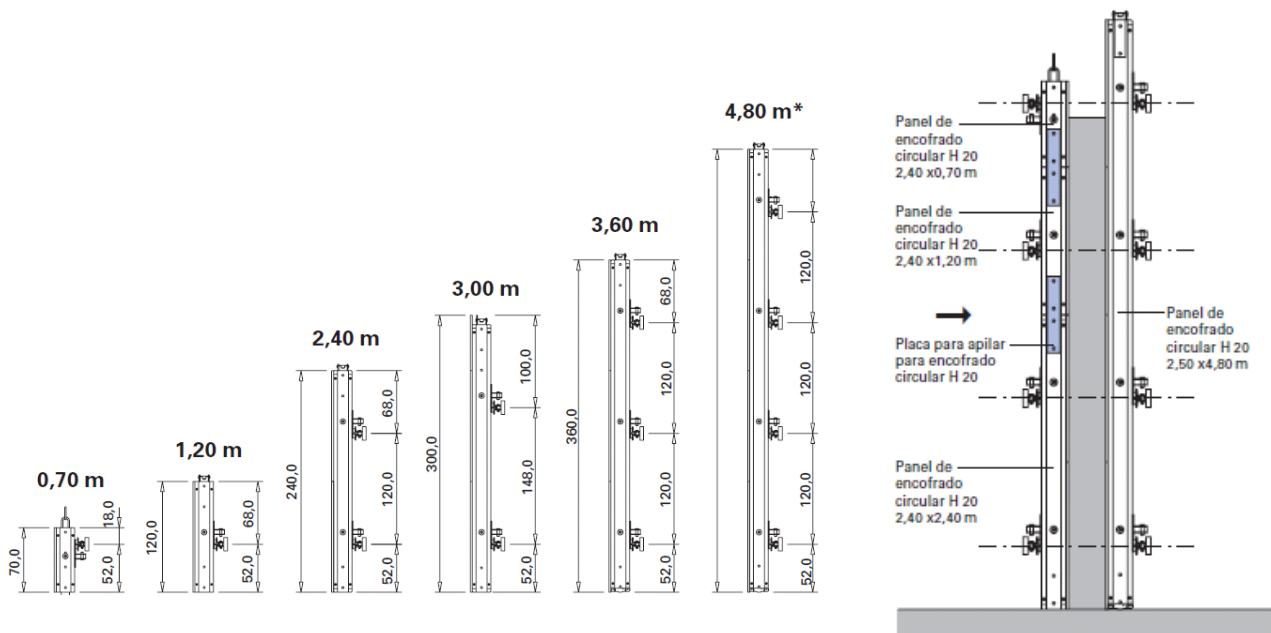
Una limitación del sistema se encuentra en la capacidad de deformación del forro, que impone un radio mínimo de curvatura para los elementos. No se pueden alcanzar radios demasiado pequeños. Cada fabricante tiene su propia limitación, en función del tipo de forro que emplee.

La función que desempeñan el forro y las vigas es la misma que en los encofrados de vigas y rieles. Los soportes tienen una triple función: actúan como puntos de apoyo de las vigas, transmiten las cargas a los rieles (perfiles de acero) y son las piezas encargadas de soportar el mecanismo de curvado. Los rieles o perfiles de acero posteriores reciben de los soportes las cargas de la presión de hormigón fresco y las transmiten a los anclajes del encofrado a dos caras. En los elementos de encofrado

circular, al igual que en los de marco, la ubicación de los orificios para el paso de los anclajes es fija.

Además de los componentes mencionados, los elementos de encofrado circular se suelen equipar con ganchos de elevación y perfiles laterales parecidos a los perfiles de los encofrados de marco del propio fabricante, para poder cerrar las juntas verticales entre elementos mediante grapas de unión, e incluso hacer compatible el sistema de encofrado circular con el encofrado de marco para muros rectos. De ese modo el usuario los puede combinar si fuera necesario para adaptarse a la geometría del elemento a hormigonar.

El diseño del sistema suele ser modular en altura, de modo que se pueden apilar los elementos para adaptarse a diferentes alturas de muro, pero no suele existir gama en la anchura de los elementos, pues los muros circulares no suelen tener quiebros o esquinas.



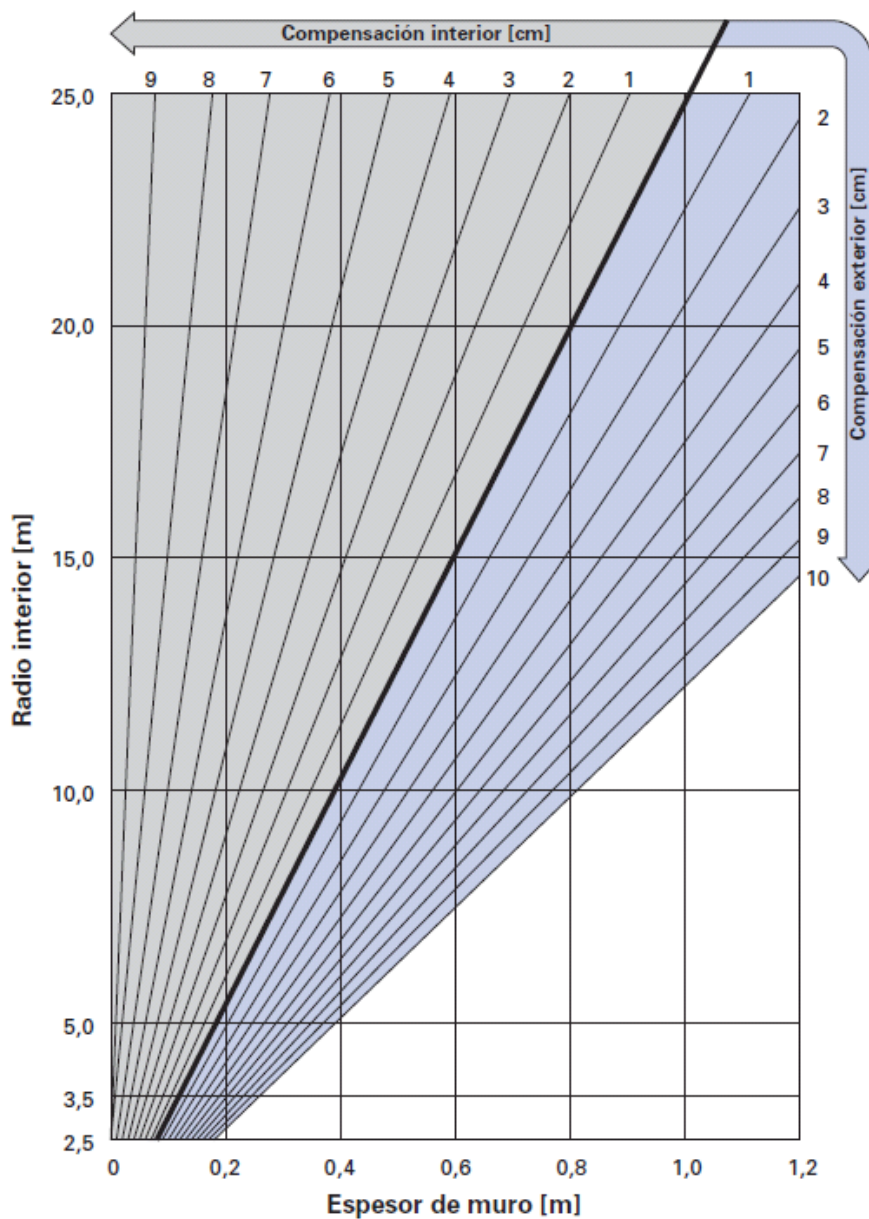
*Gama de alturas de elementos de encofrado curvo y elementos apilados (DOKA)*

Generalmente los fabricantes han desarrollado sus sistemas empleando elementos para la parte exterior un poco más anchos y ligeramente diferentes de los empleados para el interior, pues los exteriores se curvan de forma cóncava y deben cubrir una longitud de circunferencia mayor, mientras que los interiores se curvan de forma convexa y deben cubrir una longitud de circunferencia menor.

De todos modos, y al igual que en los encofrados de marco que tienen una ubicación fija, los elementos se deben colocar de forma que queden enfrentados perfectamente los orificios de paso de los anclajes. Por lo tanto deberán quedar enfrentados un elemento interior con uno exterior.



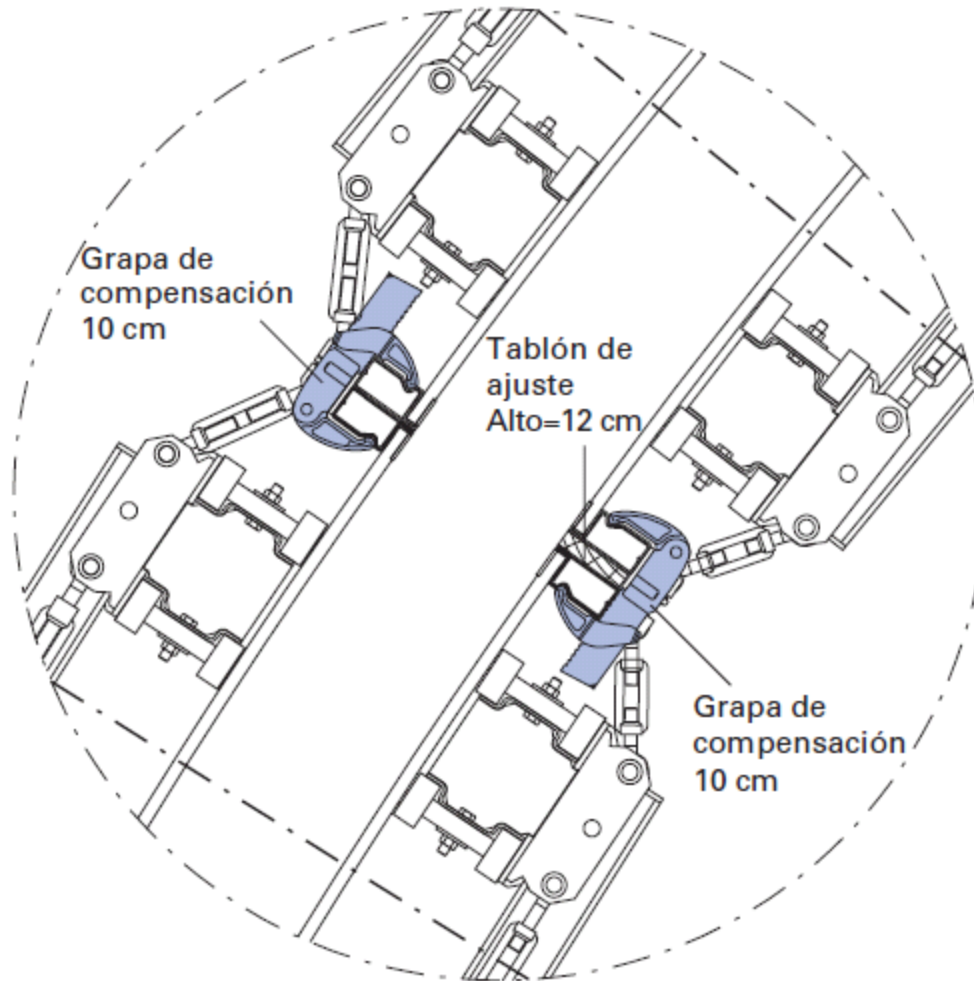
Se crea un problema geométrico con las siguientes premisas: a) Los muros a encofrar tienen un diámetro y un espesor determinados, b) los elementos de encofrado interiores y exteriores tienen unas longitudes fijas y c) los elementos interiores y exteriores deben disponerse de modo que los orificios de los anclajes queden enfrentados. Ello supone que, dependiendo de la combinación radio-espesor del muro a ejecutar, bien la junta vertical entre paneles interiores o bien en exteriores no podrá se atestada directamente, y se deberá colocar una compensación entre paneles que no se puedan atestar para adaptarse perfectamente a la geometría. Todo esto para el caso que el muro circular no se ejecute en toda su longitud, sino que se divida en varias puestas. Para facilitar la labor del usuario del sistema, los fabricantes suelen facilitar un ábaco para obtener la compensación necesaria. Los ábacos son diferentes para cada fabricante, en función de las dimensiones de los elementos de su sistema.



Ábaco de cálculo de compensaciones (DOKA)

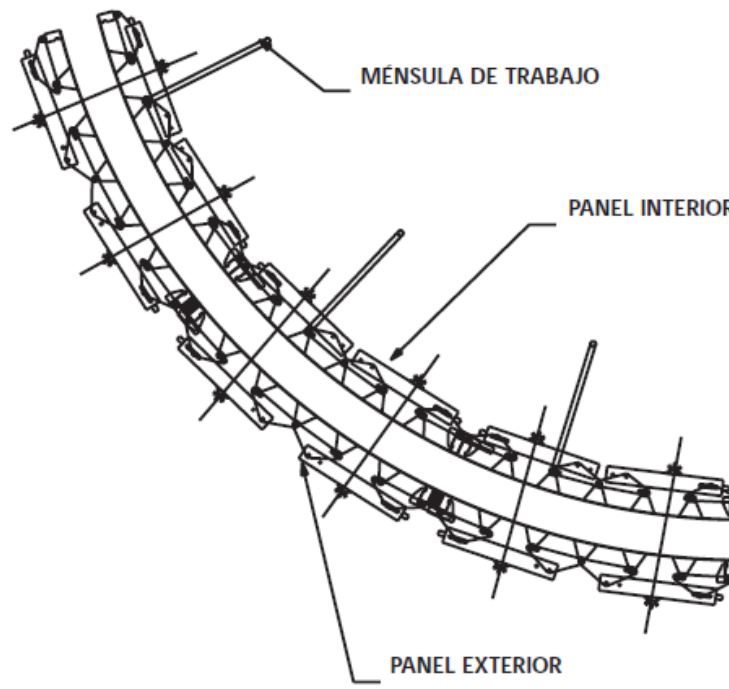
Lógicamente, en el caso de que se desee ejecutar un muro circular cerrado en una sola puesta, será necesario colocar compensaciones tanto en el interior como en el exterior. La anchura de la compensación se obtiene en este caso restando la longitud cubierta con elementos de encofrado a la longitud de la circunferencia, y dividiendo lo obtenido por el número de juntas (igual al número de elementos).

Las compensaciones se solucionan de forma sencilla con madera y la unión de elementos con compensaciones con grapas extensibles.



*Compensaciones entre elementos de encofrado circular (DOKA)*





*Sistema de encofrado curvo ya montado (ULMA)*

## 2.3.5 Diseño y cálculo

### 2.3.5.1 El caso de los encofrados de marco.

Los marcos de los encofrados de marco pesados están dimensionados para que el factor limitativo de la presión de hormigonado máxima admisible no sea la resistencia estructural del propio marco, sino la tracción en los anclajes que constituyen los apoyos del marco. Por el contrario, en los encofrados de las línea ligeras, es la capacidad resistente del propio marco el factor limitativo de la presión de hormigonado máxima admisible.

Los fabricantes proporcionan el dato del valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados en sus manuales y es el dato que en la práctica se debe manejar para determinar la velocidad de hormigonado.

El problema del dimensionamiento, tal como vimos en el apartado dedicado a las bases de cálculo, se reduce a calcular con el valor de la carga máxima admisible  $F_{k,max}$ , de modo que  $F_k \leq F_{k,max}$ . En el caso de la presión de hormigonado,  $\sigma_{hk} \leq \sigma_{hk,max}$ , siendo  $\sigma_{hk,max}$  el valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados.

El valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk}$  vendrá dado por los factores descritos en el capítulo dedicado al cálculo de la presión de hormigón fresco empleando la norma DIN 18218:2010-01 y, con unas características de hormigón fresco y condiciones de temperatura dadas, podremos determinar la velocidad

máxima de llenado para no superar el valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados  $\sigma_{hk,max}$ .

En el caso de que no sea posible, ya sea por el tipo de hormigón empleado o por el proceso de llenado, limitar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk}$  a un valor inferior al valor característico de la presión máxima admisible  $\sigma_{hk,max}$  reduciendo la velocidad de llenado, deberemos recurrir al empleo de elementos de encofrado marco de menor superficie. Hasta que la tracción en los anclajes, que, como ya hemos dicho anteriormente, es más limitativa que la capacidad resistente del propio elemento de marco, entre dentro de los valores admisibles. Este cálculo lo realizaremos con el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk}$ , obteniendo el valor característico para la tracción en los anclajes, e imponiendo que sea menor que el valor característico de la tracción máxima admisible en los anclajes. Esto es válido generalmente para los sistemas de encofrados de marco pesados.

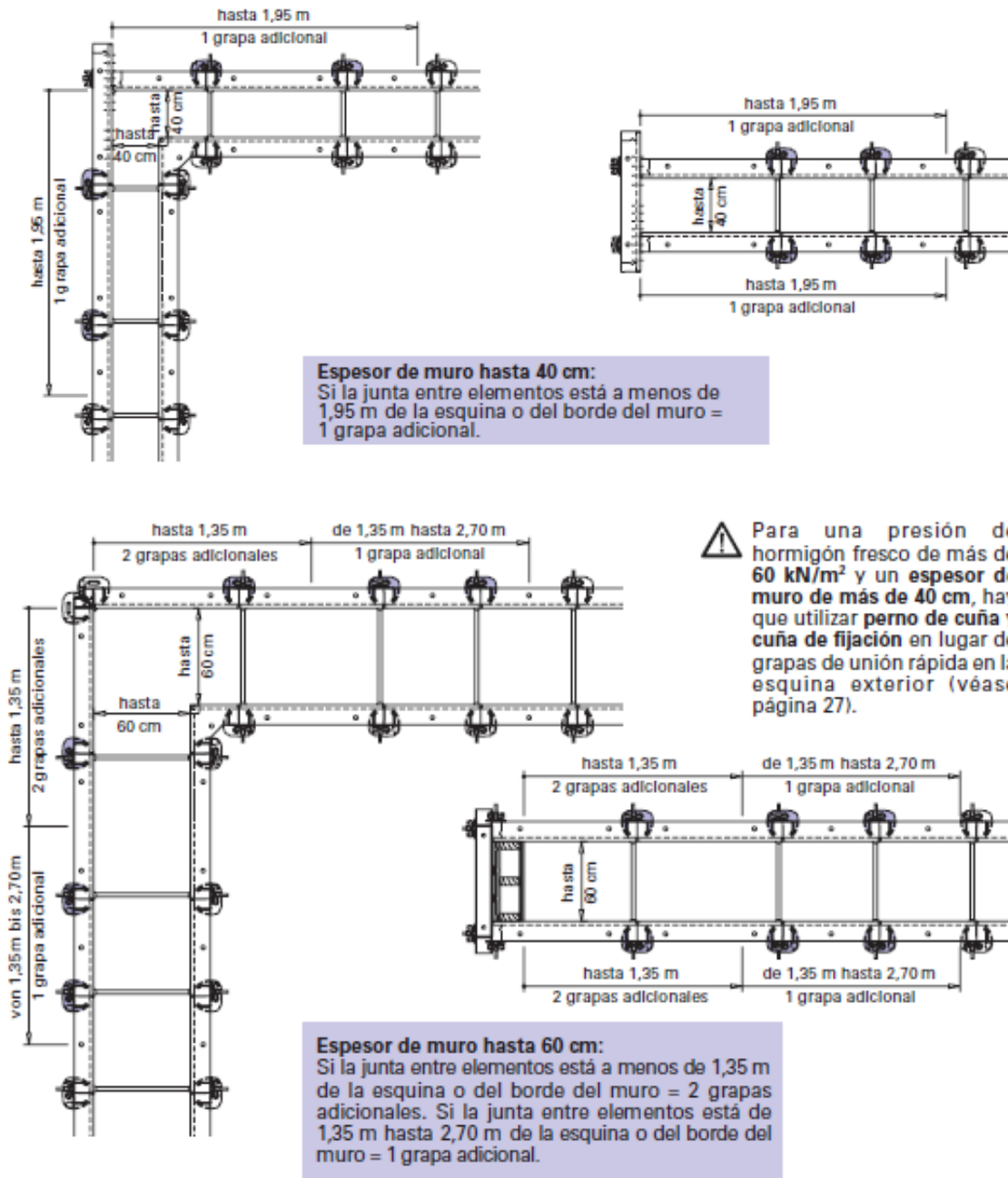
Este último caso no se dará en la práctica para encofrados de marco ligeros, en los que la capacidad resistente de los elementos encofrantes es más limitativa que la tracción en los anclajes. Dichos sistemas se emplean para encofrar estructuras de pequeñas alturas, por lo que no es posible que, por empuje hidrostático, se desarrollen presiones superiores a las soportadas por sus elementos.

Lo anteriormente expuesto es de aplicación a tramos rectos de encofrado a dos caras, en los que la presión de hormigonado es resistida por los anclajes quedando el sistema equilibrado. Sin embargo, en las zonas de esquinas y los tapes de los extremos del tramo hormigonado se generan esfuerzos de tracción en el encofrado que requerirán de un dimensionamiento del número de elementos de unión.

Estas tracciones, que se disipan a medida que nos alejamos de la esquina o del tape por efecto del rozamiento entre el forro y el hormigón fresco, deben ser resistidas por las grapas de unión colocadas en las juntas verticales entre los elementos pues el punto más débil en ese caso.

Cada fabricante proporciona el dato de la tracción máxima admisible por las grapas. Aunque en realidad no es el esfuerzo máximo de tracción que es capaz de soportar la grapa, sino el que soporta el perfil lateral del elemento de encofrado frente a la abolladura por una carga puntual (en este caso la de la grapa). En la práctica el problema del cálculo de la cantidad de grapas necesarias para resistir la tracción entre elementos en las zonas de esquinas y tapes se soluciona dividiendo la tracción de cálculo resultante en cada junta, restando la que se disipa por rozamiento calculando con el valor de coeficiente de rozamiento entre hormigón fresco y cara encofrante (se suele tomar 0,05), entre el valor de la resistencia a tracción máxima admisible para las grapas. El resultado de este cálculo suele ser que se debe añadir una o dos grapas (en función del grosor del muro) a las dos que por necesidades de montaje se deben colocar en cada junta vertical.

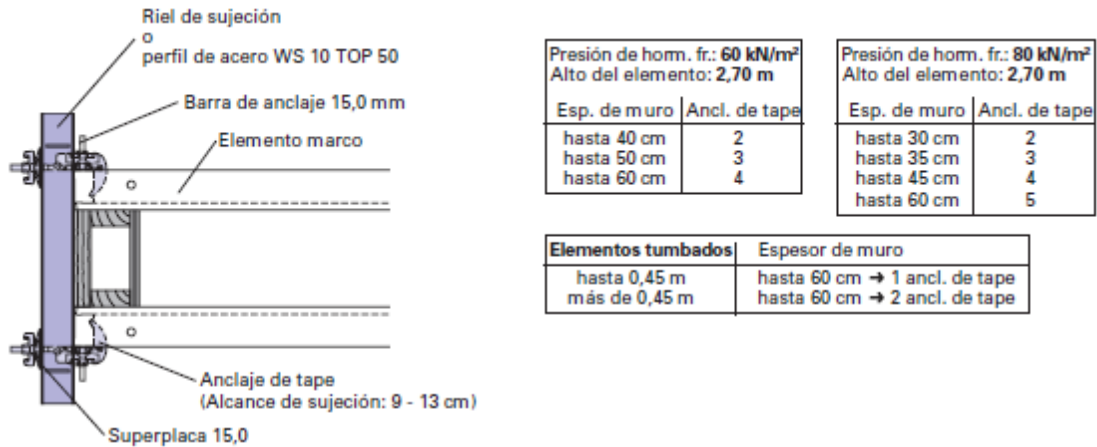
Para facilitar la labor en obra y evitar errores en el montaje, los fabricantes incluyen ya en sus catálogos de producto indicaciones para la colocación de estas grapas adicionales para los casos más frecuentes.



### Grapas adicionales en zonas de tapes y esquinas (DOKA)

En cuanto a los elementos que se emplean para la ejecución de tapes, también es necesario comprobar su resistencia frente a la acción de la presión de hormigón fresco. Cada fabricante tiene sus propios sistemas, pero básicamente la comprobación en ELU se reduce a comprobar que los elementos de sujeción de los perfiles para la ejecución del tape no superan su tracción máxima admisible y que el momento que soportan los perfiles no supera su momento máximo admisible.

Los fabricantes también incluyen configuraciones en sus catálogos, en las que, para cada espesor de muro, se indica el número necesario de perfiles para sujeción del tape y los elementos de fijación necesarios, de modo que no se superen los valores de esfuerzos máximos admisibles para ninguno de las piezas.



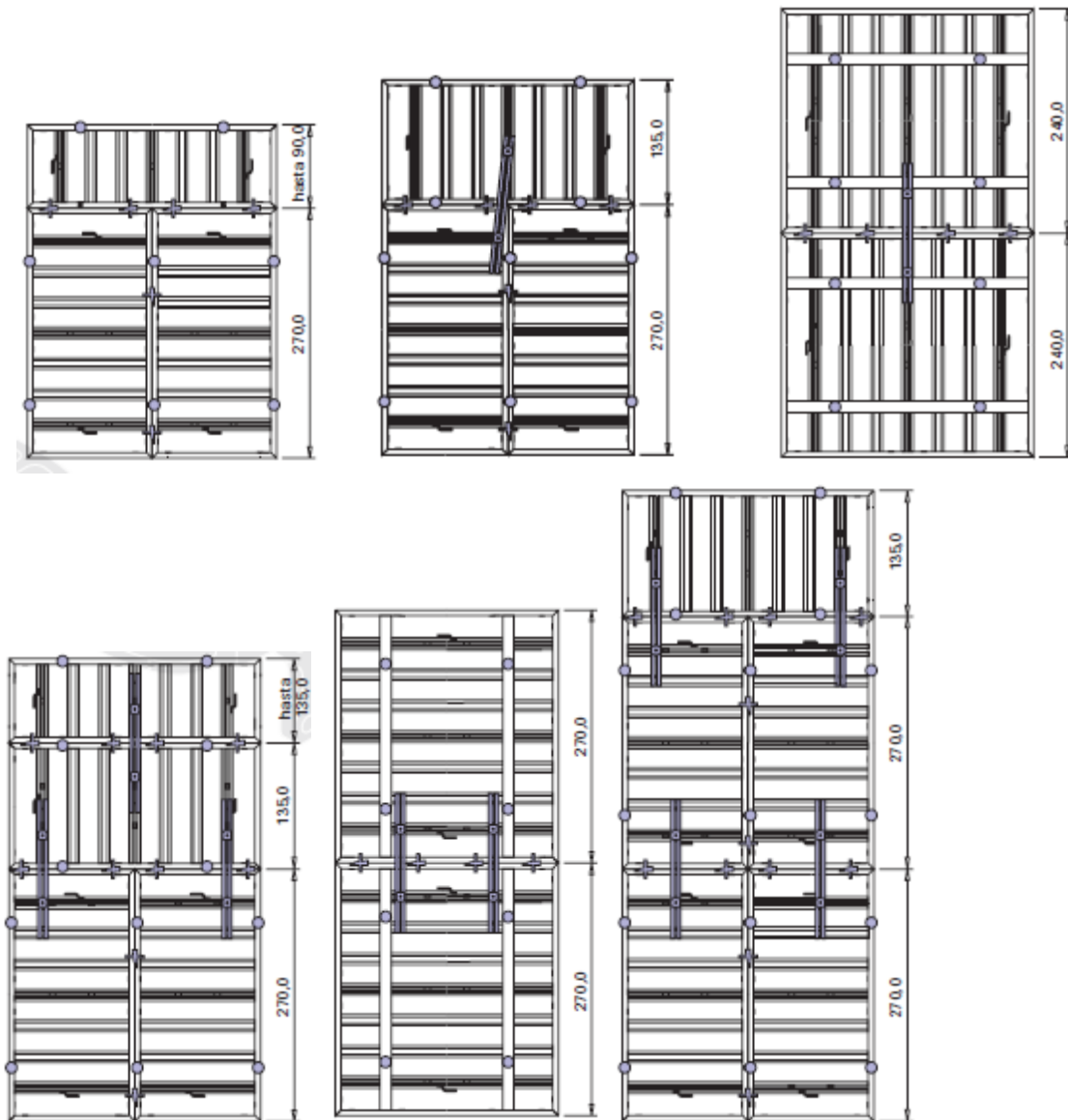
*Instrucciones para elementos de tape (DOKA)*

El dimensionamiento de los elementos de unión en las juntas horizontales entre elementos de encofrado de marco es un problema que requerirá de la realización de cálculos en ELU para la fase de montaje y erección del encofrado. En este caso la acción a que estarán sometidos los elementos será la del peso propio cuando éstos están en posición horizontal, considerando el conjunto de elementos biapoyado en sus extremos, pues el momento más desfavorable se producirá en el instante que la grúa comience a elevar el conjunto de elementos enganchándolo por el extremo superior y el extremo inferior permanezca apoyado en el suelo.



*Rigidización de juntas horizontales para elementos apilados (ULMA)*

Se deberá comprobar que el valor característico del momento que se produce en las juntas horizontales debido al peso propio del conjunto no supera el valor característico máximo admisible del momento flector de los elementos de unión y refuerzo de cada junta horizontal. Así, a mayor altura de conjunto de elementos, más elementos de refuerzo serán necesarios en las juntas.



### *Rigidización de juntas horizontales en configuraciones frecuentes (DOKA)*

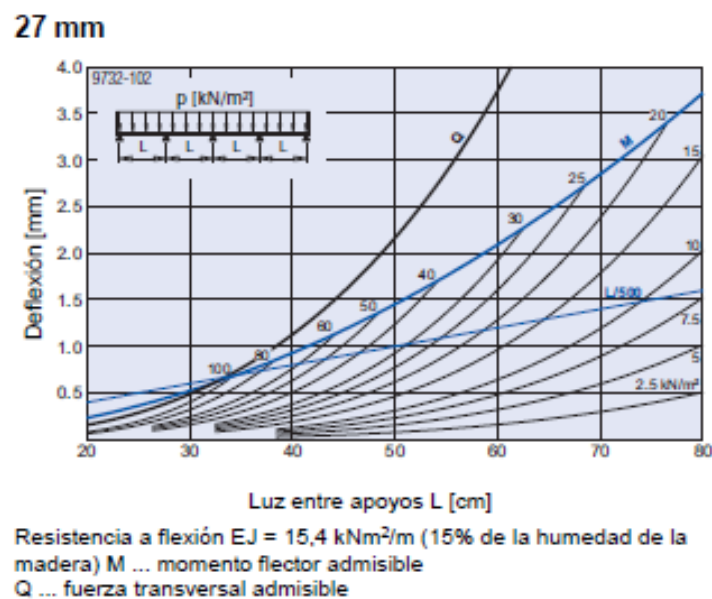
Para realizar estos cálculos los fabricantes proporcionan los valores de peso propio por metro cuadrado de sus elementos y también los valores de momento máximo admisible para sus elementos de unión. Para facilitar la labor en obra y evitar errores en el cálculo y el montaje, los fabricantes incluyen ya en sus catálogos de producto indicaciones para la colocación de los elementos de refuerzo de las juntas horizontales para las configuraciones de elementos de marco más frecuentes.

### 2.3.5.2 El caso de los encofrados de vigas y rieles

El caso de los encofrados de vigas y rieles es diferente, pues los elementos encofrantes se dimensionan en muchas ocasiones para cada proyecto concreto, y se debe tener en cuenta, además de otros condicionantes de proyecto como los mencionados anteriormente (reparto de elementos de forro, reparto de orificios de anclaje), el tipo de hormigón a emplear y el proceso de vertido para estimar el valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk}$  a que estará sometido el encofrado en el momento más desfavorable de la fase de hormigonado. Se tomará ese valor como valor característico de la presión máxima admisible  $\sigma_{hk,max}$ .

Una vez establecido este valor se deberá dimensionar el número y reparto de los elementos del encofrado de modo que sean capaces de soportar los esfuerzos producidos por la presión del hormigón fresco.

Se comienza por el forro, cuyas características mecánicas limitarán la separación de las vigas de madera que lo soportan, pues el forro no podrá superar los valores máximos admisibles del cortante y el momento flector en ELU y la flecha el valor  $L/500$  en ELS. Dichos valores los proporciona el fabricante del forro en tablas, en función del espaciamiento entre apoyos.



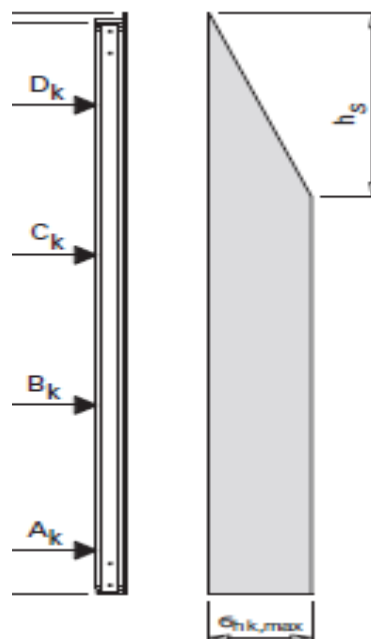
*Diagrama Luz-Flecha para tablero tricapa de 27 mm en función de la carga repartida (DOKA)*

Se debe poner especial atención a la dirección prevista de la veta de la madera en el caso de emplear tableros tricapa o madera en tablas o tablillas, pues las tablas de cálculo de los fabricantes suelen prever que la dirección de la veta será perpendicular a la dirección de los apoyos (en este caso las vigas de madera), que es la dirección que mayor resistencia ofrece.



El factor más limitativo a la hora de dimensionar el forro determinando el espaciamiento entre las vigas de madera suele ser la flecha en el forro, como se aprecia en la gráfica.

Una vez determinado el espaciamiento entre vigas, condicionado por el forro, deberemos dimensionar el espaciamiento entre rieles de modo que en la viga no se superen los valores máximos admisibles del cortante y el momento flector en ELU y la flecha el valor  $L/500$  en ELS. Esta operación requerirá reducir la presión de hormigonado al ancho de influencia de la viga más desfavorable y calcularla como si fuera una viga continua con tantos apoyos como rieles se vayan a disponer. Generalmente el factor más limitativo a la hora de dimensionar el espaciamiento de rieles es el cortante admisible de la viga.



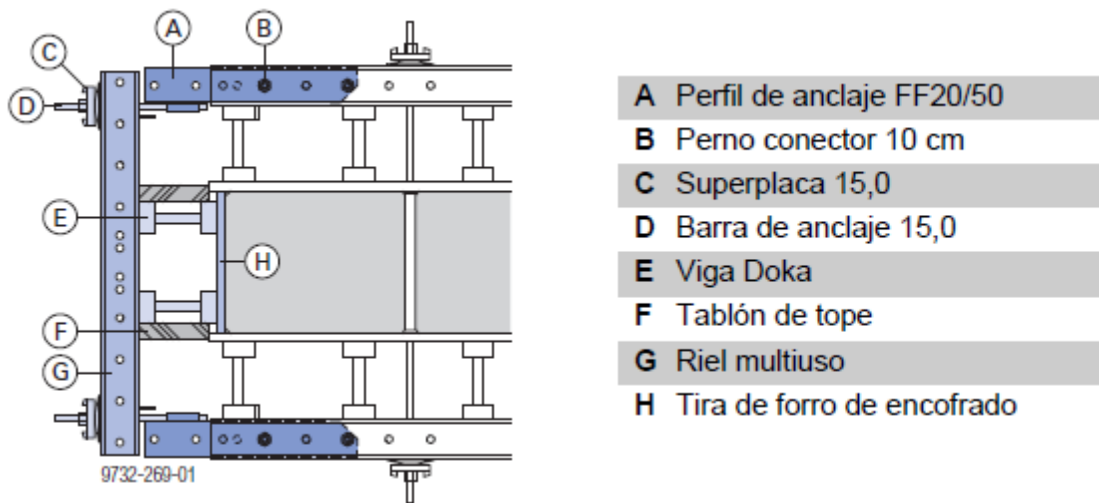
De este cálculo se obtendrá el reparto de rieles adecuado y la carga puntual que transmite la viga a cada riel (en el gráfico representadas como  $A_k$ ,  $B_k$ ,  $C_k$  y  $D_k$ ).

A continuación se tomará el riel más desfavorable, que será el que mayor carga reciba de la viga y deberemos dimensionar el espaciamiento y ubicación de anclajes de modo que en el riel no se superen los valores máximos admisibles del cortante y el momento flector en ELU y la flecha el valor  $L/500$  en ELS. Además es conveniente repartir los anclajes de modo que se minimice el momento en los extremos de cada riel, cuando se une al siguiente elemento, pues el momento admisible por los elementos de conexión es del orden de un 25% inferior al momento admisible por el riel. Todo ello sin olvidar que la reacción en cada apoyo, que equivale a un anclaje, no puede superar el valor de de la tracción máxima admisible por el anclaje.

Es más práctico y cómodo desde el punto de vista del cálculo traducir las cargas puntuales recibidas de las vigas a una carga uniformemente repartida a lo largo de todo el riel. El riel se calcula como si fuera una viga continua con tantos apoyos como

anclajes se vayan a disponer. Normalmente el factor más limitativo es el momento máximo admisible en el riel,

En cuanto a los elementos que se emplean para la ejecución de tapes, también es necesario comprobar su resistencia frente a la acción de la presión de hormigón fresco. Cada fabricante tiene sus propios sistemas, pero básicamente la comprobación en ELU se reduce a comprobar que los elementos de sujeción de los rieles para la ejecución del tape no superan su tracción máxima admisible (normalmente la tracción admisible es el factor más limitativo), además de realizar las mismas comprobaciones para forro, vigas de madera y rieles descritas anteriormente para los elementos del encofrado a dos caras.

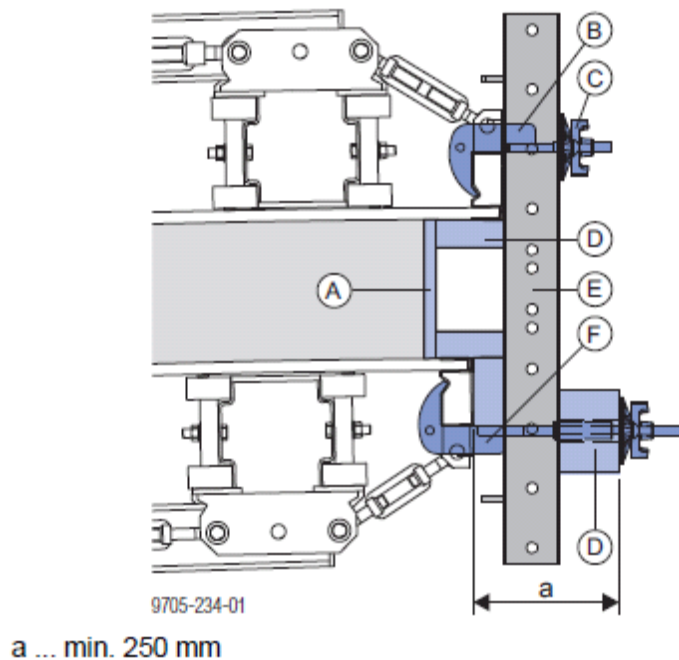


*Configuración de tape en encofrado de vigas (DOKA)*

### 2.3.5.3 El caso de los encofrados circulares.

Los fabricantes proporcionan el dato del valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados circulares en sus manuales y es el dato que en la práctica se debe manejar para determinar la velocidad de hormigonado. El problema del dimensionamiento, al igual que en los encofrados de marco y tal como vimos en el apartado dedicado a las bases de cálculo, se reduce a calcular con el valor de la carga máxima admisible  $F_{k,max}$ , de modo que  $F_k \leq F_{k,max}$ . En el caso de la presión de hormigonado,  $\sigma_{hk} \leq \sigma_{hk,max}$ , siendo  $\sigma_{hk,max}$  el valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados. El valor característico de la presión máxima del hormigón fresco  $\sigma_{hk}$  vendrá dado por los factores descritos en el capítulo dedicado al cálculo de la presión de hormigón fresco empleando la norma DIN 18218:2010-01 y, con unas características de hormigón fresco y condiciones de temperatura dadas, podremos determinar la velocidad máxima de llenado para no superar el valor característico de la presión máxima admisible por los encofrados  $\sigma_{hk,max}$ .





#### *Configuración de elementos para realización de tape (DOKA)*

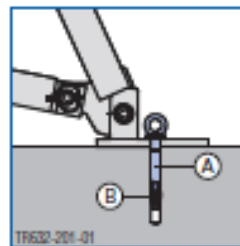
En cuanto a los elementos que se emplean para la ejecución de tapes, también es necesario comprobar su resistencia frente a la acción de la presión de hormigón fresco. Cada fabricante tiene sus propios sistemas, pero básicamente la comprobación en ELU se reduce a comprobar que los elementos de sujeción de los perfiles para la ejecución del tape no superan su tracción máxima admisible y que el momento que soportan los perfiles no supera su momento máximo admisible. Los fabricantes también incluyen configuraciones en sus catálogos, en las que, para cada espesor de muro, se indica el número necesario de perfiles para sujeción del tape y los elementos de fijación necesarios, de modo que no se superen los valores de esfuerzos máximos admisibles para ninguno de las piezas.

#### **2.3.5.4 Elementos de estabilización para encofrados verticales.**

Los encofrados, sean de cualquiera de los tipos que se han descrito en este capítulo, una vez colocados en su posición, antes de ser hormigonados deben ser capaces de soportar la acción del viento. Los esfuerzos a que se ven sometidos los medios de estabilización y aplomado son de entidad, y no una cuestión baladí. En aras de la seguridad, se deben tener en cuenta las cargas de viento para determinar una configuración de los elementos de estabilización y aplomado adecuada.

Tradicionalmente se empleaban para la estabilización y aplomado puntales estándar, que trabajaban únicamente a compresión, y cables o tirantes, éstos a tracción. Los fabricantes de sistemas de encofrado ofrecen actualmente medios más adecuados para soportar estos esfuerzos con seguridad. Se trata de puntales telescópicos capaces de trabajar tanto a tracción como a compresión, que se fijan a la estructura de los diferentes sistemas de que disponen y se deben fijar también al suelo. La resistencia de los

puntales es conocida, tanto a tracción como a compresión. La fijación de los puntales al suelo se suele resolver con anclajes mecánicos al hormigón de la cimentación de la estructura. Obviamente, los anclajes deben ser capaces de soportar las cargas que transmiten los puntales.



A Anclaje rápido Doka 16x125 mm  
B Espiral Doka 16mm



*Puntales estabilizadores y anclajes (PERI, ULMA, DOKA)*

La presión del viento sobre los encofrados verticales se determinará basándonos en la norma EN 1991-1-4 (Acciones. Viento) de la siguiente manera:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_p$$

$w_e$	Presión del viento sobre la superficie, en $kN/m^2$
$q_p$	Presión dinámica de viento, en $kN/m^2$ , en función de la altura sobre el suelo del punto considerado.

$(z_e)$	Altura sobre el suelo del punto considerado.
$c_p$	Coefficiente aerodinámico.

Una vez conocida la presión del viento, se deben resolver las ecuaciones de equilibrio que resulten de aplicar el viento por la cara encofrante y por la contraria, obteniéndose la carga por unidad de longitud en los brazos de los puntales y en los anclajes para los dos casos. Se compara con la carga admisible de los puntales y los anclajes y, de esa forma, se obtiene la distancia mínima entre puntales.

En la práctica no se suelen realizar estos cálculos, pues los fabricantes, tomando valores de  $w_e$  del lado de la seguridad, ( $q_p = 0,5 \frac{kN}{m^2}$   $c_p = 1,3$ ) dan en sus instrucciones de montaje el reparto adecuado mínimo para los puntales.

Altura del encofrado [m]	Puntal estabilizador		Eurex 60 550 o puntal estabilizador tubular
	340	540	
3,00	4,00		
4,00	3,00		
5,00		3,00	
6,00		2,00	
7,00	4,00		4,00
8,00	3,00		4,00

*Distancias (en m) máximas entre puntales estabilizadores (DOKA)*

Normalmente, en la práctica suele emplearse un número mayor que el estrictamente necesario, por razones de comodidad y rendimiento, de forma que los paños de encofrado que se mueven de puesta a puesta lleven incorporados sus puntales, de modo que el conjunto de un paño transportado por la grúa sea estable al desengancharlo, para ahorrar tiempo de mano de obra.



## 2.4 El caso particular de los muros ejecutados a una cara. El problema de las grandes presiones.

---

### 2.4.1 La resultante de presiones.

A diferencia de los encofrados de muros a dos caras, en los que las presiones de hormigonado se transmiten en última instancia a los anclajes y el sistema de encofrado se encuentra en equilibrio de fuerzas, en los muros encofrados a una cara el gran problema consiste en resistir la resultante de presiones de hormigón fresco, que es de una gran magnitud, y transmitirla al suelo de una forma segura y efectiva.

Obviamente, independientemente de que el muro sea encofrado a dos caras o a una cara, la ley de presiones será como la descrita en el apartado 2.2 del presente trabajo. En los muros encofrados a dos caras cada anclaje recoge las presiones que se producen en su área de influencia, que está limitada por la configuración del elemento encofrante (encofrado tipo marco o de vigas y rieles, usualmente). En el muro a una cara, se debe contrarrestar la totalidad de la resultante de presiones y transmitirla al terreno.

En muros de alturas pequeñas (hasta 2,5 – 2,7 m) este problema se ha solucionado tradicionalmente disponiendo un apuntalamiento denso tras los elementos encofrantes, de modo que soportara la presión de hormigón fresco, teniendo la precaución de anclar el encofrado al suelo para evitar su levantamiento, pues la resultante de presiones actúa a una cierta altura del suelo y, sin ese anclaje, el encofrado se levantaría pivotando alrededor del punto de apoyo de los puntales. Sin embargo, este procedimiento ha llevado a errores y accidentes en obra, pues su empleo no era susceptible de ser sometido a cálculo de forma fiable, quedando muchas veces la ejecución de estos apuntalamientos a criterio de los encofradores, casi siempre acertado, pero no siempre.

### 2.4.2 Sistemas de Soporte.

Para la ejecución de los encofrados a una cara, los diferentes fabricantes de sistemas de encofrado han desarrollado sistemas capaces de resistir las presiones de hormigón fresco y transmitirlas al terreno y a la cimentación de una forma fiable, segura, y que ofrece unos rendimientos de ejecución en obra mucho mayores que el apuntalado. Además, estos sistemas permiten el hormigonado de muros a una cara de grandes alturas, lo que sería inviable con el sistema tradicional.

Todos los sistemas disponibles en el mercado, ya sea para grandes alturas o para pequeñas, se basan en un mismo concepto para resistir y transmitir las presiones de hormigonado. Se trata de emplear unas estructuras trianguladas metálicas de soporte en

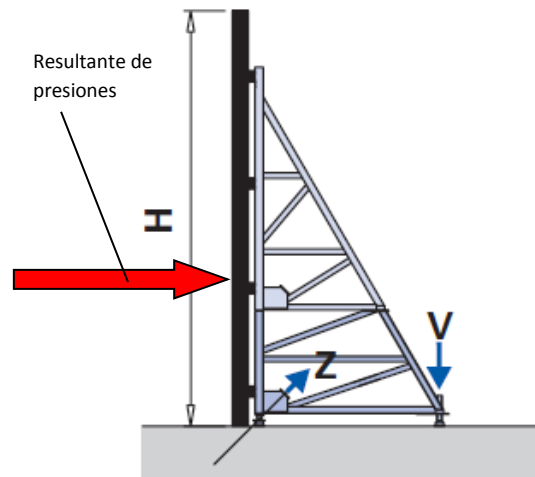


forma de escuadra ancladas a la cimentación del muro. Dichas estructuras tienen los elementos encofrantes fijados en su parte anterior, normalmente con unos perfiles de reparto a la altura de los orificios de los anclajes en el caso de los encofrados tipo marco, o directamente en los casos de encofrados de vigas y rieles.



*Conjunto de escuadras y detalle de perfiles de reparto en anclajes (Alsina, ULMA)*

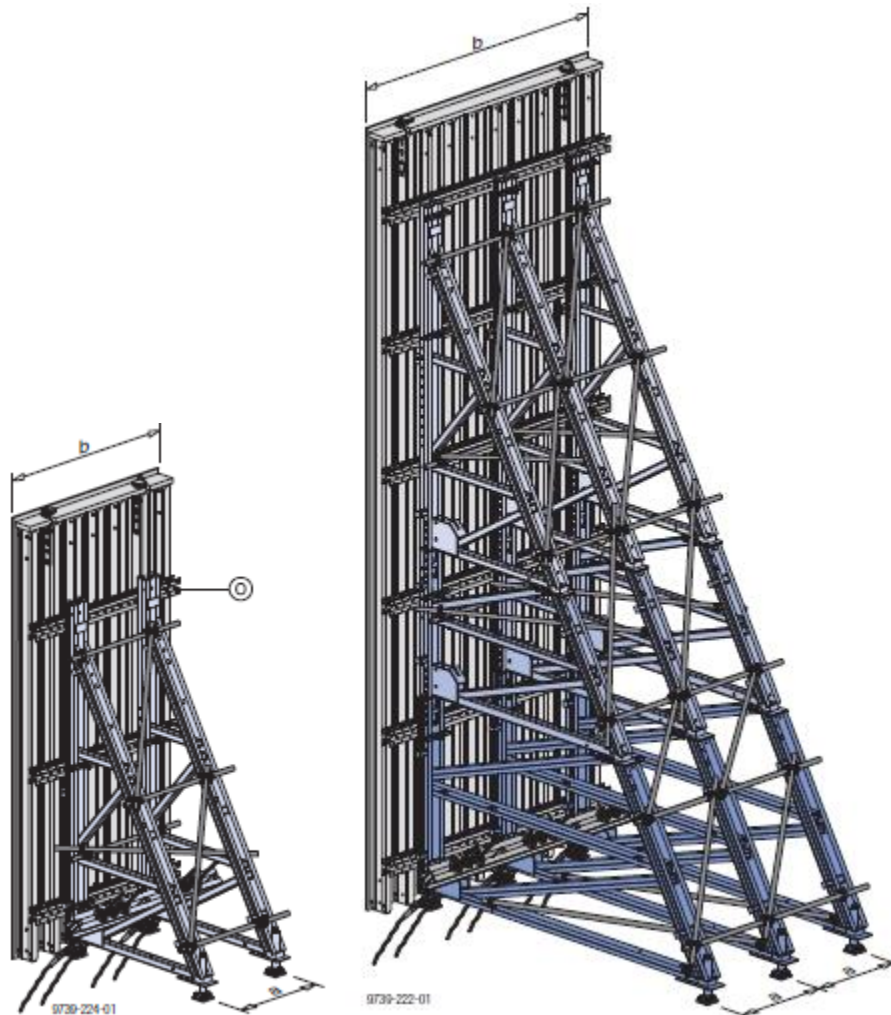
Los elementos encofrantes transmiten las presiones de hormigón fresco a la estructura de soporte, que trabaja globalmente a compresión. Ésta, a su vez, transmite las cargas al anclaje inclinado dispuesto en la cimentación del muro en su parte delantera en forma de tracción, y al terreno a través de unas patas en su parte posterior en forma de compresión.



*Ejemplo de aplicación y esquema de transmisión de fuerzas (DOKA)*

Las estructuras de soporte se colocan por parejas habitualmente, quedando el elemento encofrante unido solidariamente a la estructura, de modo que se pueden transportar de puesta a puesta sin desmontar el conjunto, bien con un sistema de ruedas o mediante grúa. Las parejas de escuadras de soporte deben arriostrarse, normalmente mediante elementos de acero tubulares, para rigidizar el conjunto para evitar deformaciones durante el transporte y para evitar el pandeo del conjunto del elemento

“escuadra”, acortando la longitud de pandeo. Las estructuras llevan incorporados los elementos de fijación del arriostamiento y cada fabricante da las directrices para realizarlo en las instrucciones de uso del sistema. Si la combinación de la altura de muro, longitud de puesta y presión prevista de hormigón fresco lo requiere, se puede recurrir a colocar las estructuras formando tríos, pero es menos usual.

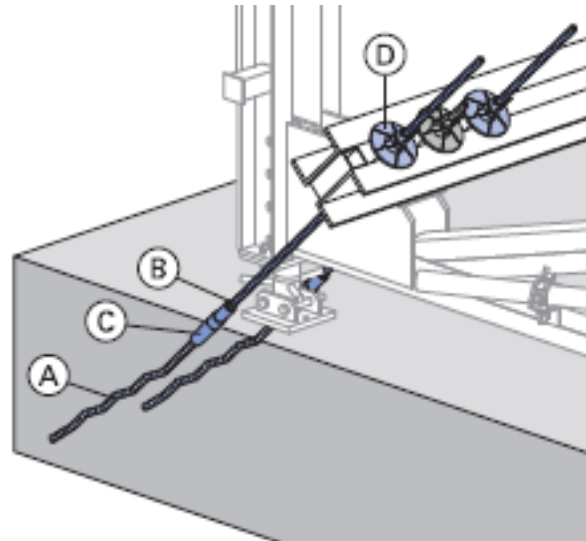


*Configuraciones para diferentes alturas de muro con elementos de escuadra apilables. Obsérvense el arriostamiento con elementos tubulares de acero y la configuración por parejas o tríos. (DOKA)*

### 2.4.3 Sistema de anclaje

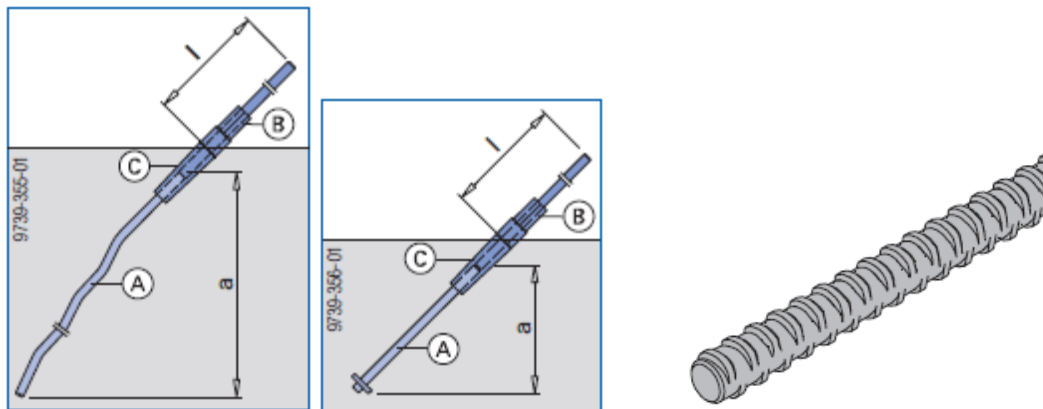
Las parejas de estructuras de soporte transmiten tracciones a los anclajes inclinados (45° normalmente) perdidos por el siguiente sistema: La estructura transmite el empuje del hormigón fresco a un perfil de reparto o riel de anclaje (en la figura, la doble U en cajón invertido ]]) y la transmite, en forma de tracción y a través de las placas de reparto y las tuercas de palomilla (D) a las barras de anclaje (B). Las barras de

anclaje (B) se unen al anclaje perdido (A) mediante un cono (C) recuperable roscado a ambas barras.



*Sistema de anclaje (DOKA)*

Tanto las barras de anclaje (B), como los anclajes perdidos (A) están constituidos por barras de acero de alto límite elástico dotadas de rosca autolimpiante. Las barras de anclajes son rectas y los anclajes perdidos pueden tener diversas formas (generalmente onduladas o con placa). El diámetro de los anclajes irá en función de las tracciones que deban soportar, siendo los diámetros más usuales  $\text{Ø}15\text{mm}$ ,  $\text{Ø}20\text{mm}$  y  $\text{Ø}26,5\text{mm}$ .



*Tipos de anclajes y detalle de rosca autolimpiante (DOKA)*

El valor característico de la tracción máxima admisible para las barras de anclaje de uso más extendido en el mercado, según los datos del propio fabricante, es de 120 kN para barras de  $\text{Ø}15\text{mm}$ , 220 kN para barras de  $\text{Ø}20\text{mm}$ , y 350 kN para barras de  $\text{Ø}26,5\text{mm}$ . Debe tenerse en cuenta que se suele colocar una pareja de anclajes por escuadra, salvo en casos de muros de escasa altura, en que se puede emplear solamente uno, si los cálculos así lo sancionan.



## 2.4.4 Diseño y cálculo de anclajes

El factor limitativo de la resistencia del sistema no es la estructura, sino el sistema de anclaje de la misma. Los fabricantes más importantes han dimensionado las estructuras para que sean capaces de resistir los esfuerzos a que están sometidas cuando los anclajes de uso más extendido (diámetros 15,0 o 20,0 mm) están al máximo de su capacidad resistente. Así, en el cálculo de una estructura de soporte de un encofrado a una cara únicamente será necesario determinar el perfil de reparto y el diámetro de anclaje a emplear, en función de la resultante de presiones y el ancho de influencia de cada escuadra de la estructura. Lo usual es emplear dos anclajes por escuadra (4 por pareja), aunque en el caso de muros de poca altura o presiones de hormigonado reducidas se puede bajar a un anclaje por escuadra (2 por pareja). El ancho de influencia suele determinarlo la modulación del sistema de encofrado que se va a emplear en combinación con las escuadras.

El problema del dimensionamiento de los anclajes, tal como vimos en el apartado dedicado a las bases de cálculo, se reduce a determinar el valor característico de la tracción máxima admisible por los anclajes  $F_{k,max}$ , eligiendo el número y diámetro de anclajes de modo que se cumpla que  $F_k \leq F_{k,max}$ , siendo  $F_k$  el valor característico de la tracción en el anclaje calculado con la resultante de presiones de hormigonado y el ancho de influencia de cada escuadra.

El perfil de reparto se dimensiona de forma análoga, de modo que no se superen en él los valores máximos admisibles del cortante en ELU (el momento no es relevante, pues la pareja de anclajes están muy próximos entre sí). El valor del cortante en el riel con la estructura en carga es mismo que el valor de la tracción en el anclaje. Algunos fabricantes dan este dato en forma de tabla.

Perfil de anclaje	Máx. fuerza de anclaje Z
Riel de acero WS 10	175 kN
Riel de acero WU 12	259 kN
Perfil de anclaje 1,95 m y 2,95 m (WU 16)	430 kN

Con mayores fuerzas de anclaje emplear 2 piezas U 200 como perfil de anclaje.

### *Cargas admisibles para los perfiles de anclaje (DOKA)*

Para el dimensionamiento o comprobación de los elementos encofrantes se seguirán los criterios ya considerados en el apartado dedicado a los encofrados verticales.

Si se trata de encofrados de vigas y rieles, los puntos de apoyo de las estructuras de soporte en los rieles harán las veces de los puntos de colocación de los anclajes en el caso de muros a dos caras.

En el caso de encofrados de marco, los perfiles de reparto, se colocan generalmente a la altura de los orificios de los anclajes, por lo que únicamente será necesario comprobar que el valor característico de la presión de hormigón fresco no supera el máximo admisible por el sistema.

La magnitud de la carga vertical  $V$  que transmite la escuadra al terreno es otro punto a tener en cuenta. Si el punto donde apoya la parte posterior de la escuadra no es capaz de soportar la carga puntual, clavándose el pie posterior en el terreno, se desaploma el conjunto y se pierde la geometría del muro. El valor de la carga se debe tener en cuenta para valorar la necesidad de colocar medios para el reparto de la carga, como tablonos de reparto o incluso una zapata de hormigón, en función de la resistencia del terreno en el punto de aplicación de la fuerza.

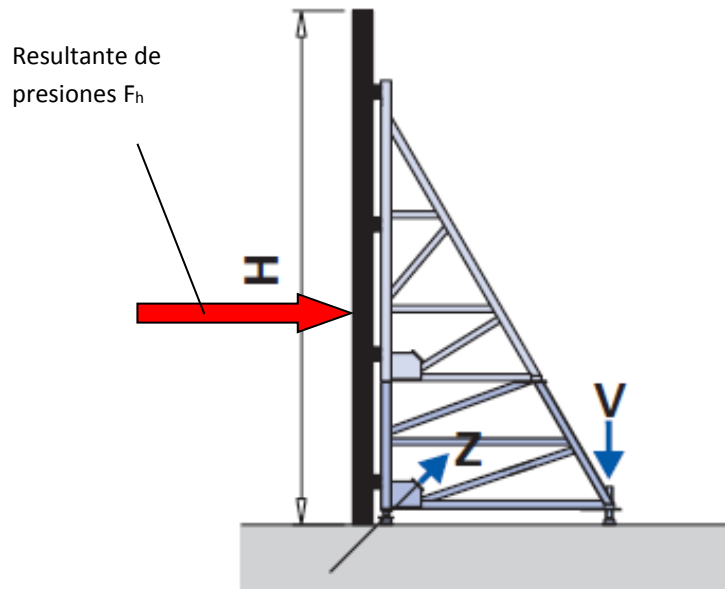
#### **2.4.5 Estabilidad frente a deslizamiento y vuelco.**

Si se contempla el conjunto escuadra+encofrado+cimentación, sometido a la resultante de presiones de hormigón fresco, cabría preguntarse si está garantizada la estabilidad del conjunto frente al deslizamiento y vuelco.

Sin embargo, dicha estabilidad está garantizada por las fuerzas que se oponen a estos movimientos: peso propio del hormigón fresco, peso propio de escuadra y encofrado, peso propio de la cimentación y empuje pasivo del terreno contra la cimentación oponiéndose al movimiento de vuelco.

Por otra parte, no debemos olvidar que la propia estructura que se hormigona (generalmente un muro de contención) se ha calculado para garantizar su propia estabilidad frente al deslizamiento y vuelco frente a las cargas que actúan sobre ella, con lo que las dimensiones de la cimentación contribuye para garantizar la estabilidad en la fase de hormigonado, y que además, el punto de apoyo posterior de las estructuras de soporte, si está más alejado del muro que el extremo de la cimentación, contribuye adicionalmente a la estabilidad frente al vuelco.

## 2.4.6 Orden de magnitud.



En este punto simplemente recogeremos valores obtenidos en el cálculo de la tracción  $Z$  y la presión  $V$  por escuadra para diferentes alturas de hormigonado  $H$ , presiones máximas de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$ , y ancho de influencia por escuadra, para que el lector tenga presente el rango de valores que pueden alcanzar estas magnitudes. El cálculo se ha realizado tomando la geometría de las velas soporte (denominación que da el fabricante a su sistema de escuadras) de la empresa DOKA. La geometría de las escuadras condiciona el resultado y puede ser diferente con el material de otros fabricantes.

- Caso 1: Altura de hormigonado  $H = 4,50 \text{ m}$ , presión máxima de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max} = 45 \text{ kN/m}^2$ , ancho de influencia de cada escuadra  $b = 1,20 \text{ m}$ . Por unidad de escuadra tendremos: La resultante de presiones  $F_h = 194,4 \text{ kN}$  (a una altura de 1,84 m). La tracción en los anclajes (a repartir entre dos anclajes)  $Z = 274,92 \text{ kN}$ , y una carga vertical  $V = 193,09 \text{ kN}$  en la pata posterior de la escuadra.
- Caso 2: Igual que caso 1, pero con una altura de hormigonado  $H = 7,50 \text{ m}$  (En este caso se emplea una vela soporte suplementada por un elemento de extensión inferior). Por unidad de escuadra tendremos: La resultante de presiones  $F_h = 329,4 \text{ kN}$  (a una altura de 3,07 m). La tracción en los anclajes (a repartir entre dos anclajes)  $Z = 465,84 \text{ kN}$ , y una carga vertical  $V = 269,86 \text{ kN}$  en la pata posterior de la escuadra.
- Caso 3: Igual que caso 1, pero con una presión máxima de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max} = 55 \text{ kN/m}^2$ . Por unidad de escuadra tendremos: La resultante de presiones  $F_h = 224,4 \text{ kN}$  (a una altura de 1,76 m). La tracción en los anclajes (a

repartir entre dos anclajes)  $Z = 337,35 \text{ kN}$ , y una carga vertical  $V = 213,4 \text{ kN}$  en la pata posterior de la escuadra.

- Caso 4: Igual que caso 1, pero con un ancho de influencia de cada escuadra  $b = 1,00 \text{ m}$ . Por unidad de escuadra tendremos: La resultante de presiones  $F_h = 162,0 \text{ kN}$  (a una altura de 1,84 m). La tracción en los anclajes (a repartir entre dos anclajes)  $Z = 229,1 \text{ kN}$ , y una carga vertical  $V = 160,91 \text{ kN}$  en la pata posterior de la escuadra.

## 2.5 Sistemas de trepa para muros de grandes alturas.

---

El hormigonado de elementos de gran altura de una sola vez plantea una serie de dificultades:

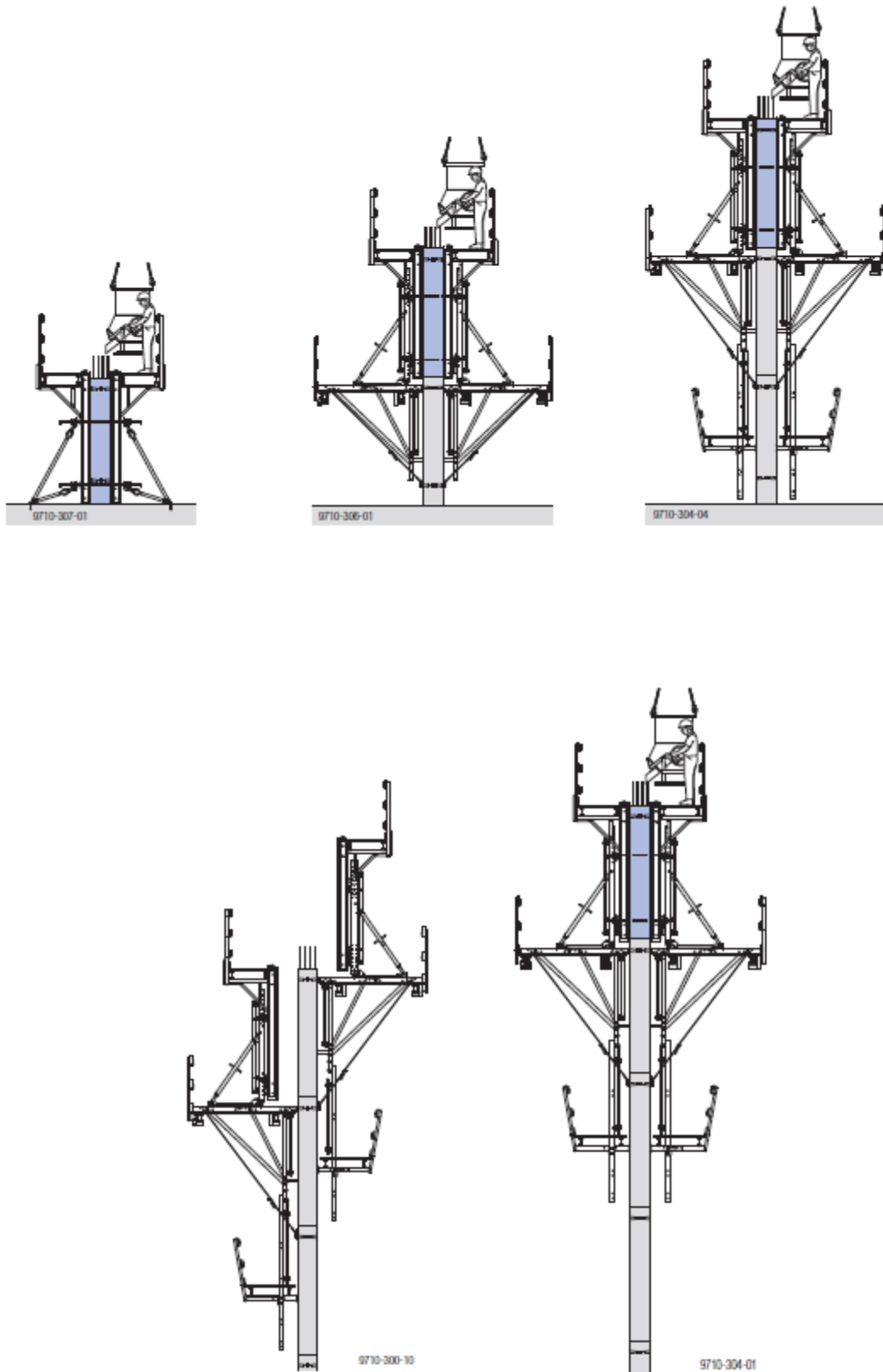
- Los medios que garantizan la seguridad de los trabajadores son más caros y de mayor entidad.
- Se complica el procedimiento de construcción en lo que se refiere al vertido y la compactación, la colocación de las armaduras.
- Se incrementan las cargas de viento sobre los encofrados.
- La maquinaria de elevación requiere mayor capacidad.
- Se incrementa la presión de hormigonado.
- Requiere gran cantidad de material de encofrado en obra.

Estas dificultades aumentan con la altura. A partir de una cierta altura de estructura se hace aconsejable no hormigonar en una sola puesta, sino hacerlo en varias fases. Es el trepado.

En una primera fase, para conformar el muro de gran altura, los encofrados se apoyan en el suelo, pero a partir de ese momento, para continuar encofrando y hormigonando en altura, deben disponerse plataformas provisionales para poder apoyar el encofrado y seguir hormigonando. Estas plataformas, mediante anclajes instalados en cada fase de hormigonado, se apoyan en el hormigón ya fraguado de la fase anterior y sirven para conformar una plataforma de trabajo en altura.

En la siguiente ilustración se pueden apreciar las diferentes fases. Obsérvese que, ya desde la primera puesta, se dejan hormigonados los anclajes a los que se fijará la plataforma para el hormigonado de la siguiente.

Empleando este procedimiento se optimiza la cantidad de encofrado necesario en obra, se simplifican y abaratan los costes de medios auxiliares y medidas de seguridad, se simplifica el proceso constructivo y se reduce la presión de hormigonado.



*Fases de ejecución de un encofrado trepante (DOKA)*

## 2.5.1 Sistemas de trepa.

En el mercado existe una gran variedad de sistemas de trepa. La primera distinción que debemos hacer entre ellos es el tipo de esfuerzos a que estará sometido el sistema de trepa, diferenciando entre encofrado a una cara o a dos caras.

En el caso de plataformas de trepa con encofrado a dos caras las presiones de hormigonado se absorberán en los anclajes propios del encofrado, mientras que en las plataformas de trepa a una cara la resultante de las presiones de hormigón fresco es la plataforma la que debe resistir estos esfuerzos.

El factor más limitativo para la configuración de un sistema de trepa con encofrado a una cara será la presión de hormigón fresco, por lo que dedicaremos a estos sistemas un capítulo aparte.

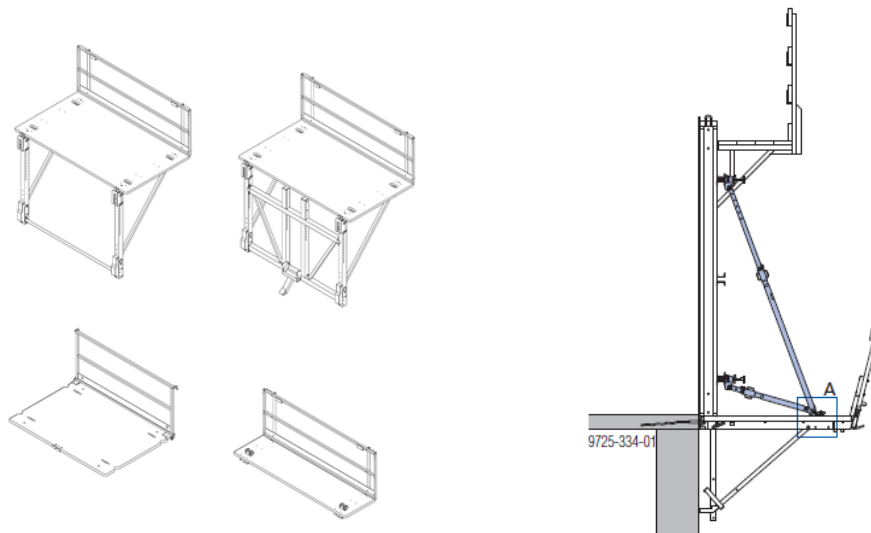
Para el caso de trepa con encofrado a dos caras el factor más limitativo será el viento. Como veremos más adelante.

Los sistemas para trepa a dos caras podemos agruparlos en 4 tipos:

- Plataformas ligeras de trepa con grúa.
- Plataformas de trepa con grúa.
- Plataformas de trepa guiada con grúa.
- Sistemas de autotrepa.

Existen también elementos trepantes que se colocan en el interior de estructuras huecas, cuya forma de funcionamiento es más sencilla. Son las vigas trepantes.

### 2.5.1.1 Plataformas ligeras de trepa con grúa.



*Plataformas ligeras (PERI, DOKA)*

En general, son plataformas de trabajo sobre las que se coloca el encofrado simplemente apoyado, permitiendo colocar medios de aplomado. Suelen ser ménsulas poco robustas pero rápidas de montar y están pensadas para la ejecución de estructuras



de pequeña altura que solamente requieran de una o dos fases de trepa. En algunos casos se suministran premontadas y plegadas, y se colocan directamente con un movimiento de grúa desde el camión de suministro.

Para el paso de puesta a puesta son necesarios tres movimientos de grúa, el primero para retirar el encofrado, el segundo para trasladar la plataforma a la siguiente puesta y el tercero para volver a colocar el encofrado. Algunas permiten la fijación del encofrado a la plataforma, con lo que se reduce el proceso a un movimiento.

### 2.5.1.2 Plataformas de trepa con grúa.

Son el sistema de trepa por excelencia. El procedimiento de trepado se soluciona fijando el encofrado (ya sea de marco o de vigas y rieles) a unas ménsulas de trepa. Las ménsulas de trepa, de mayor robustez, se disponen por parejas (eventualmente por tríos) arriostradas entre sí mediante perfiles tubulares, formando la plataforma.

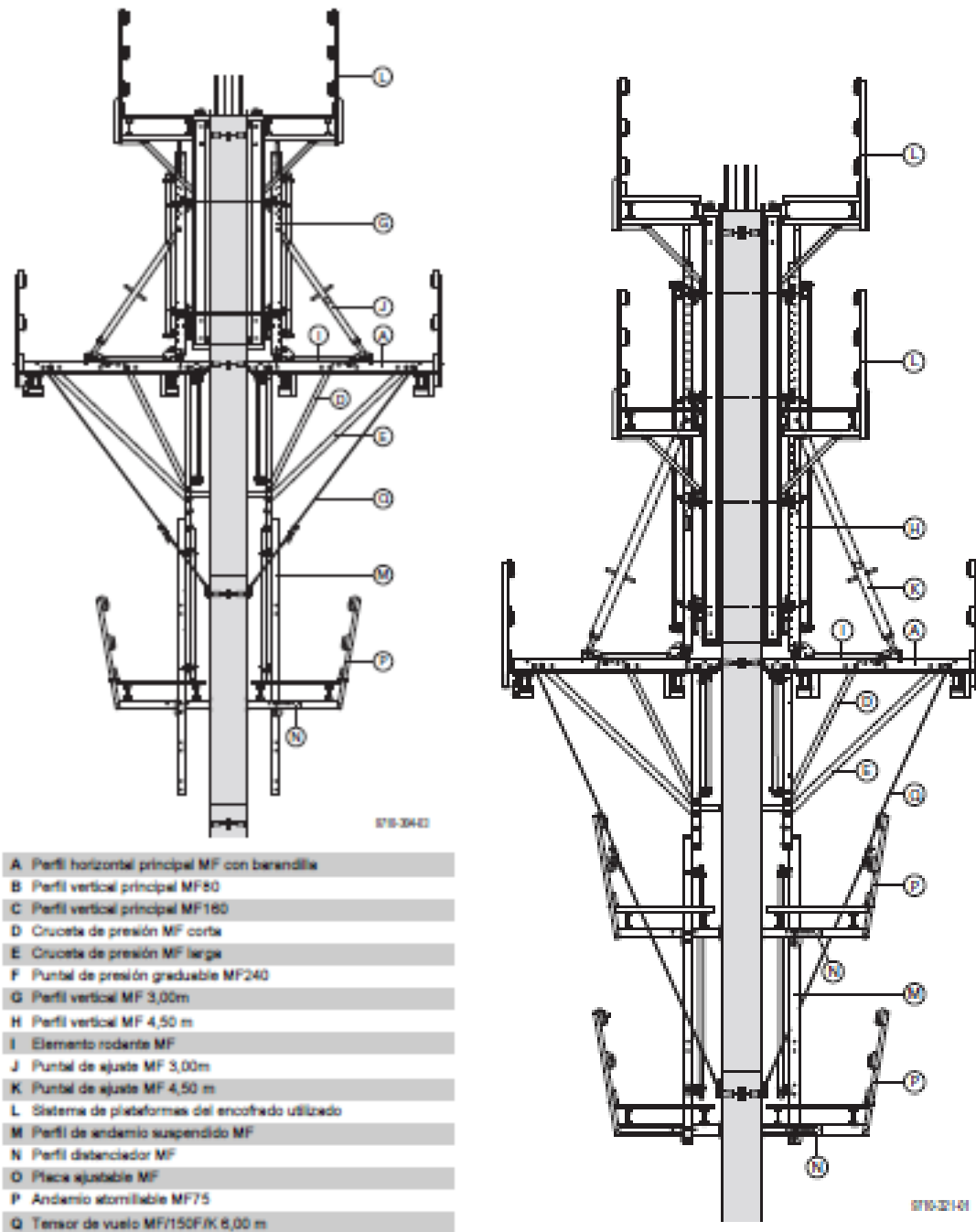


*Aplicación de plataformas de trepa (ULMA, Alsina)*

El paso de una puesta a la siguiente se realiza con un solo movimiento de grúa, descolgando el conjunto plataforma-encofrado del punto de suspensión y trasladándolo al siguiente. Los puntos de suspensión no tienen que estar necesariamente en la misma vertical. Véase <https://www.youtube.com/watch?v=4cTr0Kyar4c> (DOKA).



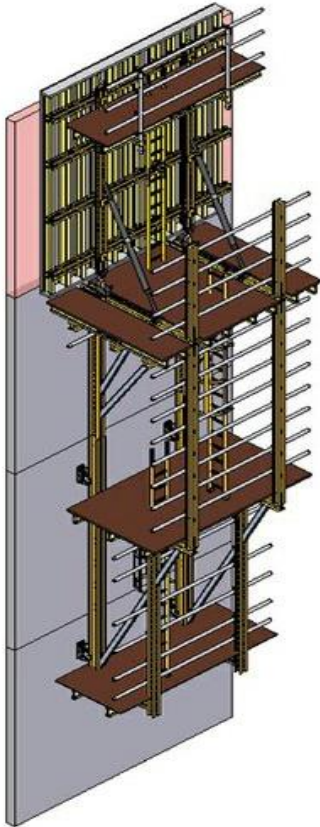
La superficie de trabajo suele ser mayor que en las plataformas de trepa ligera, pues sobre ella se deben realizar también otras labores, como el ferrallado, limpieza de los encofrados, eventualmente acopio de material, etc. Están indicadas para la ejecución de estructuras que requieran más de dos fases de trepa. Disponen de sistemas para el aplomado y desplazamiento del encofrado sobre un carro móvil, gatos para el desencofrado, plataformas de recuperación de los conos de anclaje, barandillas, escaleras, trampillas de acceso y otros accesorios dependiendo de cada fabricante. En la siguiente ilustración podemos ver dos configuraciones típicas para dos alturas de tongada diferentes, con los elementos necesarios.



Configuración de trepa para tongadas de 3 m y tongadas de 5 m (DOKA)

### 2.5.1.3 Plataformas de trepa guiada con grúa.

Las características de este sistema son muy similares a las del anterior. De hecho suelen ser las mismas ménsulas, pero montándolas sobre rieles que se fijan a la estructura en dos puntos en lugar de uno mediante unas zapatas de guía fijadas a los anclajes de trepa. Véase <https://www.youtube.com/watch?t=61&v=BR-8pJS6OWE> (DOKA).



*Configuración de elementos y ejemplo de aplicación (ULMA, DOKA)*

La trepada se lleva a cabo con grúa pero el conjunto no se separa del muro, sino que la grúa, tirando de él, lo desliza hacia arriba, corriendo el riel a lo largo de los puntos de suspensión. Antes del movimiento se quita un seguro que fija el riel a los puntos de anclaje y, cuando el deslizamiento termina, se vuelve a fijar.

El sistema tiene una desventaja frente al anterior, que es que el conjunto de plataformas y encofrado solamente se desplaza en vertical por la presencia de los rieles de guiado, pero gana en otros aspectos:

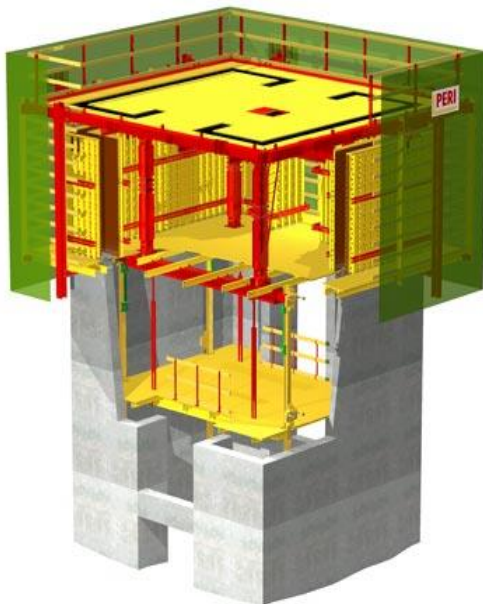
- El conjunto de plataforma y encofrado se puede pasar trepar en condiciones de viento menos favorables que en el caso de una trepa convencional.
- Se incrementa la sensación de seguridad de la mano de obra. Máxime si todo el conjunto se envuelve en una pantalla de protección.
- Los elementos sueltos (herramientas, por ejemplo) pueden trepar sobre las plataformas. Se ahorran los tiempos necesarios para retirar estos elementos en

una trepa convencional. En la trepa convencional no es posible dejarlos en las plataformas por el peligro de que caigan.

- El proceso de trepado es más sencillo para el operario de la grúa y los encofradores.

#### 2.5.1.4 Sistemas de Autotrepa.

Los sistemas de autotrepa son una evolución de los sistemas de trepa guiada. En sus orígenes básicamente se trataba del mismo sistema, con la salvedad de que el medio de elevación deja de ser la grúa para emplear un sistema hidráulico que se incorpora a las plataformas. Véase <https://www.youtube.com/watch?t=34&v=YSeabjReUic> (DOKA) y <https://www.youtube.com/watch?t=297&v=koYd2OFC9vw> (DOKA). Las opciones en este caso son ya muchas y cada fabricante ha desarrollado sus propios sistemas para el proceso de elevación.



*Sección del sistema y aplicación en núcleo de edificio alto (PERI, DOKA)*

La gran ventaja de estos sistemas es la independencia de la grúa, y esta ventaja es doble:

- Deja de ser necesaria la grúa para el proceso de trepa del encofrado, por lo que puede dedicar su tiempo a otras tareas, mientras simultáneamente, el sistema de autotrepa pasa de una puesta a la puesta siguiente.
- La grúa tiene una determinada limitación de carga, por lo que al independizar el proceso de elevación y emplear sistemas hidráulicos, de mucha mayor capacidad, los sistemas de encofrado autotrepante pueden “crecer”, incorporando otros elementos, como plataformas de trabajo más holgadas, la “trompa” de distribución del hormigón bombeado e incluso cerramientos exteriores, que incrementan la sensación de seguridad y permiten el avance de los trabajos en condiciones meteorológicamente adversas.

Destaca la evolución del punto de apoyo del sistema desde los conos de suspensión a travesaños con balancines automáticos, que apoyan directamente en huecos de la estructura de forma automática, a modo de vigas de trepa interiores, sobre los que actúan los cilindros hidráulicos para elevar el conjunto. Esta evolución se aplica principalmente en los sistemas de autotrepa para núcleos de edificios altos y posibilita aumentar el peso total del conjunto de elementos trepados y por tanto la inclusión en el conjunto de cerramientos, equipos de bombeo y vertido de hormigón, y hasta vestuarios para las personas que trabajan en la trepa.

Como ejemplos véanse <https://www.youtube.com/watch?v=pQF7cP7zI4o> (MEVA), <https://www.youtube.com/watch?v=jngzdsmsAog> (TOSUN) o <https://www.youtube.com/watch?v=gG7rpjU3XR8> (ULMA).

Los sistemas de autotrepa ofrecen grandes rendimientos y suponen un gran avance en la ejecución de estructuras de hormigón de grandes alturas, como núcleos de edificios altos, torres de refrigeración de centrales de energía o pilas de grandes alturas, tanto en plazos de ejecución como en seguridad de los trabajadores. Son los sistemas que han experimentado en los últimos años una mayor tecnificación y desarrollo, y por su alto rendimiento y prestaciones, han exigido que las obras en que se emplean sean tratadas como una industria, desde el punto de vista de organización de los procesos, para aprovechar las posibilidades de estos medios, optimizar recursos, acortar plazos de ejecución y maximizar la rentabilidad económica.

Sin embargo, los sistemas de autotrepa suponen una inversión mayor que los sistemas de trepa tradicionales y además requieren de una mano de obra de mayor cualificación. Generalmente los constructores deben apoyarse en las empresas especializadas para que sean éstas las que definan y adapten los elementos de su sistema a la obra y además adiestren a la mano de obra en el manejo del sistema.

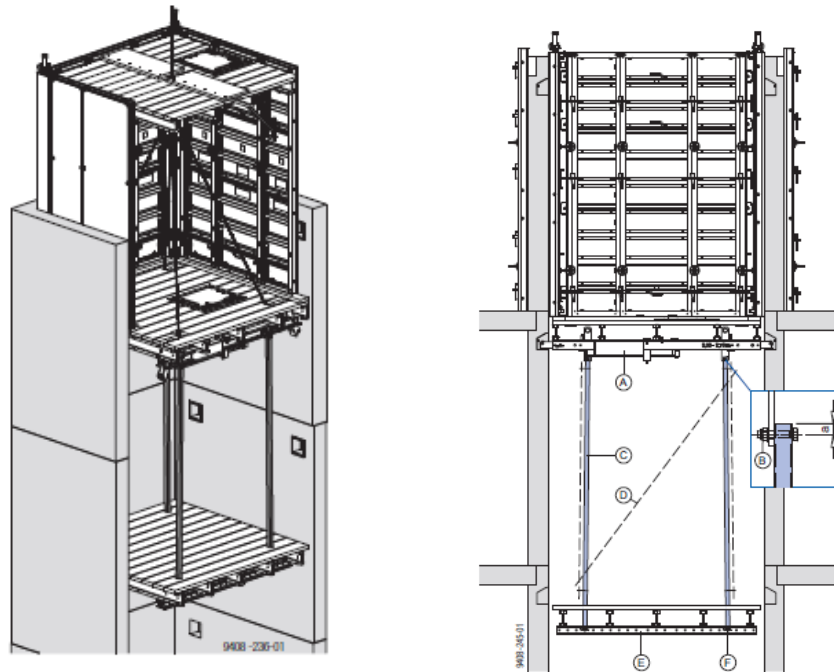
### **2.5.1.5 Vigas trepantes.**

En estructuras de hormigón cerradas, tales como núcleos de ascensores o pilas huecas, la creación de una plataforma trepante para el encofrado interior se soluciona de una forma más sencilla, pues es posible disponer vigas biapoyadas y además, por estar en la parte interior de la estructura, los operarios están a resguardo de caídas en altura.

Sobre dichas vigas de acero se monta una plataforma de trabajo, generalmente con madera, trabajando en forma de vigas biapoyadas o con múltiples apoyos. Se puede dotar a la plataforma de un andamio suspendido para recuperación de los conos o para cualquier otra tarea, disponiendo trampillas y escaleras para el tránsito.

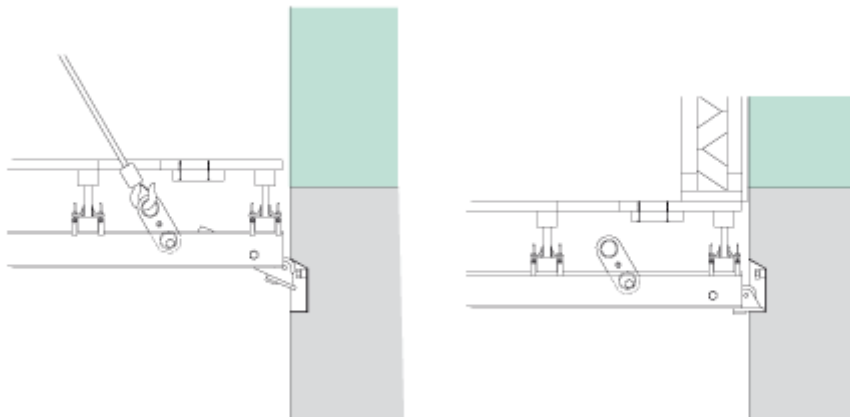
El conjunto de encofrado y plataforma puede pasar de puesta a puesta con un solo movimiento de grúa o bien puede extraerse el encofrado, trepar la plataforma y después volver a colocar el encofrado. El procedimiento depende de las necesidades y particularidades de cada obra.





*Trepado del conjunto y sección con Vigas trepantes (DOKA)*

Las vigas apoyan en sus extremos en conos de suspensión o, una solución más cómoda, mediante apoyos basculantes automáticos (balancines) en cajeados que se dejan en la estructura.



*Apoyos basculantes automáticos (PERI)*

El concepto es también adaptable para sistemas de autotrepa. De hecho, los sistemas más potentes para grandes equipos autotrepados se basan en apoyos como los descritos con balancines automáticos, en combinación con los cilindros hidráulicos.

Para el cálculo de la configuración de las vigas trepantes se deberá tener en cuenta el peso propio de la plataforma, el del encofrado y las cargas de uso de la plataforma de trabajo. Los valores característicos de dichas cargas de uso vienen determinados en la norma EN 12812 (Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño

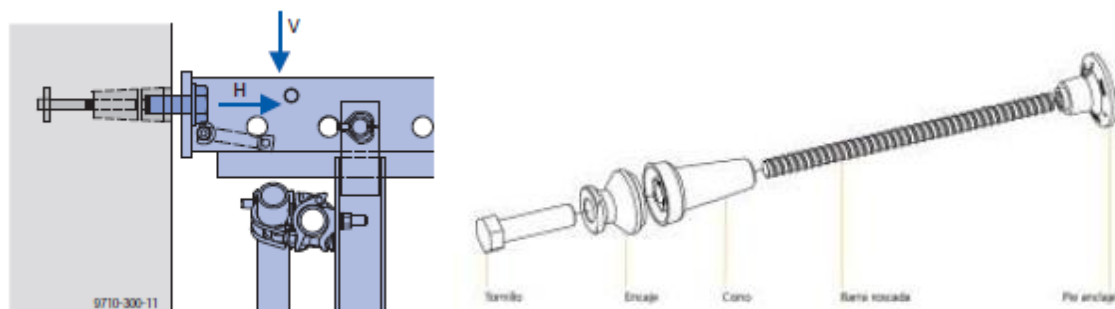
general). Por el tipo de labores que se desarrollan generalmente sobre estas plataformas, dicha norma establece una carga repartida de  $3 \text{ kN/m}^2$ .

El cálculo del sistema se reduce a comprobar que no se superan los momentos y cortantes máximos admisibles en los elementos que conforman la plataforma (vigas trepantes, vigas de madera y tablones), ni los cortantes máximos admisibles en los balancines o conos de suspensión. El cálculo es sencillo pues se trata de un sistema de vigas biapoyadas o vigas continuas multiapoyadas.

### 2.5.2 La influencia del viento en la configuración del sistema.

En este punto vamos a tratar el problema del dimensionamiento de un sistema de trepa con grúa. No vamos a tratar la configuración de los sistemas de autotrepa, pues influyen factores como la potencia del equipo hidráulico, robustez de la estructura, tipo de apoyos, entre otros, que no son ampliamente conocidos por ser sistemas novedosos. Además, en este tipo de sistemas, precisamente por ser novedosos, los fabricantes no hacen públicas las características técnicas del sistema de la misma forma que en los sistemas tradicionales.

En un sistema de trepa tradicional, independientemente de los accesorios que disponga el fabricante y de las características de su sistema, el punto decisivo para dimensionar son los valores característicos de los máximos cortantes y axiles de tracción (H y V) admisibles en el punto de suspensión de la ménsula (ya vengan condicionados por el cono o tornillo de suspensión o por la propia ménsula). Normalmente los fabricantes dimensionan sus ménsulas para que el elemento más limitativo sea el elemento del que se suspende la ménsula.



*Detalle de punto de suspensión (DOKA) y Configuración de anclaje (ULMA)*

Los fabricantes facilitan estos valores característicos de los máximos cortantes y axiles de tracción admisibles en sus catálogos y dimensionar el sistema consistirá en determinar la separación entre ménsulas, dimensiones de las diferentes plataformas de trabajo y dimensiones del encofrado que va a estar fijado a estas ménsulas.

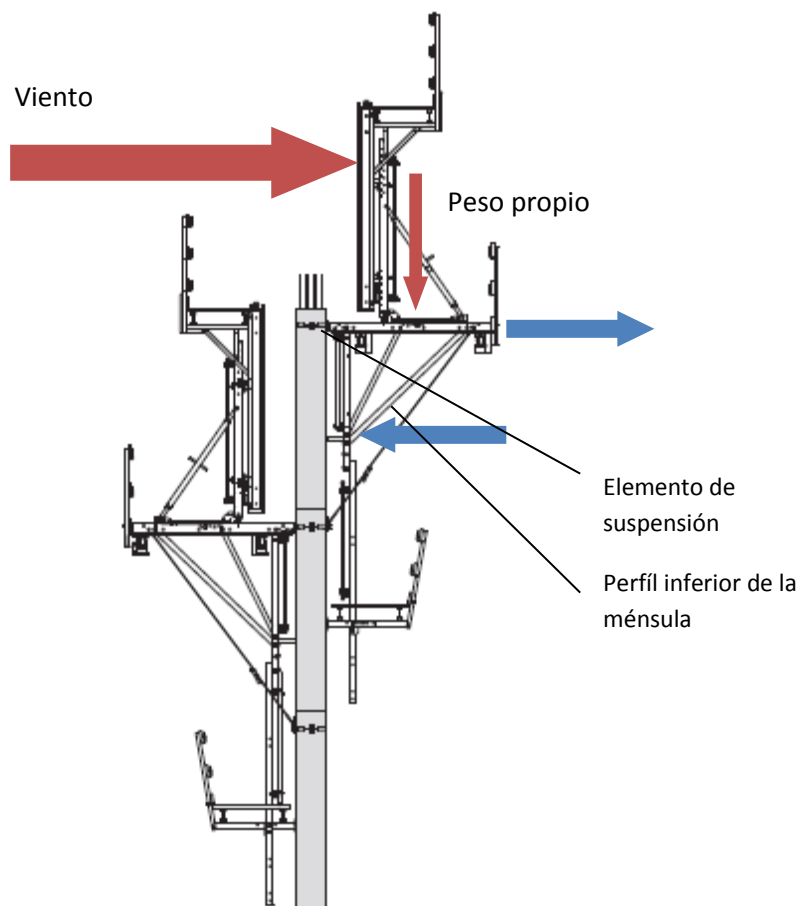
En una trepa a dos caras cada una de las fases de la trepa supone una situación distinta y cabe analizarlas por separado, considerando además la dirección del viento,

para determinar en cada una de ellas cual es el elemento más solicitado y por qué tipo de esfuerzo. Cabe distinguir entre las siguientes situaciones:

### 2.5.2.1 Situación 1.

Solamente se ha trepado una de las dos caras y la cara encofrante de la que se ha trepado recibe el viento. Actúa también el peso propio del conjunto.

En ese caso el punto de suspensión trabaja a tracción y la ménsula que forma la plataforma de trepa a compresión, transmitiendo dicha compresión al muro en el punto de apoyo por debajo del punto de suspensión (Véase la siguiente ilustración). En esta situación el elemento más solicitado es el cono o tornillo del que se suspende la ménsula. Estará solicitado a tracción.



*Equilibrio de fuerzas en situación 1 (Elaboración propia sobre imagen DOKA)*

La compresión a que está sometido el perfil metálico inferior de la ménsula o cualquier otro elemento de la misma no es relevante, pues los fabricantes ya dimensionan los elementos de la ménsula para que sean capaces de resistir los esfuerzos provocados por una carga de viento que haría agotar la resistencia a tracción del anclaje o punto de suspensión. Esta será la situación más limitativa para determinar la combinación entre ancho de influencia de cada ménsula (equivalente al ancho de influencia de los anclajes) y altura de encofrado.

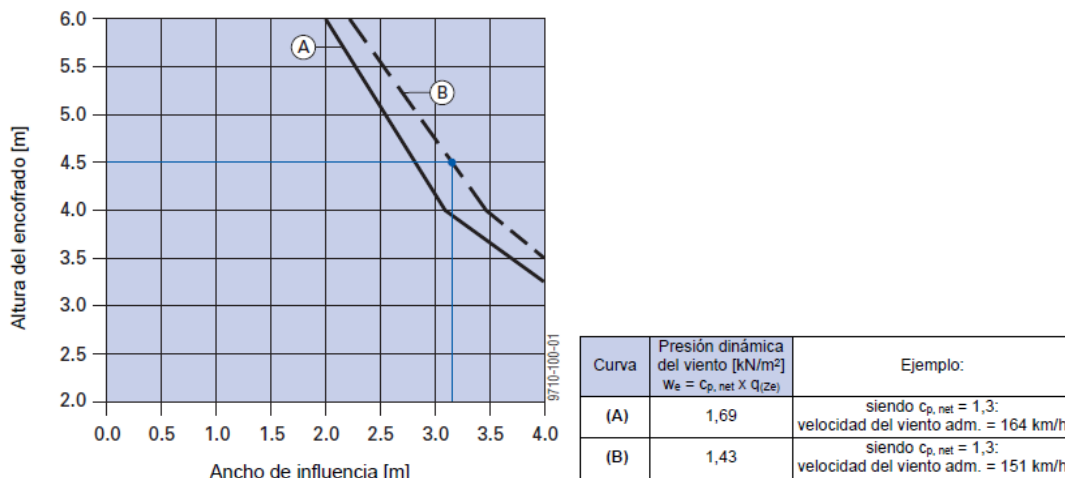
Para ello se debe plantear un equilibrio de fuerzas horizontales y un equilibrio de momentos, poniendo como condición que la tracción en el punto de suspensión sea la máxima admisible por el anclaje. El resultado serán una serie de combinaciones de separaciones de ménsulas (o ancho de influencia de cada ménsula) y alturas de encofrado. Lógicamente, a mayor altura de encofrado, menor será la superficie de encofrado que soporte cada anclaje, debido a que el momento de la carga de viento aumentará al aumentar el brazo. Es decir, el ancho de influencia disminuye de forma cuadrática con un aumento lineal de la altura de encofrado.

La presión del viento sobre los encofrados verticales se determinará basándonos en la norma EN 1991-1-4 (Acciones. Viento) de la siguiente manera:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_p$$

$w_e$	Presión del viento sobre la superficie, en $kN/m^2$
$q_p$	Presión dinámica de viento, en $kN/m^2$ , en función de la altura sobre el suelo del punto considerado.
$(z_e)$	Altura sobre el suelo del punto considerado.
$c_p$	Coefficiente aerodinámico.

Los fabricantes pueden dar gráficas que facilitan el cálculo. Para ello, toman valores de carga de viento de acuerdo con la norma, quedando del lado de la seguridad, de forma que, teniendo en cuenta la geometría de la ménsula que fabrican, se obtiene la gráfica que relaciona el ancho de influencia de la ménsula y la altura de encofrado para la condición impuesta de aprovechamiento máximo de la capacidad del anclaje a tracción. El peso propio de ménsulas, encofrado y plataformas de trabajo, proporcional al ancho de influencia, se tiene en cuenta en la gráfica.



*Combinaciones de ancho de influencia y altura de encofrado para presiones dinámicas de viento calculadas según la norma EN 1991-1-4 (DOKA)*

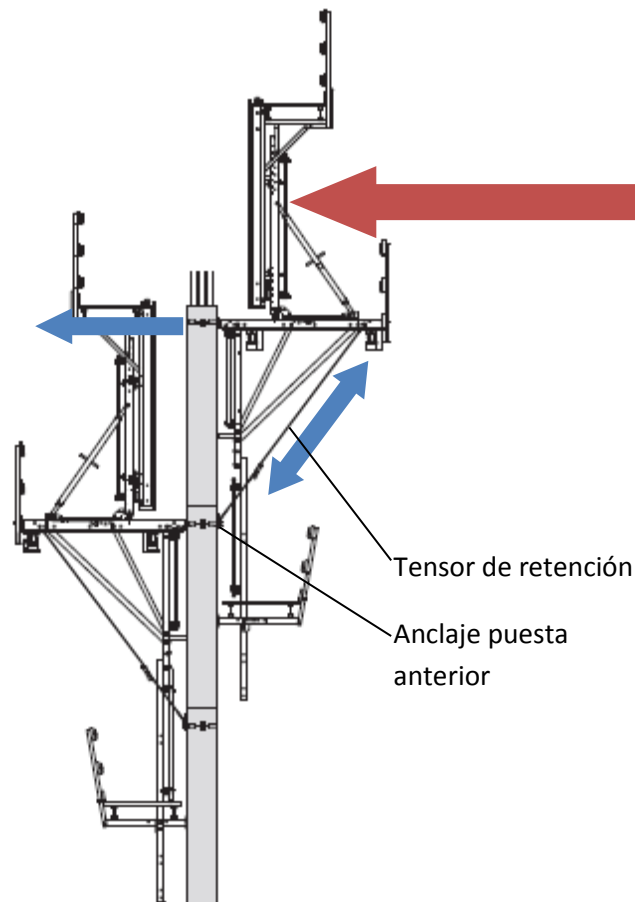


Para comodidad del usuario, en lugar de una parábola suelen emplear gráficas de tramos rectos del lado de la seguridad, de modo que se pueda interpolar entre dos valores sin riesgo. La combinación entre altura y ancho de influencia tiene, por tanto infinitas soluciones para la condición impuesta de aprovechar la máxima tracción admisible en el anclaje.

La elección de la combinación definitiva entre ancho de influencia y altura de encofrado vendrá determinada o limitada por otros factores que pueden ser de muy diversa índole, que además pueden implicar que no se aproveche al máximo la capacidad a tracción del punto de suspensión. Los factores pueden ser de índole geométrica (altura total de la estructura, ejecución limitada a altura entre plantas, dimensiones y forma de la planta), estética (dibujo de juntas), logística (tipo y dimensiones del encofrado disponible, capacidad de los medios de elevación), económicas (plazo de ejecución), entre otros.

### 2.5.2.2 Situación 2.

La cara posterior del encofrado recibe el viento. Es irrelevante si se han trepado una o ambas caras, pero no se ha cerrado todavía el encofrado ni colocado los anclajes para el hormigonado a dos caras.



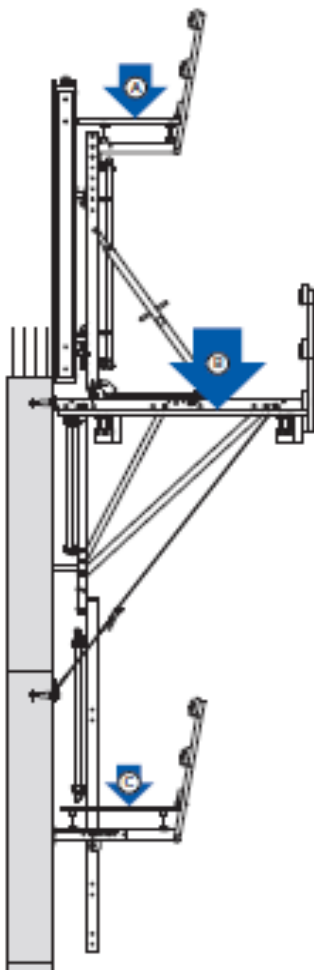
*Equilibrio de fuerzas en situación 2 (Elaboración propia sobre imagen DOKA)*

En ese caso la ménsula transmite a la estructura de hormigón una compresión en el punto de suspensión y el equilibrio de fuerzas se consigue gracias al tensor de retención que, sujeto a la parte posterior de la ménsula, trabaja a tracción, transmitiendo dicha tracción al tornillo de suspensión de la puesta anterior.

Los valores de la tracción a que están sometidos tanto el anclaje de la puesta anterior como el tensor de retención es irrelevante, pues, aunque el valor de la resultante del viento y su punto de aplicación son los mismos que en el caso 1, al plantear el equilibrio de fuerzas, la tracción en el anclaje será siempre inferior a la tracción máxima admisible. El tensor de retención está dimensionado por los fabricantes para que su capacidad resistente no sea limitativa. Por tanto, esta situación no será necesario tenerla en cuenta para el dimensionamiento de ninguno de los elementos del sistema.

### 2.5.2.3 Situación 3.

Las dos caras del encofrado están enfrentadas y el muro está hormigonado. En este caso la acción del viento es irrelevante, pues la propia estructura soporta la presión de viento. Esta situación únicamente es la más desfavorable a la hora de dimensionar el elemento encofrante, que debe resistir la presión de hormigón fresco, problema que se ha abordado en capítulos anteriores y no lo volveremos a abordar aquí. Las plataformas de trepa solamente deberán resistir la acción de las cargas repartidas sobre las diferentes plataformas de trabajo.



	Tipo de plataforma (EN 12812)	Valor característico de la carga (EN 12812)
A	Plataforma de hormigonado	1,5 kN/m <sup>2</sup>
B	Plataforma principal	3,0 kN/m <sup>2</sup>
C	Plataforma de recuperación de conos	0,75 kN/m <sup>2</sup>

*Valores característicos de la carga sobre plataformas de trabajo para una configuración típica de equipo de trepa con grúa (imagen DOKA y elaboración propia)*

Esta situación servirá para dimensionar los elementos que configuran las plataformas de trabajo, que se suelen confeccionar con tablonos de madera sobre vigas, bien de madera o bien metálicas, o con tramex. Los valores característicos de dichas cargas vienen determinados en la norma EN 12812 (Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general) y son diferentes para cada plataforma en función de sus dimensiones y de las tareas que se vayan a desarrollar en ellas. Con estos valores de carga se dimensionan los elementos que conforman las plataformas de trabajo, reduciéndose el problema a comprobar que no se superan los cortantes y momentos máximos admisibles de dichos elementos. Suele tratarse de configuraciones de vigas biapoyadas, por lo que el cálculo es sencillo.

Obviamente las cargas de las plataformas de trabajo se transmiten en forma de esfuerzo cortante y de tracción al elemento de suspensión, junto con el peso propio del conjunto de encofrado y plataformas. Se debería comprobar que no se supera el cortante máximo admisible en el punto de anclaje, aunque esta comprobación se obvia en la práctica, pues por la propia robustez que el cono o tornillo de suspensión debe tener para soportar las tracciones provocadas por el viento hace que el cortante máximo admisible quede muy por encima del esfuerzo cortante transmitido.

### 2.5.3 Orden de magnitud.

En este punto simplemente recogeremos valores típicos de distribución de ménsulas en combinación con alturas de encofrado para sistemas de trepa ligera y de trepa con grúa, para que el lector tenga presente el rango de valores que pueden tomar estas magnitudes.

Las ménsulas de trepa ligera, dependiendo del fabricante y por tener una robustez menor, teniendo en cuenta el tipo de obras para las que están indicadas, suelen tener un ancho de influencia por ménsula del orden de 1,5 m, combinable con una altura de encofrado máxima de unos 4,00 m. Recuérdese que estas ménsulas se emplean normalmente en obras en que el número de puestas de la trepa es pequeño, por lo que el esfuerzo de montaje de unas plataformas de trepa convencional no se amortizaría. Las plataformas de trepa ligera suelen ofrecerse premontadas por los fabricantes, por lo que se evitan las labores de montaje. Para un mayor número de puestas o para otras exigencias que plantea una obra, se recurre a las ménsulas de trepa propiamente dichas.

En el caso de las ménsulas de trepa con grúa (ya sea guiada o no guiada), y también dependiendo del fabricante, del sistema de anclaje y la capacidad del punto de suspensión, se pueden alcanzar, de forma orientativa, las siguientes combinaciones de valores, para una carga de viento correspondiente a una velocidad de 164 km/h.

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima admisible del encofrado
4,00 m	3,25 m
3,25 m	3,75 m
2,50 m	5,00 m
1,75 m	6,00 m

Y para una carga de viento correspondiente a una velocidad de 151 km/h.

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima del encofrado
4,00 m	3,50 m
3,25 m	4,25 m
2,50 m	5,50 m
1,75 m	6,00 m

Nota: No se suelen proyectar encofrados trepados de alturas de tongada mayores que 6,00 m, porque la reducción en número de puestas no compensa la necesidad de colocación de niveles extra de plataformas de trabajo, escaleras de acceso, niveles intermedios de plataformas suspendidas, etc.

## 2.6 El caso particular de los encofrados trepantes a una cara.

---

Como vimos en el capítulo dedicado a los sistemas de trepa con encofrado a dos caras, el hormigonado de elementos de gran altura de una sola vez plantea una serie de dificultades, que se hacen mayores a medida que crece la altura del elemento a hormigonar, y por ello se recurre al empleo de sistemas de trepa.

- Los medios que garantizan la seguridad de los trabajadores son más caros y de mayor entidad.
- Se complica el procedimiento de construcción en lo que se refiere al vertido y la compactación, la colocación de las armaduras.
- Se incrementan las cargas de viento sobre los encofrados.
- La maquinaria de elevación requiere mayor capacidad.
- Se incrementa la presión de hormigonado.
- Requiere gran cantidad de material de encofrado en obra.

En el caso de que no sea posible que el encofrado se realice a dos caras se añade un problema adicional. Como las presiones de hormigón no se absorben por tracción en los anclajes del encofrado a dos caras, se hace necesario emplear un sistema que sea capaz de soportar los esfuerzos que produce el empuje del hormigón fresco y transmitirlos.

En el capítulo 2.4, dedicado a los sistemas para hormigonado de muros a una cara, se vio cómo mediante estos sistemas los esfuerzos se transmiten por compresión al terreno y por tracción a la cimentación a través de los anclajes colocados a tal efecto.

Sin embargo, cuando la altura del elemento a hormigonar es grande, además de las dificultades enumeradas anteriormente, hormigonar dicho elemento de una sola vez significa un aumento del módulo de la resultante de presiones y un punto de aplicación de dicha resultante más alto, por lo que la capacidad resistente de la estructura que sustenta el encofrado debe ser mayor, y también la cantidad y/o la capacidad de los anclajes de fijación de todo el conjunto. Se hace necesario en estos casos ejecutar la estructura en varias fases, es lo que llamamos **tropa a una cara**.

Generalmente, las estructuras en las que nos debemos enfrentar al problema que se ha descrito serán aquellas en las que no es posible realizar un anclaje que atraviese hasta el contraencofrado y tengan una altura que no permita la ejecución en una sola tongada sin que se deban soslayar dificultades como las descritas anteriormente. La colocación de los anclajes para un encofrado a dos caras plantea dificultades en el caso de hormigonar elementos que tengan un gran grosor, por la gran longitud que en ese caso deben tener las barras de anclaje y los tubos que permiten su recuperación, tanto por la dificultad de manipulación, como por la deformación que adquieren por peso propio mientras no están trabajando, que implica que al hormigonar se incrementa la

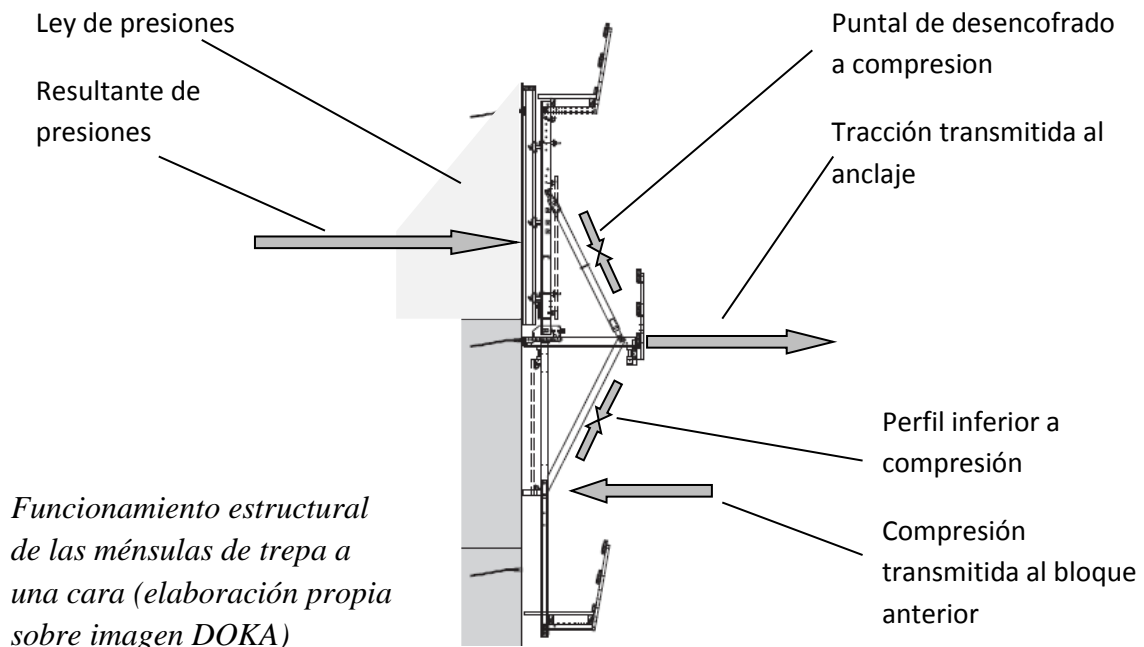
distancia entre las caras encofrantes, pues los anclajes se “enderezan” al someterse a tracción, como una catenaria cuando se incrementa la tracción. Cuando se hormigona una cara contra el terreno y la otra se encofra, es obvio que no se pueden colocar los anclajes a dos caras. Los casos más típicos en los que aparece este problema son:

- Diques, presas y azudes.
- Centrales hidroeléctricas.
- Esclusas
- Muros de contención de gran altura hormigonados contra el terreno.

### 2.6.1 Las ménsulas de trepa para presas.

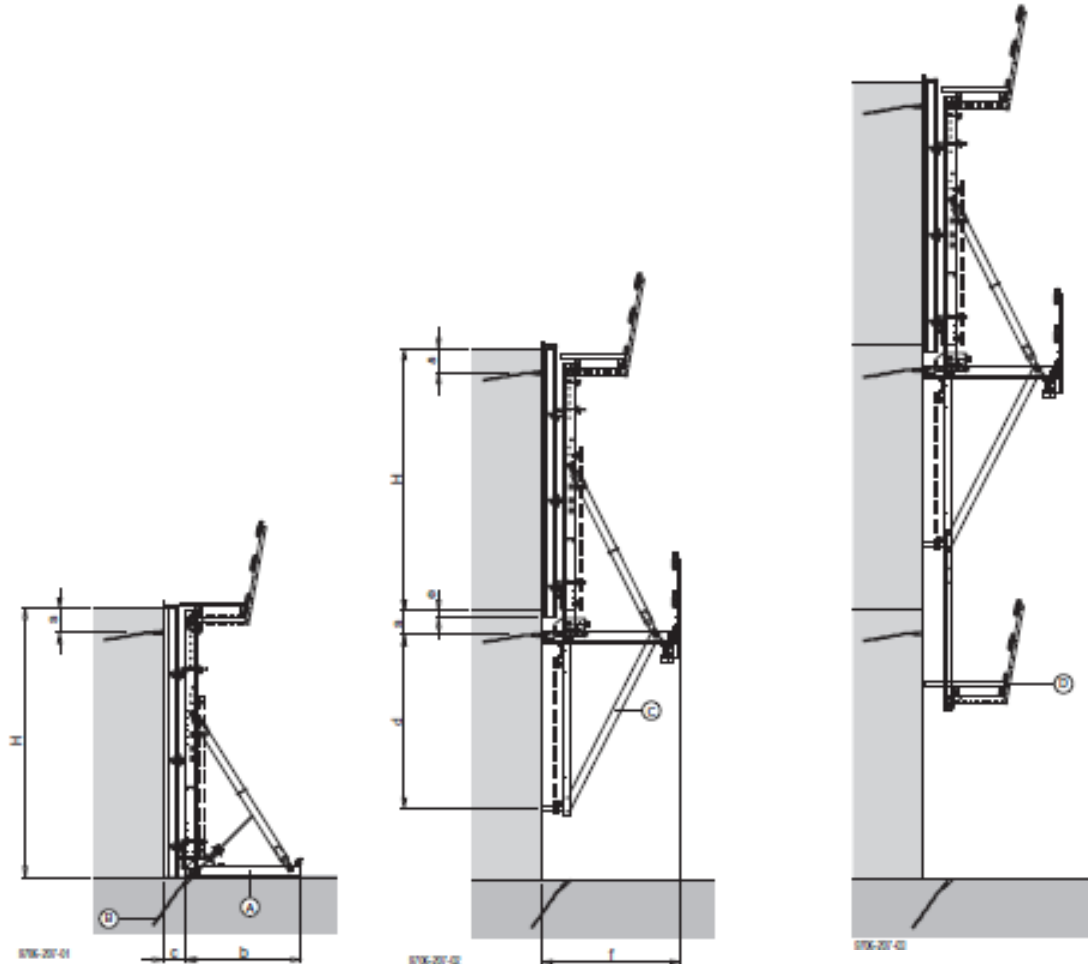
Las estructuras en forma de escuadra empleadas en la ejecución de muros a una cara son capaces de soportar los esfuerzos que produce el empuje del hormigón fresco y transmitirlos al terreno y a la cimentación. Cuando esta operación se realiza en altura la estructura que soporte estos esfuerzos no la puede transmitir, obviamente, al terreno, y debe hacerlo a la propia estructura, al paramento de hormigón ya fraguado de la puesta anterior, por tracción a un elemento de suspensión (tornillo) y un anclaje hormigonado en la puesta anterior, y por compresión por apoyo simple. Las estructuras capaces de transmitir estos esfuerzos del modo descrito son las ménsulas de trepa a una cara. Los fabricantes suelen denominarlas ménsulas de trepa para presas, pues el campo de aplicación más frecuente es el de ejecución de presas.

Estructuralmente, las plataformas de trepado formadas por ménsulas de presa funcionan como se describe en la siguiente imagen:



El procedimiento de ejecución de una trepa a una cara suele desarrollarse como sigue. En una primera fase, para conformar el muro de gran altura, los encofrados se apoyan en el suelo, fijados a una escuadra que resistirá las presiones del hormigón fresco,

transmitiéndolas al terreno (o la cimentación) por compresión y a un anclaje previamente hormigonado en la cimentación por tracción (ver capítulo 2.4). En esta primera tongada se hormigona ya el anclaje para suspender la plataforma de trepa sobre la que se montará el encofrado de la segunda tongada.



*Fases de trepa a una cara (DOKA)*

Para ejecutar la segunda tongada se suspende del anclaje la plataforma de trepa con el encofrado y se hormigona la segunda tongada, previendo el hormigonado del anclaje para la suspensión de la plataforma en la siguiente puesta. A partir de la tercera se coloca una plataforma suspendida que sirve para la recuperación de los conos y tornillos de suspensión y reutilizarlos en cada puesta. El proceso se repite hasta completar la altura de la estructura.

A diferencia de las ménsulas de trepa de encofrados a dos caras, en las que los esfuerzos más limitativos para su dimensionamiento eran los producidos por las cargas de viento, en las ménsulas de trepa a una cara los esfuerzos más importantes que deben soportar las ménsulas provendrán de las presiones de hormigón fresco, de mayor magnitud. Se trata, por tanto, de sistemas de mayor robustez estructural que los descritos en el capítulo anterior.





*Ejemplos de aplicación (PERI, ULMA)*



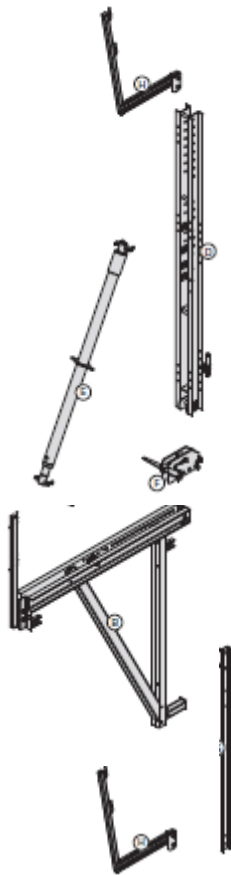


### *Ejemplos de aplicación (DOKA)*

Conceptualmente funcionan como un sistema de trepa con grúa. Las ménsulas de trepa, de mayor robustez, se disponen por parejas (raramente por tríos) arriostradas entre sí mediante perfiles tubulares, formándose generalmente la plataforma de trabajo con vigas de madera y tablones.

El paso de una puesta a la siguiente se realiza con un solo movimiento de grúa, descolgando el conjunto plataforma-encofrado del punto de suspensión y trasladándolo al siguiente. Los puntos de suspensión no tienen que estar necesariamente en la misma vertical, depende de la organización de los trabajos y de la geometría de la estructura.

Sobre la plataforma de trabajo se deben realizar labores, como el ferrallado, limpieza de los encofrados, eventualmente acopio de material, etc. Disponen de sistemas para el aplomado y desplazamiento del encofrado sobre un carro móvil, gatos para el desencofrado, plataformas de recuperación de los conos de anclaje, barandillas, escaleras, trampillas de acceso y otros accesorios dependiendo de cada fabricante.



- A. Cuerpo de la ménsula de trepa. Sobre este elemento se monta la plataforma de trabajo principal y el resto de elementos. Recibe las cargas del puntal y el perfil vertical y las transmite por compresión al paramento por la parte inferior. Se suspende del punto de suspensión.
- C. Carro de desplazamiento, para el desencofrado.
- D. Perfil vertical. A él se fija el encofrado y recibe de él las cargas de la presión de hormigón fresco.
- E. Puntal graduable. Transmite a compresión las cargas del perfil vertical a la ménsula y además sirve para aplomar y desencofrar.
- F. Placa de articulación. Conecta perfil vertical y ménsula, con un punto donde se articula el perfil vertical de forma robusta.
- G. Perfil para suspender la plataforma de recuperación de conos.
- H. Ménsula para montaje de plataforma de recuperación de conos.

*Configuración típica de una ménsula de trepa a una cara (elaboración propia sobre imagen DOKA)*

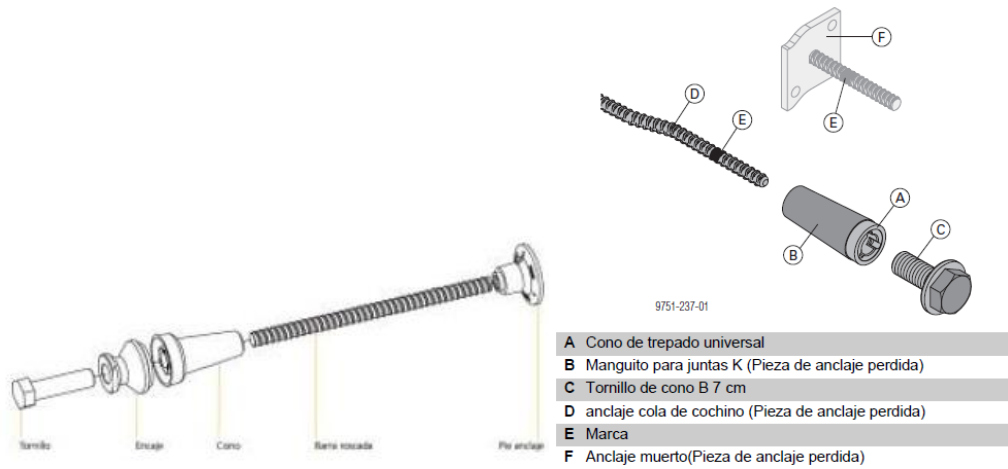
## 2.6.2 El dimensionamiento del sistema. Cálculo de anclajes.

En un sistema de trepa a una cara para un paramento vertical, independientemente de los accesorios que disponga el fabricante y de las características de su sistema, el punto decisivo para dimensionar es el valor característico de los máximos axiles de tracción (H) admisibles por el anclaje hormigonado, al que se dota de un cono roscado y un cono o tornillo de suspensión.

Los fabricantes dimensionan sus ménsulas para que sean capaces de resistir las cargas que agotarían la resistencia a tracción del mencionado anclaje. Obviamente, no todos los anclajes son iguales. Generalmente se emplean barras de acero de alto límite elástico onduladas o con placa en el extremo en diámetros de 20,0 mm o de 26,5 mm.

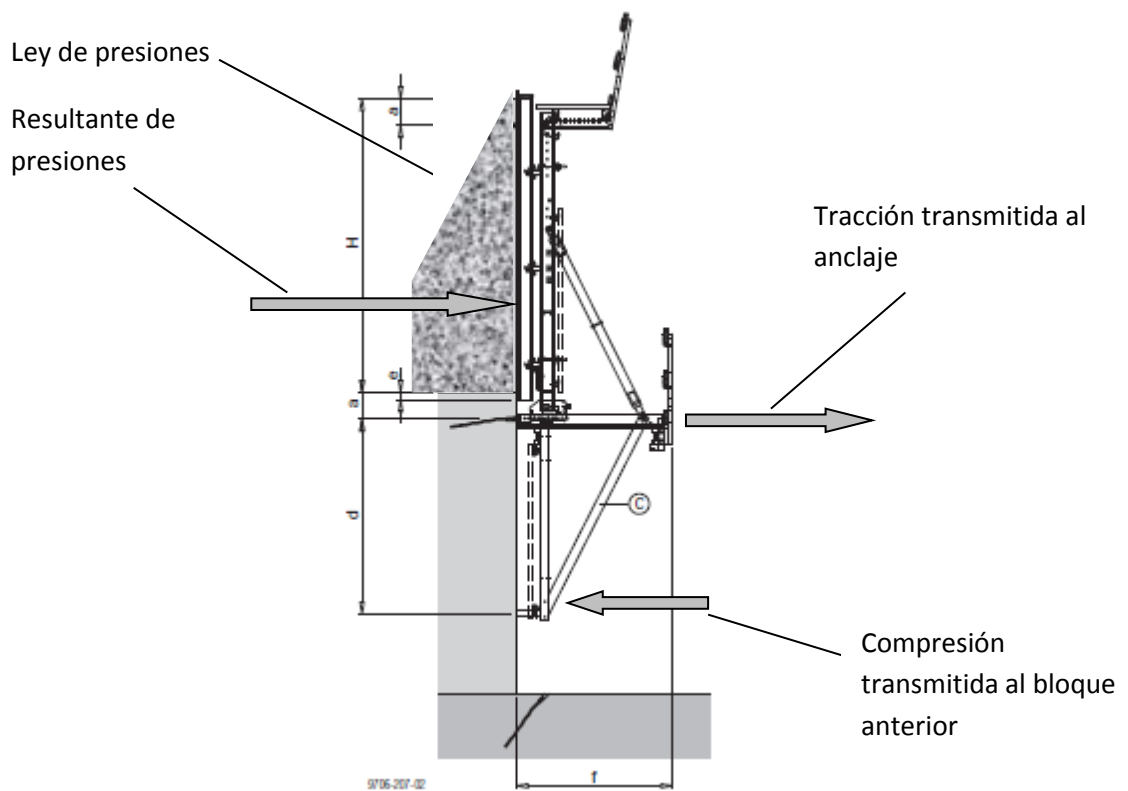
Los fabricantes disponen de ménsulas diferentes en función del tipo de anclaje que se vaya emplear. Obviamente, la tracción máxima admisible será mayor en el caso de los anclajes de mayor diámetro, por lo que los fabricantes suelen disponer de dos tipos de ménsulas diferentes, uno para los anclajes de diámetro 20,0 mm y otro para los

anclajes de diámetro 26,5 mm, cada tipo de ménsula es capaz de resistir las cargas que agotarían la resistencia a tracción del anclaje que le corresponde.



*Configuración de anclaje (ULMA, DOKA)*

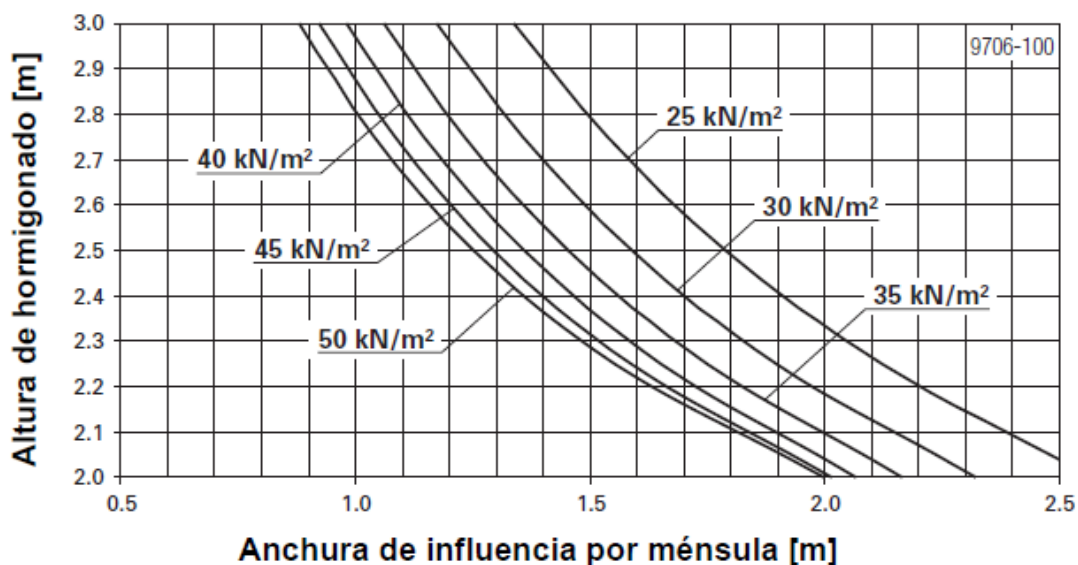
El valor característico de la tracción máxima admisible es de 150 kN para  $\phi 20$  y 220kN para  $\phi 26,5$ . Los anclajes de  $\phi 15$ , por su menor capacidad, no se emplean en este tipo de ménsulas de trepa. El problema de dimensionamiento del sistema, por tanto, se reduce a calcular el ancho de influencia de cada ménsula para una altura de hormigonado y presión máxima de hormigón fresco dadas.



*Equilibrio de fuerzas (elaboración propia sobre imagen DOKA)*

Elegido el diámetro del anclaje, que condiciona el tipo de ménsula, y siendo conocida la geometría de la ménsula, el ancho de influencia de la ménsula se calcula planteando un equilibrio de fuerzas y momentos en el anclaje, con la condición de que la tracción en el anclaje sea menor que la máxima admisible.

El resultado serán una serie de combinaciones de presiones de hormigón fresco, separaciones de ménsulas (o ancho de influencia de cada ménsula) y alturas de encofrado. Lógicamente, a mayor altura de encofrado, menor será la superficie de encofrado que soporte cada anclaje, debido a que el momento de la resultante de presiones de hormigón fresco aumentará al aumentar el brazo, pues la resultante actúa a mayor altura. Es decir, el ancho de influencia disminuye de forma cuadrática con un aumento lineal de la altura de encofrado.



*Combinaciones de ancho de influencia y altura de encofrado para diferentes valores de la máxima presión de hormigón fresco y ménsula para anclajes  $\phi 15$  (DOKA)*

Los fabricantes pueden dar gráficas que facilitan el cálculo para comodidad del usuario. La combinación entre altura y ancho de influencia tiene, por tanto infinitas soluciones para la condición impuesta de aprovechar la máxima tracción admisible en el anclaje. Obsérvese en la gráfica que en las combinaciones posibles, incluso para las menores presiones de hormigonado, tanto las alturas de encofrado (o de hormigonado) como los anchos de influencia por ménsula, son mucho menores que en el caso de trapas a dos caras, debido a que las cargas por las presiones de hormigonado son de mucha mayor magnitud que las cargas de viento, que son las más limitativas para el caso de trepas a dos caras.

La elección de la combinación definitiva entre ancho de influencia y altura de encofrado vendrá determinada o limitada por otros factores que pueden ser de muy diversa índole, que además pueden implicar que no se aproveche al máximo la capacidad a tracción del punto de suspensión. Los factores pueden ser de índole geométrica (altura total de la estructura, entre otros), estética (dibujo de juntas),

logística (tipo y dimensiones del encofrado disponible, capacidad de los medios de elevación), económicas (plazo de ejecución), entre otros.

A diferencia del caso de trepa de muros a dos caras, en los que las presiones de hormigón fresco se absorben en los anclajes a dos caras del encofrado es necesario comprobar que el encofrado con que se equipan las plataformas de trepa a una cara resisten las presiones de hormigón fresco. La presión de hormigón fresco para dicho cálculo será, obviamente, la empleada para el cálculo del reparto de las ménsulas. En este caso los perfiles verticales a los que se fija el encofrado hacen las veces de puntos de apoyo del encofrado. En el caso de emplear encofrados de marco modulares, se reparten las ménsulas de forma que coincidan con los orificios de colocación de los anclajes, o bien se colocan perfiles de reparto a la altura de los orificios de los anclajes, con lo que no será necesario realizar más comprobaciones. En el caso de emplear encofrados de vigas, cabrá comprobar que no se superan los momentos y cortantes máximos admisibles en los rieles horizontales del encofrado, considerándolos apoyados en los perfiles verticales de las ménsulas.

En cualquier caso las comprobaciones mencionadas suelen ser triviales, puesto que las alturas de hormigonado, los anchos de influencia, y las máximas presiones de hormigón fresco son de menor magnitud que en muros encofrados a dos caras, por la limitación impuesta de no superar la máxima tracción admisible en el anclaje de la trepa.

El cortante en los puntos de anclaje no es relevante, pues en un paramento vertical las cargas verticales que actúan (peso propio encofrado+plataformas y sobrecarga en plataformas de trabajo) suponen una pequeña fracción del máximo cortante admisible por el punto de anclaje. Debido a la limitación de la máxima tracción admisible en el anclaje de la trepa, los anchos de influencia son mucho menores que en las trepas a dos caras, por eso las cargas verticales son pequeñas.

Tampoco es necesario tomar en consideración la carga horizontal de viento, pues es obviamente inferior a carga de la presión de hormigonado.

Una vez conocida la separación entre ménsulas, se determina la configuración de las plataformas de trabajo, hormigonado y recuperación de conos, con los mismos criterios que los empleados en el caso de la trepa a dos caras.

### **2.6.3 Orden de magnitud.**

En este punto simplemente recogeremos combinaciones de valores de anchos de influencia de ménsula y alturas de hormigonado válidos para un tipo de anclaje (con una determinada tracción máxima admisible) y con una máxima presión de hormigonado dada, para que el lector tenga presente el rango de valores que pueden alcanzar estas magnitudes.

El cálculo se ha realizado tomando la geometría de las ménsulas de trepa de presa D15K y D22 (denominación que da el fabricante a su sistema de ménsulas de trepa a una cara) de la empresa DOKA. La geometría de las ménsulas condiciona el resultado y puede ser diferente con el material de otros fabricantes.

- Caso 1: Se emplea la ménsula D15K, con anclaje de 20,0 mm (tracción máxima admisible 150 kN) y se desea hormigonar con una presión máxima de hormigón fresco de 35 kN/m<sup>2</sup>. Las combinaciones de anchos de influencia y alturas de hormigonado máximas, por lo tanto alturas máximas de tongada de trepa, se reflejan en la siguiente tabla:

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima admisible del encofrado
2,00 m	2,10 m
1,50 m	2,45 m
1,20 m	2,80 m
1,00 m	3,10 m

- Caso 2: Se emplea la ménsula D15K, con anclaje de 20,0 mm (tracción máxima admisible 150 kN) y se desea hormigonar con una presión máxima de hormigón fresco de 45 kN/m<sup>2</sup>. Las combinaciones de anchos de influencia y alturas de hormigonado máximas, por lo tanto alturas máximas de tongada de trepa, se reflejan en la siguiente tabla:

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima admisible del encofrado
2,00 m	2,00 m
1,50 m	2,30 m
1,20 m	2,60 m
1,00 m	2,85 m

- Caso 3: Se emplea la ménsula D22K, con anclaje de 26,5 mm (tracción máxima admisible 220 kN) y se desea hormigonar con una presión máxima de hormigón fresco de 35 kN/m<sup>2</sup>. Las combinaciones de anchos de influencia y alturas de hormigonado máximas, por lo tanto alturas máximas de tongada de trepa, se reflejan en la siguiente tabla:

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima admisible del encofrado
2,00 m	2,80 m
1,50 m	3,20 m
1,20 m	3,70 m
1,00 m	4,10 m

- Caso 4: Se emplea la ménsula D22K, con anclaje de 26,5 mm (tracción máxima admisible 220 kN) y se desea hormigonar con una presión máxima de hormigón fresco de 45 kN/m<sup>2</sup>. Las combinaciones de anchos de influencia y alturas de

hormigonado máximas, por lo tanto alturas máximas de tongada de trepa, se reflejan en la siguiente tabla:

Ancho de influencia por ménsula	Altura máxima admisible del encofrado
2,00 m	2,45 m
1,50 m	2,95 m
1,20 m	3,35 m
1,00 m	3,75 m

Nótese que las presiones de hormigón fresco propuestas para dar un orden de magnitud del reparto de ménsulas y las alturas de tongada son presiones relativamente bajas, de 35 a 45 kN/m<sup>2</sup>, si las comparamos, por ejemplo, con las presiones que es capaz de soportar un encofrado de marco, entre 60 y 80 kN/m<sup>2</sup>. Ello se debe a que en la construcción de presas, destino principal de las ménsulas de trepa a una cara, los grandes volúmenes de los elementos que se hormigonan hacen que las velocidades de hormigonado sean bajas, empleándose también hormigones de menor asentamiento en el cono de Abrams, y por tanto las presiones de hormigón fresco son bajas.





## 2.7 Los forros, acabado superficial y estética.

---

“pulcra dicuntur quae visa placent”

**Tomás de Aquino**

*“Antonio: Y, de las dos,  
¿a cuál juzgáis, prima, vos,  
por más bella?”*

*Juana: Mas se inclina  
mi afición a la mayor,  
aunque mi opinión refuta  
en parte el vulgo hablador;  
mas en gustos no hay disputa  
y más en cosas de amor.”*

*El Vergonzoso en Palacio (fragmento)*

**Fray Gabriel Téllez (Tirso de Molina)**

“Menos es Más”

**Mies van der Rohe**

“La arruga es bella.”

**Adolfo Domínguez**

### 2.7.1 Exigencias estéticas.

Tanto la edificación singular como la obra civil demandan cada vez más el empleo de materiales de altas prestaciones, que en el caso del hormigón, además de una resistencia y una durabilidad elevadas, se exige una apariencia uniforme y alta calidad estética del acabado superficial.

Tanto en obras de hormigón visto como en obras con menores exigencias estéticas es importante que exista entre los agentes involucrados en el proceso (Constructores, proyectistas, direcciones de obra, asistencias técnicas, promotores) una definición clara y un lenguaje común acerca de los resultados esperados. La falta de consenso acerca de las exigencias estéticas de la obra en ejecución puede llevar a conflictos entre los distintos agentes que pueden llevar aparejadas consecuencias económicas importantes. El valor estético de una obra es un concepto subjetivo y como tal, sujeto a controversia.

La normativa actualmente vigente no contribuye a facilitar que los criterios estéticos estén perfectamente definidos, pues tanto la normativa española como la europea en materia de hormigones no establecen criterios objetivos que permitan definir rangos de aceptabilidad de las calidades superficiales. Se han elaborado documentos que recogen recomendaciones y el tema se trata en congresos internacionales, pero ello no se ha traducido todavía en una normativa que sea de aplicación en España. Las recomendaciones DBV/BDZ-Hormigón visto (2004) de la Sociedad Alemana para el Hormigón y Tecnología de la Construcción (DBV), Berlín y la Asociación Federal Alemana de la Industria del Cemento (BDZ), Colonia, son las más completas y manejadas a nivel mundial.

En obras con exigencias estéticas concretas, es importante que desde un primer momento sea considerado el objetivo estético de acabado superficial del hormigón. El promotor debe expresar sus exigencias a los técnicos que vayan a redactar el proyecto. Los técnicos proyectistas deben tener en cuenta todos aquellos factores que van a influir en el acabado final de las superficies del hormigón, reflejando en planos los detalles necesarios, recogiendo en el pliego todas las condiciones que se deben imponer en cuanto a materiales y procedimientos de ejecución, teniendo en cuenta en los presupuestos aquellos elementos necesarios para conseguir el acabado deseado, y haciendo mención en la memoria de las exigencias estéticas que tendrá la obra. El constructor, la dirección de obra y demás agentes deberán ser conscientes de todo lo que se exprese en proyecto y, eventualmente y previo al comienzo de las obras, puede ser aconsejable la elaboración de elementos prototipo, como muestra con la que comparar los resultados reales obtenidos en obra.

En consecuencia, el constructor deberá poner los medios necesarios en cuanto a materiales, maquinaria y medios auxiliares, y deberá poner en práctica los procedimientos constructivos adecuados para cumplir con las exigencias estéticas expresadas. Para ello deberá contar con la colaboración y asesoramiento de sus proveedores de hormigón, encofrados, desencofrantes, madera, etc.

## 2.7.2 Factores estéticos y factores de influencia.

La estética y el acabado de una superficie de hormigón viene definida por la combinación de los siguientes **factores estéticos**: la compartimentación visual de la superficie, la planeidad, la textura, los posibles defectos superficiales, el color y el brillo. Para poder aceptar o rechazar una superficie de hormigón por su estética y/o acabado debemos tenerlos todos en cuenta.

Además, en la percepción que tendremos al contemplar una superficie de hormigón influirán también otros factores externos o ambientales como la iluminación (solar, artificial, directa, indirecta), el ángulo de incidencia de la misma, la orientación, condiciones de sol-sombra, la distancia de observación, etc. En este trabajo no tendremos en cuenta estos aspectos.

La calidad de cada uno de los factores estéticos que, combinados, determinan la apariencia, viene determinada por múltiples **factores de influencia**. Son factores relacionados con el tipo, composición y características del hormigón, las características del encofrado, el uso de berenjenos, el tipo de desencofrante y método aplicación, el proceso de vertido, compactación y curado del hormigón, las condiciones ambientales, la buena práctica en las labores de encofrado y los posibles tratamientos superficiales aplicados a posteriori. En este trabajo se enumerarán razonadamente, pero solamente se tratarán con mayor profundidad aquellos relacionados más directamente con los equipos de encofrado y el uso que se hace de ellos.

En la siguiente tabla se relacionan los factores estéticos mencionados con los factores de influencia. En ella podemos apreciar que en cada uno de los factores estéticos inciden uno o varios factores de influencia. Tomando como base esta tabla y en el orden de los factores de influencia, veremos cómo y en qué medida incide cada uno de los factores de influencia en los factores estéticos.

Factores estéticos.		Factores de influencia								
		Tipo, comp. y características hormigón	Vertido, compactación y curado	Condiciones ambientales	Tratamientos superficiales	Geometría, armado y recubrimientos	Desencofrante y modo de aplicación	Características del encofrado	Uso de berenjenos	Buena práctica en el encofrado
Compartimentación visual	Distribución y visibilidad de huellas de juntas de forro.				X	X		X	X	
	Distribución y visibilidad de huellas de juntas entre elementos encofrantes.				X	X		X	X	
	Distribución y visibilidad de huellas de juntas de compensaciones.				X	X		X	X	X
	Distribución y visibilidad de juntas de construcción.				X	X			X	X
	Disposición de orificios de anclajes de muro a dos caras.				X	X		X		X
Planeidad	Resaltos por elementos encofrantes no coplanares.							X		X
	Desviaciones de la planeidad por deformación de los elementos encofrantes.							X		X
	Resaltos en juntas de construcción.								X	X
Defectos superficiales	Burbujas en superficie	X	X				X	X		
	Coqueras	X	X			X				
	Fisuras	X	X	X						
	Nidos de grava	X								
	Marcas de flujo/pérdida de finos							X	X	X
	Zonas sin hormigonar	X	X			X				
	Descantillado						X		X	X
Color, Brillo y Textura	Marcas de imperfecciones del forro		X		X	X		X		X
	Textura				X			X		
	Color / Brillo tipo	X	X	X	X		X	X		
	Uniformidad del color	X	X		X		X	X		
	Vetas	X	X		X					
Manchas	X	X	X	X		X	X	X		

### 2.7.2.1 Influencia del tipo, composición y características del hormigón fresco

El tipo, composición y características del hormigón fresco influye en la aparición de posibles defectos superficiales. Con relación a las propiedades del hormigón fresco cabe destacar que la eliminación de aire será más difícil en mezclas de viscosidad alta o baja docilidad, por lo que estos hormigones serán más proclives a producir superficies en las que aparezcan fisuras e incluso coqueras. En zonas de geometrías complicadas, sobre todo en el encofrado de huecos pasantes en los muros, la baja docilidad del hormigón puede contribuir a que queden zonas sin hormigonar. Un hormigón próximo a la segregación será más proclive a perder lechada si la estanquidad de las juntas de encofrados se ha perdido y a que se produzcan, por tanto, nidos de grava por flujo de agua de amasado y arrastre de finos. Asimismo la aparición de fisuras (capilares, de concentración plástica, de contracción por secado, contracción térmica), que no son objeto de análisis en el presente trabajo, viene influenciada por las características del hormigón. Se deben cuidar, por tanto, todas características del diseño de la dosificación y el proceso de elaboración del hormigón.

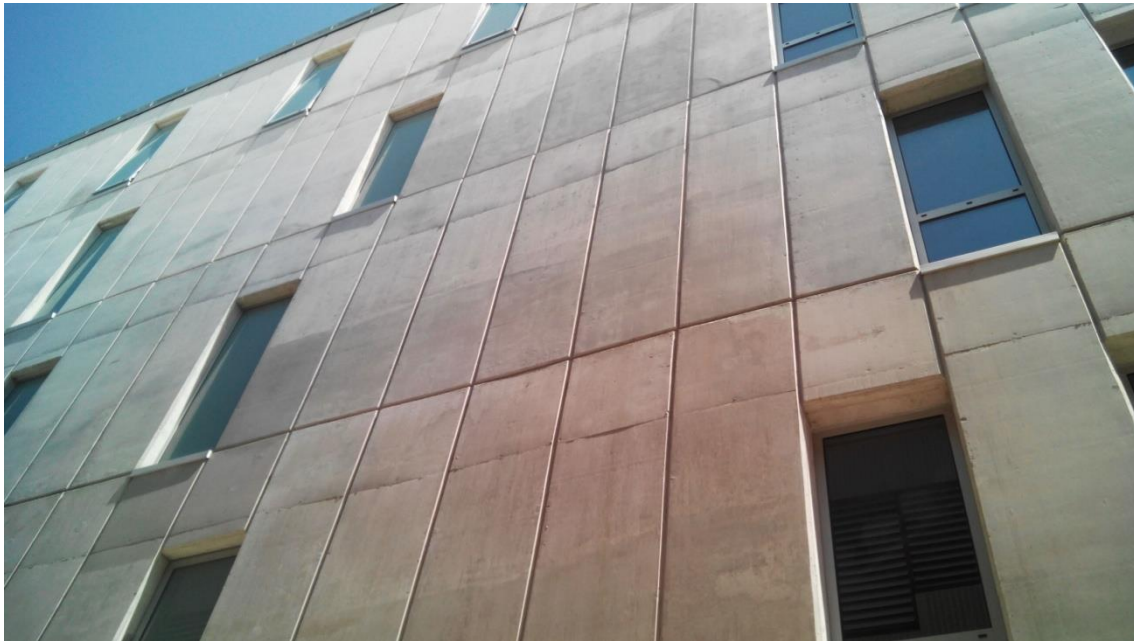


*Hormigón blanco. ETSI Telecomunicaciones, fachada este. UPV.*

El tipo, composición, elaboración y características del hormigón fresco tienen influencia en el color y el brillo, que quedan determinados por el tipo y color de cemento, el color y tipo de árido, el empleo de colorantes, intensidad del mezclado, los aditivos, etc.

Pero en la calidad estética no es tan importante el color resultante como que éste sea uniforme en toda la superficie. Es prácticamente imposible lograr asegurar que dos amasadas diferentes van a dar un mismo resultado en cuanto al color (escala RAL), pero sí se puede conseguir, con un adecuado control de la dosificación y el proceso de

mezclado, que la dispersión de resultados en cuanto al color sea la menor posible. Un buen diseño de la dosificación resultará en un acabado visualmente uniforme solo si se garantiza que tanto los componentes como los medios productivos sean en todo momento invariables durante el proceso constructivo completo. Será necesaria la asesoría de un experto para seleccionar los materiales componentes, con atención especial a los aditivos y adiciones, dado que la naturaleza de los mismos, la dosificación, no solamente afectan las características mecánicas del hormigón, sino también la uniformidad de color, brillo, porosidad, etc. Es además de especial importancia mantener la estabilidad de la mezcla, que se va a ver modificada por las variaciones que se puedan producir en los materiales componentes e incluso en el equipamiento de fabricación del hormigón: Por ejemplo la dispersión de pigmentos estará influenciada por el tiempo de mezclado, volumen amasado y capacidad de la amasadora.



*Hormigones con ligeras diferencias en el tono de gris. Edificio 4N, fachada oeste. UPV.*

Además de las manchas o vetas que pueden aparecer en la superficie del hormigón debidas a cambios en la dosificación o la elaboración, cabe la aparición de manchas debidas a eflorescencias (cristalización de sales disueltas), cuyo análisis no compete a este trabajo.

### **2.7.2.2 Influencia de los trabajos de vertido, compactación y curado.**

Los trabajos de vertido y compactación deben realizarse conforme a las reglas de buena práctica para evitar la aparición de defectos superficiales.

Se debe asegurar que el llenado del elemento se realiza de forma completa, para evitar que queden zonas sin hormigonar. No se deberá verter desde gran altura, para evitar segregación y la consiguiente aparición de nidos de grava o coqueas y para ello se deberá disponer de los medios de vertido adecuados. La altura de tongada será la



adecuada a los medios de compactación para que el vibrado sea efectivo y sea posible la eliminación del aire para evitar la formación de burbujas. El ritmo de vertido será el adecuado para que sea posible el “cosido” de tongadas mediante los vibradores, de modo que se evite la formación vetas en el paramento.



*Error en vertido y compactación. <http://www.estudioarquitecturatecnica.es/>*

La potencia de los vibradores y el tiempo de vibrado en cada punto debe ser el adecuado (no pecar por exceso ni por defecto) para que el vibrado sea efectivo y se elimine el aire ocluido, pero no se produzca segregación o alteración del mezclado con la consiguiente aparición de vetas o alteraciones en forma de manchas en el aspecto final. Asimismo es importante que los vibradores no toquen el encofrado, pues pueden dañar su superficie y ello se traduce en imperfecciones en el resultado.

El proceso de curado incide en el aspecto estético por su influencia en los mecanismos de formación de fisuras. Además si el tratamiento de curado no es uniforme en toda la superficie, será causa de cambios de color y brillo en la superficie.

Es técnicamente imposible conseguir una distribución uniforme de poros en superficie y conseguir superficies carentes de poros (sobre todo con forros no absorbentes), pero sí es posible acercarse a unos resultados muy uniformes si los trabajos de vertido, compactación y curado se realizan siempre de la misma forma (mismas alturas de tongadas, mismos tiempos de vibrado, misma profundidad de vibrado, misma altura de vertido, mismo tratamiento de curado) y siempre con los medios adecuados y siguiendo las reglas de la buena práctica.

La aparición de nuevos hormigones en el mercado, especialmente el hormigón autocompactante, hace posible obtener acabados en los que prácticamente se anula el

riesgo de aparición de algunos de los defectos mencionados anteriormente relacionados con la trabajabilidad del hormigón y con los trabajos de vertido y vibrado, como las burbujas, coqueras, nidos de grava o vetas.

Los fabricantes de estos hormigones recomiendan su uso para la construcción de elementos con altas exigencias estéticas, pues reproducen con altísimo nivel de fidelidad la cara del forro encofrante. Cabe señalar, sin embargo, que en este caso la atención que se debe poner en los trabajos de encofrado para no dañar los forros y para garantizar la estanqueidad de los encofrados debe ser, si cabe, mayor. Si bien estos hormigones son capaces de reproducir fielmente la cara encofrante, también reproducen fielmente los defectos superficiales que los elementos encofrantes pudieran tener. Además, el uso de hormigones autocompactantes plantea otras dificultades, principalmente la de los valores muy altos de presión de hormigón fresco, que requerirán una especial atención a la hora de configurar la solución de encofrado por los mayores esfuerzos a que estarán sometidos sus componentes. Véase el capítulo dedicado al cálculo de la presión de hormigón fresco.

### **2.7.2.3 Influencia de las condiciones ambientales.**

Las condiciones ambientales tienen influencia en diversos aspectos que influyen en la estética final del hormigón. Así, la formación de fisuras (capilares, de concentración plástica, de contracción por secado, contracción térmica), viene influenciada por la temperatura y la humedad ambiental. Así también los procesos químicos responsables de la aparición de eflorescencias. Además, durante el primer año de vida del hormigón, se produce en la zona superficial del hormigón un proceso químico de carbonatación del hidróxido de calcio para formar carbonato cálcico, de color blanco, que lleva a que el hormigón vaya adquiriendo tonalidades más claras.

A lo largo de la vida útil de la estructura, tras la construcción, hay dos factores ambientales que influyen en el aspecto del hormigón: el polvo y la lluvia y la interacción entre ambos. Se deben contemplar la precipitación incidente y la forma de evacuarla conjuntamente con el aspecto de la deposición de polvo (función de la textura de la superficie, a mayor rugosidad, mayor deposición de polvo en paramentos verticales). El agua de lluvia transporta las partículas de polvo depositadas hacia la parte inferior de las superficies. Bajo condiciones de escasas lluvias o de escasa incidencia de éstas por la dirección de los vientos, puede darse el caso de que las lluvias no sean suficientes para limpiar la superficie de hormigón de manera uniforme. En tales casos se da una acumulación de polvo en la parte inferior de los paramentos verticales.

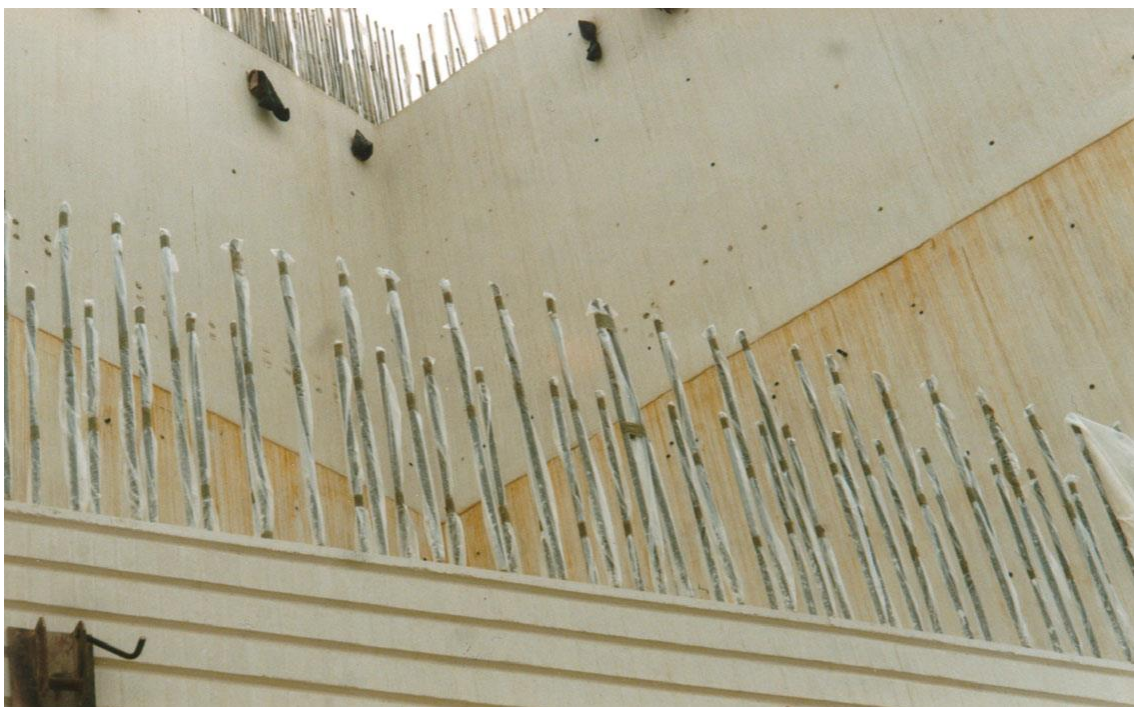
Para analizar de forma correcta este fenómeno se debe tener en cuenta el comportamiento de adsorción de agua del hormigón. El sistema de poros capilares absorbe una cierta cantidad de agua, junto con polvo. Únicamente cuando estos poros están saturados, el paramento comienza a drenar hacia abajo. Por esta razón, sobre todo en paramentos con poco impacto de lluvia, raramente se elimina de forma completa el polvo depositado, sino que se va acumulando en la parte inferior, apareciendo además marcas de flujo de agua en la superficie. Con el paso del tiempo, las superficies en las



que se da la adsorción sin flujo presentan colores algo más oscurecidos que los paramentos que se limpian regularmente con la lluvia de forma natural.

El objetivo de un diseño de fachada de bajo mantenimiento debe ser, sobre todo en condiciones de orientaciones con poca incidencia de la lluvia, evitar las texturas con alta deposición de polvo (mejor texturas lisas) y/o facilitar un reparto uniforme del agua de lluvia disponiendo berenjenos horizontales repartidos regularmente lo largo de toda la superficie.

También se da el fenómeno de deposición de partículas de óxido en los poros del hormigón, bien sea proveniente de las armaduras, si éstas permanecen mucho tiempo a la intemperie antes de ser hormigonadas, bien por el empleo de aceros tipo cortén. Se forman chorreras características.



*Coloración por lavado de óxido. Prof. Dr. Christoph Motzko.*

#### **2.7.2.4 Influencia de los tratamientos superficiales.**

Los tratamientos superficiales del hormigón ya fraguado, en el caso de aplicarse, van a modificar de forma completa el aspecto de una superficie de hormigón.

Los tratamientos con ácidos, granallados, aplicación de chorros de arena y los abujardados, al suponer la eliminación de unos milímetros de la superficie del hormigón, uniformizarán el aspecto de las superficies. Se eliminan las marcas de juntas entre elementos de forro o elementos encofrantes, juntas de construcción o marcas de compensaciones entre elementos del encofrado. En definitiva, los elementos de compartimentación visual, excepto los orificios de los anclajes. También se eliminan los defectos superficiales como eflorescencias, marcas de flujo, manchas. Se minimiza el

impacto visual de las burbujas, cambios de color, coqueras y vetas. El resultado de estos tratamientos es de una textura rugosa.



*Pilar pintado. Biblioteca general, fachada oeste. UPV.*

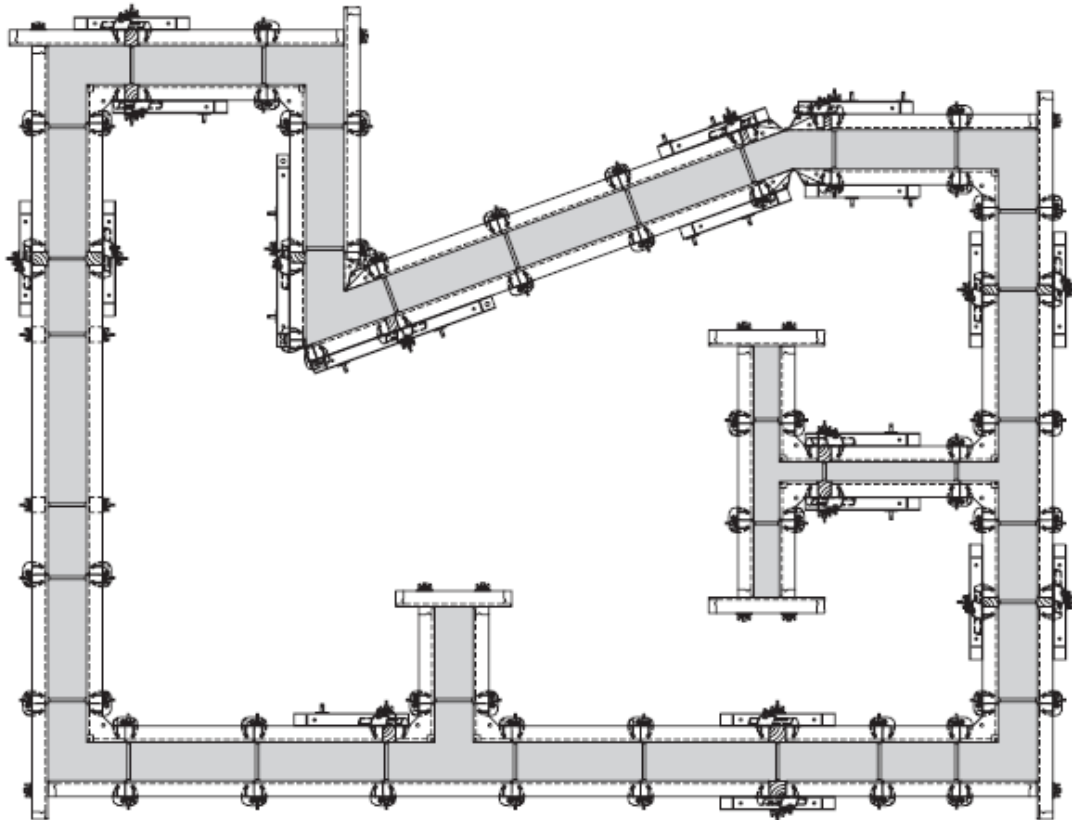
Los tratamientos con pinturas enmascaran los cambios de color, vetas y manchas, pero no disimulan, sino que incluso amplifican el impacto visual de las marcas de juntas entre encofrados y los defectos superficiales como burbujas, coqueras, clavos o marcas de imperfecciones en el encofrado. El resultado es de una textura más lisa.

#### **2.7.2.5 Influencia de la geometría, cuantías de armado y recubrimientos.**

La geometría del elemento a hormigonar influenciará en gran medida el resultado estético pues condiciona la distribución de elementos encofrantes, y por tanto en todos los aspectos relacionados con la compartimentación visual.

Si el sistema de encofrado que se pretende utilizar es de tipo marco, es obvio que los muros de planta recta se podrá optar por la distribución de tamaños de elementos encofrantes que se desee, pudiéndose obtener una distribución uniforme de juntas entre elementos de forro, entre elementos encofrantes de tipo marco y de orificios de anclaje. Normalmente, por economía y rapidez de ejecución, se opta por emplear los elementos del mayor tamaño posible, minimizándose las marcas de juntas entre elementos encofrantes.

También será más sencilla la integración visual de las juntas de construcción en los muros rectos. Al no ser necesarias las compensaciones entre elementos, no tendremos influencia de éstas en el aspecto, ni tampoco de elementos encofrantes de tamaños diferentes al no ser necesarios.



*Muro de planta de geometría compleja. (DOKA)*

Las esquinas y pilares adosados a un muro introducen condicionantes geométricos a la distribución de elementos encofrantes, y a medida que se complica la geometría en planta de la estructura, se condiciona en mayor medida el tamaño de los elementos de tipo marco que se pueden emplear y su distribución, obteniéndose una distribución no uniforme de juntas entre elementos de forro, entre elementos encofrantes de tipo marco y de orificios de anclaje. Los elementos singulares de la geometría (pilares, quiebros, esquinas, etc.) hacen prácticamente imprescindible la disposición de compensaciones entre elementos, no solo para adaptar el encofrado a la geometría de la estructura, sino también para garantizar el desencofrado en plantas cerradas o en forma de U. Estas compensaciones entre elementos encofrantes suponen la aparición de unas juntas muy evidentes en el acabado, pues el elemento en contacto con el hormigón (generalmente se emplea madera natural) es diferente al forro de los elementos encofrantes de gran superficie.

Las geometrías de estructura muy complicadas, elementos muy esbeltos, de gran altura, con huecos pasantes, fuertemente armados o con recubrimientos de armadura pequeños favorecen la aparición de coqueras y zonas sin hormigonar, pues los trabajos de vertido y compactación del hormigón se ven dificultados porque no es posible acceder de forma directa o cómoda a todos los puntos del interior del encofrado con los vibradores o los medios que se emplean para el vertido. Además es más frecuente en estos casos que se dañe la superficie del forro encofrante con los vibradores, lo que redunda en la aparición de marcas en la superficie del hormigón ya fraguado.



*Muro con huecos pasantes hormigonado con HAC. Enrique Alario.*

#### **2.7.2.6 Influencia del desencofrante y el procedimiento de aplicación.**

Sea cual sea el forro encofrante (absorbente o no), la elección del desencofrante adecuado y la cantidad que se aplica por unidad de superficie son decisivos para conseguir un aspecto uniforme y minimizar la aparición de burbujas. Es conveniente consultar con los especialistas proveedores de desencofrante y los proveedores de encofrado cuales son las combinaciones de forro encofrante y producto desencofrante que dan buenos resultados y con qué cantidad de producto desencofrante por unidad de superficie.

En general, la cantidad de desencofrante a aplicar es mucho menor en el caso de forros no absorbentes y se debe poner mayor cuidado en que el reparto sea uniforme. En el caso de aplicar una cantidad mayor a la indicada por los fabricantes, suelen quedarse burbujas de aire atrapadas en la superficie, que serán visibles al desencofrar. Si el producto desencofrante no se aplica de forma uniforme, en las zonas donde haya un exceso de producto se suelen dar acumulaciones de poros y burbujas, además de producirse manchas en el hormigón por la propia acumulación de producto desencofrante. Por lo tanto se debe poner atención a la forma de aplicar el producto y la viscosidad o dilución con que se trabaja, para garantizar que el producto no sea demasiado viscoso para que quede bien repartido, ni demasiado fluido para evitar la formación de “chorreras” que dejen su huella en el paramento terminado. Es importante seguir las indicaciones del fabricante. No es objeto de este trabajo el análisis de la composición química de los productos encofrantes ni sus mecanismos de funcionamiento.



El tiempo que transcurre entre la aplicación del desencofrante y el hormigonado de la estructura es una variable a tener en cuenta, pues si este tiempo es excesivo, puede darse una pérdida de propiedades del desencofrante o incluso que el desencofrante pueda adquirir coloración por la acción de los rayos ultravioleta, y transmitirla posteriormente al hormigón. También que se puedan adherir partículas de polvo o suciedad que estropearán el resultado.



*Manchas por mala aplicación de desencofrante. Prof. Dr. Christoph Motzko.*

En resumen, para un acabado satisfactorio y uniforme no solo es importante la elección del desencofrante adecuado, sin la forma de aplicación y que ésta se realice de la misma forma a lo largo de toda la obra.

En las zonas donde la estructura forma esquinas, si la aplicación del desencofrante no ha sido adecuada, puede darse el fenómeno del descantillado. Se produce cuando el hormigón queda adherido al elemento encofrante y, al desencofrar, se produce un arrancamiento de parte del hormigón en el punto más débil, que es la esquina. Este fenómeno se da con más facilidad cuanto más agudo sea el ángulo de la esquina, si el desencofrado se realiza demasiado temprano o/y si se emplean hormigones autocompactantes. Estos hormigones, en fresco, se introducen en cualquier resquicio del encofrado, facilitándose el arrancamiento al desencofrar, sobre todo si el estado del encofrado no es óptimo.

El efecto se puede minimizar con la colocación de berenjenos de sección triangular en esos puntos, de forma que la esquina quede “matada”. Existen incluso berenjenos recuperables específicos para zonas de esquina, adaptables a los encofrados de marco modulares, provistos de “labios” flexibles que ayudan a garantizar la estanqueidad de los encofrados en los encuentros entre elementos encofrantes en las esquinas.



*Pilar con esquinas matadas bien ejecutadas. Casa del alumno, fachada sur. UPV.*

Además se deben respetar las reglas de buena práctica a la hora de desencofrar, evitando golpear o dar tirones a los elementos encofrantes para evitar el arrancamiento de hormigón de la zona de la esquina.

### **2.7.2.7 Influencia de las características del encofrado en la aparición de defectos superficiales.**

Los encofrados van a condicionar el resultado estético de una obra porque la superficie del hormigón terminado va a ser el reflejo de la superficie del encofrado.

La limpieza de la cara encofrante es el primer aspecto a tener en cuenta, pues pueden aparecer en el hormigón manchas superficiales de restos adheridos al encofrado. Pueden quedar restos de lechada de la puesta anterior, puede adherirse polvo o tierra a la cara encofrante tras aplicar el desencofrante. En el caso de encofrados con el forro metálico, la existencia de óxido puede pigmentar de forma indeseada la superficie de hormigón. Para evitar estos efectos debe cuidarse la limpieza y conservación de los elementos encofrantes.



Encofrado metálico de pilar con cara encofrante oxidada. Muro con manchas de óxido (Enrique Alario)

La superficie encofrante sirve a menudo para la fijación del encofrado de huecos, pasantes o no, en los muros (ventanas, pasatubos, ménsulas, tapes, etc.). Generalmente, el encofrado de estos huecos o formas especiales se soluciona con madera y se suele fijar la misma a la cara encofrante de los encofrados del muro mediante clavos o tornillos.





*Descascarillado del recubrimiento de resinas de un forro contrachapado.*

Lógicamente, en la siguiente puesta el hormigón reproducirá en su superficie las marcas de los orificios de los clavos, además de las posibles marcas de los golpes de martillo que, con frecuencia, recibe el forro durante los trabajos de encofrado de huecos. Esto afecta negativamente en primer lugar a la vida útil del encofrado, aunque se trate de un encofrado no absorbente, pues por los orificios y golpes penetra la humedad y se deteriora el forro.



*Huella de forro contrachapado muy deteriorado por arrancamiento de fragmentos de capas de contrachapado y película protectora. Garaje Plaza del Árbol. Valencia.*

También penetra la lechada, por lo que con cada puesta puede haber arrancamiento de fragmentos de forro al desencofrar, de forma que crece exponencialmente el defecto superficial, máxime si se emplean hormigones autocompactantes, cuya lechada es capaz de penetrar por cualquier resquicio. En segundo lugar, lógicamente afecta al aspecto de la superficie del hormigón, pues se reproducirán en el paramento las mencionadas marcas, y de forma más acusada cuantas más puestas tenga el elemento, si no se toman las medidas de reparación adecuadas.

La falta de estanqueidad en el encofrado puede ser responsable de la aparición de marcas de flujo y de pérdida de finos en el paramento de hormigón acabado, pues la lechada escapa por las juntas que puedan quedar en el encofrado. Este fenómeno se dará, en los encofrados de tipo marco, cuando los elementos no cierren de forma estanca, bien por falta de limpieza en los laterales de los módulos, o bien porque el marco haya sufrido una deformación o abolladura. Cabe pues, tratar los elementos de encofrado de marco de la manera adecuada, aplicando la fuerza de desencofrado en los puntos de los paneles previstos para ello por el fabricante, evitando el uso de la grúa para desencofrar y acopiarlos de la forma correcta para evitar que sufran golpes o deformaciones.

En el caso de los encofrados de vigas, y especialmente cuando este tipo de encofrados se monta en obra sin las ventajas del montaje en taller, la falta de estanqueidad puede deberse a defectos en el montaje, bien porque se dejen juntas abiertas entre las piezas que conforman el forro del elemento encofrante o bien porque el forro no quede correctamente escuadrado y por tanto, al ser unido a otro elemento contiguo, la junta no cierre. Es, por tanto, necesario, realizar un montaje con precisión, empleando gatos de cinta para cerrar la junta entre elementos de forro, incluso empleando productos sellantes entre ellos, como tiras de silicona o burletes de espuma no absorbentes, y escuadras de montaje para garantizar que la geometría del elemento es exacta.



*Pérdida de finos en junta de forro encofrado de vigas. Casa del alumno. UPV.*

Tanto con encofrados tipo marco como con encofrados de vigas es necesario realizar una adecuada limpieza de los elementos, no solo del paramento en contacto con el hormigón para evitar la aparición de manchas, sino también de los laterales, para garantizar que el contacto entre elementos en la siguiente puesta siga siendo estanco.

Las juntas entre elementos de encofrado, ya sea de vigas o tipo marco, si se colocan de forma adecuada, no deben dejar escapar lechada, pero en ningún caso se puede evitar la pérdida de una pequeñísima cantidad de agua. Esto tiene como consecuencia una variación a la baja de la relación agua-cemento en una franja estrechísima (2-5 mm) a lo largo de toda la junta entre elementos de encofrado, lo que redundará en una coloración de un tono algo más oscuro de la huella que deja la junta entre elementos encofrantes.



*Pérdida de lechada en zona de esquina. Ágora. UPV.*

La falta de estanqueidad del encofrado en las zonas de esquina puede facilitar, como hemos mencionado en otro apartado, el descantillado durante el proceso de desencofrado.

Generalmente, es raro que aparezcan resaltos en el paramento acabado debidos al empleo de elementos encofrantes no coplanares. Este fenómeno se puede dar cuando se emplean elementos encofrantes de diferente grosor, bien en los puntos donde se realiza una compensación de madera o bien cuando se mezclan elementos de encofrado de diferentes fabricantes. Respetando las reglas de la buena práctica se previene la aparición de este tipo de defecto.

El empleo de elementos encofrantes deformados por alabeo podría dar lugar a falta de planeidad en el paramento acabado. Los elementos de encofrado marco pueden alabearse sobre todo si se realizan malas prácticas en el proceso de desencofrado, tirando de los elementos con medios como la grúa en lugar de emplear las herramientas

adecuadas en los puntos que los fabricantes disponen en los módulos para la acción de las palancas. Los módulos de encofrado alabeados se detectan con facilidad cuando se tratan de apilar los elementos, pues no descansan totalmente sobre el elemento inferior, sino que solamente tocan en dos puntos y basculan.

Otro defecto que puede darse causado por el encofrado es la formación de ondulaciones en la superficie debidas a una deformación excesiva del forro al ser sometido a la presión de hormigón fresco en el proceso de hormigonado. Esto puede tener dos posibles causas. Una es el exceso de presión, que se da cuando se emplean hormigones autocompactantes o velocidades de hormigonado excesivas sin tener este factor en cuenta. Otra es un mal diseño en un encofrado de vigas, definiendo una separación de vigas excesiva para el forro que se emplea y la presión de hormigonado prevista. En ambos casos se da una flecha excesiva en el forro, traduciéndose en un paramento ondulado.



*Paramento ondulado. Casa del alumno, fachada oeste. UPV.*



### 2.7.2.8 Uso de berenjenos y buena práctica en el encofrado.

Mención aparte merecen las juntas de construcción, en las que se suelen dar defectos que afectan al aspecto de la superficie del paramento de hormigón de forma habitual, y que, si se siguen unas sencillas reglas de buena práctica, serían evitables en gran medida. Los defectos que aparecen con más frecuencia son los fallos de alineación de la junta, la excesiva visibilidad de la junta, la aparición un resalto en la superficie de hormigón en la junta, las marcas de flujo y la pérdida de finos. Estos defectos se dan tanto en las juntas verticales como en las horizontales.



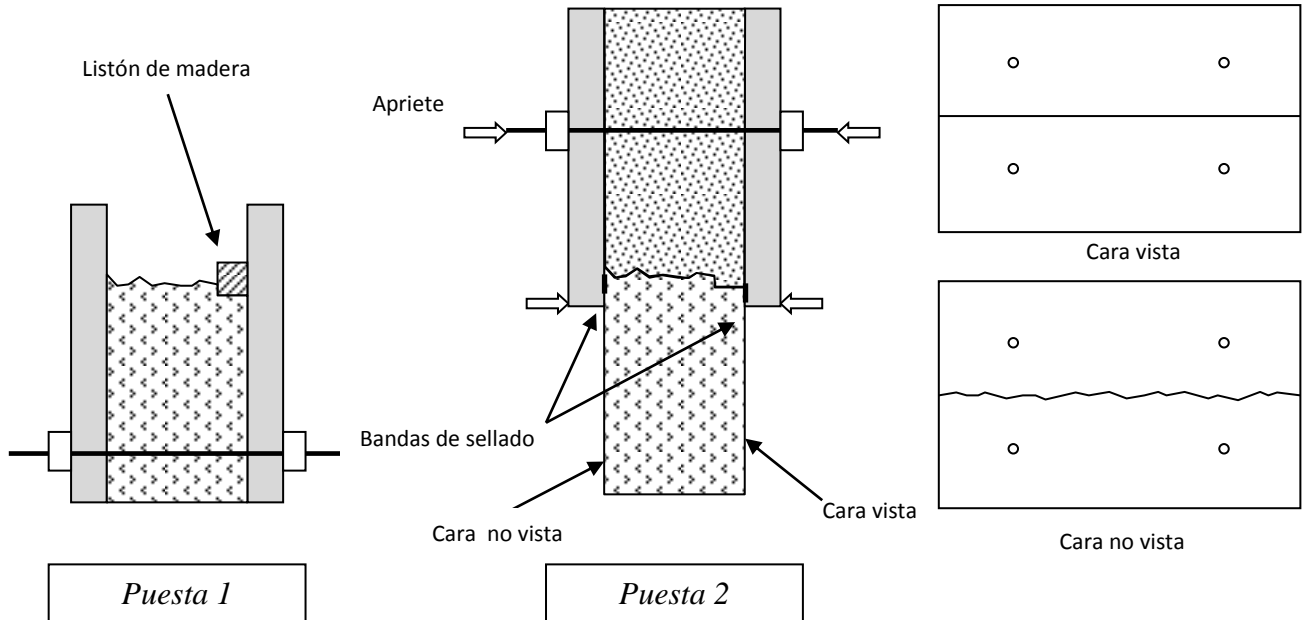
*Pérdida de finos por falta de estanqueidad. Casa del alumno, fachada este. UPV.*

Para evitar la aparición de resaltos en la superficie es necesario realizar un buen apriete de los encofrados contra el paramento de hormigón existente de la puesta anterior. En las juntas verticales esto se consigue mediante los anclajes del muro a dos caras, pudiéndose incluso aprovechar los orificios de los anclajes de la puesta anterior para asegurar el apriete. En las juntas horizontales de muros trepados, además de realizar un apriete adecuado del encofrado a dos caras, las ménsulas de trepa suelen tener elementos mecánicos que ayudan a realizar este apriete.

Las marcas de flujo y la pérdida de finos se producen, como hemos visto anteriormente, por la falta de estanqueidad. Ésta no se consigue de forma total en la zona de la junta de construcción únicamente por el apriete del encofrado contra el hormigón de la puesta anterior. Para asegurar que se consigue esta estanqueidad se pueden emplear bandas o burletes de espuma sintética o goma que impidan que se escape lechada por la junta. Estos elementos sellantes deben tener la mínima capacidad de absorción de agua para evitar el efecto de oscurecimiento mencionado anteriormente.

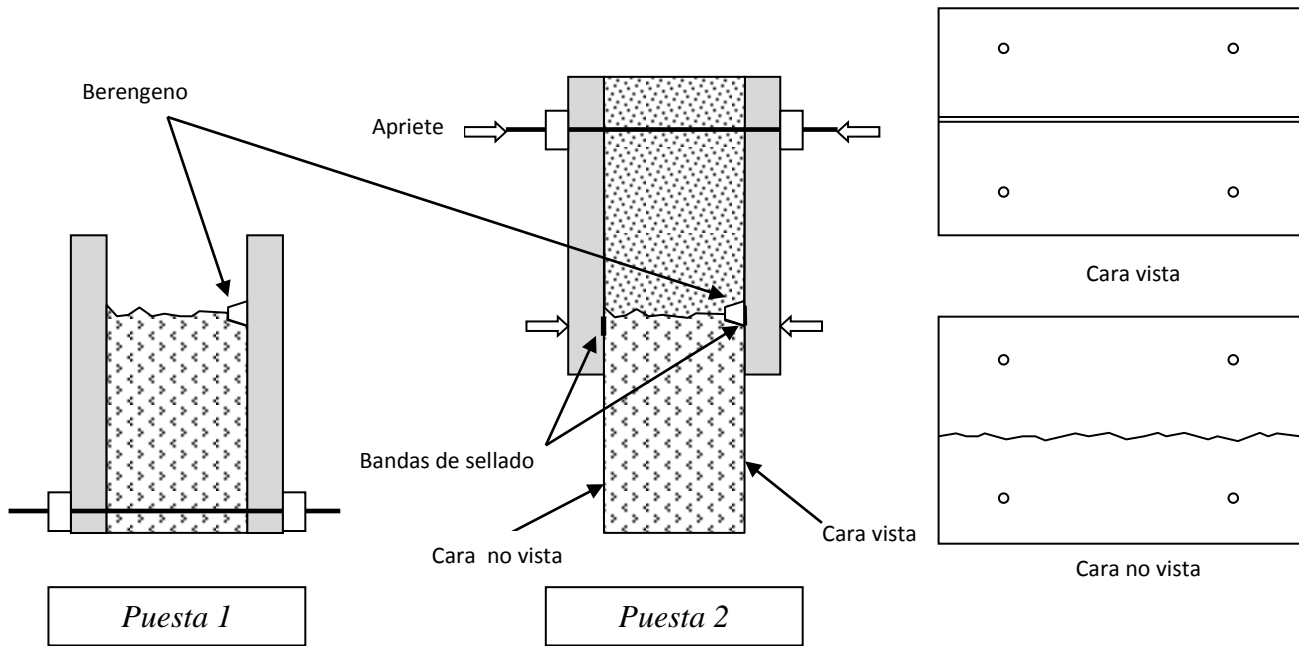
Los fallos en la alineación de la junta de construcción no se suelen dar en las juntas verticales, pues lógicamente el extremo de la tongada previa ha sido encofrado

por un tape, que queda vertical. En las juntas de construcción horizontales es donde suele quedar una línea irregular. Una forma barata y sencilla de evitarlo es fijar al encofrado un listón horizontal en la primera tongada alineada por su parte inferior con la línea prevista para la junta de construcción horizontal.

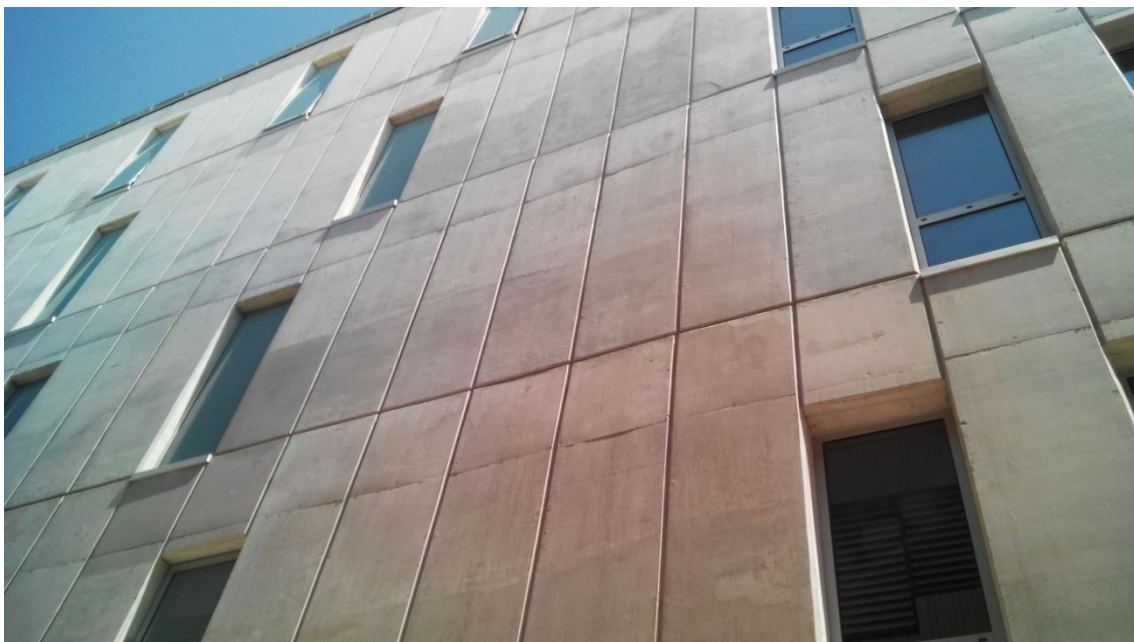


De esta forma se consigue que la coronación de la primera tongada sea recta y horizontal. La segunda tongada se hormigona contra la primera, realizando un apriete adecuado del encofrado y empleando los elementos sellantes adecuados, obteniéndose una junta de construcción recta. Dependiendo del material sellante empleado, puede darse un pequeño resalto de 1-3 mm en la línea de la junta.

Una variante de este procedimiento consiste en remarcar la junta de construcción con un berenjano de sección triangular o trapezoidal. Al ojo humano, la aparición de esta junta remarcada enmascara pequeños cambios de color, brillo o porosidad superficial entre dos puestas consecutivas, pues el impacto visual de una línea recta de un grosor constante es mayor que estos pequeños cambios de color, brillo y porosidad. Además la junta entre los hormigones de dos puestas consecutivas queda “escondida” dentro de la huella del berenjano, en una zona de sombra, por lo que el observador no la percibe y se evita el impacto visual del mencionado resalto que introduce la banda sellante.



La aplicación de este procedimiento debe tenerse en cuenta desde la fase de proyecto, pues será necesario aumentar los recubrimientos para garantizar que, en los puntos de colocación de los berengenos, se respeten los recubrimientos mínimos que establece la normativa. Obviamente, el procedimiento descrito es aplicable a ambas caras a la vez, de modo que ambas queden con el acabado requerido.



*Berengeno en juntas horizontales. Edificio 4N, fachada oeste. UPV.*

Cuando se deben hormigonar combinaciones de forjados y muros se pueden emplear procedimientos análogos, aunque no los veremos en este trabajo, pues el hormigonado de elementos horizontales no es objeto del mismo.



### **2.7.3 Los forros y su influencia en el color y la textura.**

Si pudiera darse el caso ideal de un hormigón uniforme en todas las amasadas, con el color exacto dado por la dosificación, una puesta en obra (vertido y compactación) perfecta en cada tongada, con unas condiciones ambientales adecuadas y constantes, empleando el desencofrante ideal aplicado de forma adecuada, un curado adecuado y uniforme, encofrados en buen estado y un respeto escrupuloso de las reglas de la buena práctica en las tareas de montaje, colocación del encofrado y desencofrado, entonces el resultado estético vendría condicionado por dos aspectos: El color y la textura de la superficie y la compartimentación visual.

El forro no determinará, pero si tendrá influencia en el color definitivo del paramento. La textura de la superficie de hormigón sí que quedará determinada por el tipo de forro con que esté equipado el encofrado, pues el hormigón reproduce la textura del elemento encofrante. La compartimentación visual quedará determinada por las juntas entre elementos de forro, juntas entre elementos encofrantes (ya sea de vigas o tipo marco), el eventual empleo de berenjenos y la distribución de los orificios de las barras de anclaje. Cabe hacer la distinción entre juntas entre elementos de forro y elementos de encofrado, pues puede haber, dentro de un mismo elemento de encofrado, varios elementos de forro, especialmente en los elementos de encofrado de gran superficie.

#### **2.7.3.1 Influencia en el color y la textura. Forros absorbentes y forros no absorbentes.**

Una característica que diferencia los tipos de forro y que permitirá clasificarlos es la capacidad de absorción. Un forro absorbente es capaz de extraer aire y/o agua no combinada de la superficie del hormigón fresco. El resultado son superficies de hormigón con muy pocos poros accesibles y con un tono de color relativamente uniforme, tendiendo a ser más oscuro que con forros no absorbentes. Esto es debido al siguiente mecanismo: el forro absorbe el agua no combinada y aire debido a la subpresión que se da en los poros del forro por efecto de la capilaridad, creándose un flujo que transporta hacia la superficie del hormigón las partículas finas (cemento), que no se introducen en el forro porque no caben por los poros y se acumulan en mayor proporción en la superficie que en el resto del volumen. En esa zona superficial la relación agua/cemento será menor y el color más oscuro. Una superficie de hormigón ejecutada con un forro absorbente tiene una serie de ventajas derivadas:

- Mínima cantidad de burbujas en superficie.
- Mayor resistencia a la abrasión y a la erosión.
- Mayor resistencia a compresión en superficie.
- Mayor compacidad en superficie.
- Menor profundidad de carbonatación.
- Mejor comportamiento frente ciclos hielo-deshielo
- Mejor comportamiento frente a agentes químicos agresivos.

Por el contrario los forros no absorbentes confinan completamente el hormigón y son estancos al aire y al agua, por lo que el resultado son paramentos con poros accesibles en superficie, con más facilidad para la aparición de manchas, eflorcencias por acumulación de agua no combinada y diferencias de color, además de tender a producir superficies más claras que los forros absorbentes.

### **2.7.3.2 Forros absorbentes. Tipos, características técnicas y estéticas.**

#### **La madera natural.**

En la mayoría de los casos, los forros absorbentes están constituidos por madera, ya sea en forma de tableros sin capas de protección o en forma de tabla o tablilla. El abanico de tamaños y acabados es muy diverso. Trataremos más ampliamente este punto.

El empleo de madera natural en forma de tabla o tablilla permite casi cualquier tamaño de elemento de tabla y texturas diferentes en función del tratamiento que se haya dado a la madera (en bruto, cepillado, lijado), el tipo de árbol de procedencia, las juntas entre tablillas (a testa, machihembradas, con bisel) y el grado de secado de la madera. También permite jugar con la distribución de los tamaños de tablilla y la distribución de las tablillas para crear el dibujo de juntas que se desee.



*Encofrado con tablilla. Ágora. UPV.*

En el caso de emplear tableros, éstos suelen ser tricapa, normalmente cepillados y lijados y tienen unas dimensiones de fabricación determinadas, hasta un máximo de 2,5 m de anchura y 6,5 m de longitud, y en grosores de 21 o 27 mm.

En todos estos casos el hormigón reflejará en su superficie la veta de la madera. En mayor medida cuanto menos trabajada esté la madera. Las tablas en bruto, solamente serradas, dan un resultado de una textura más dura que la cepillada o lijada o los

tableros tricapa sin recubrimiento. Los contrachapados sin recubrimiento no suelen emplearse.

Es necesario tener en cuenta que cada puesta supone para la madera un ciclo de absorción de agua y posterior secado, y por lo tanto, un ciclo de dilatación y retracción. Con cada ciclo la propia estructura de la madera va evolucionando y deteriorándose al abrirse grietas en la dirección de la veta. Además en cada puesta la marca de la veta será más perceptible que en la puesta anterior, por la diferencia de desgaste por abrasión entre vetas más duras y más blandas. Cuando la madera tiene más puestas el color resultante en el hormigón tiende a ser más claro, pues los poros se van colmatando y se pierde capacidad de absorción. Por lo tanto el resultado de un encofrado equipado con un forro de madera natural va a variar de puesta a puesta, tanto en el tono de gris como en la dureza de la textura superficial.

En el caso de emplear elementos encofrantes con diferentes números de puestas, se obtendrá como resultado una superficie con tonos más oscuros en las zonas encofradas con elementos con menos puestas y más claros en el resto.



*Losa encofrada con tableros nuevos y usados. (DOKA)*

En el caso de los hormigones blancos o coloreados el fenómeno del cambio de color a medida que la madera del forro tiene más puestas no se aprecia tanto, por el empleo de cemento de color blanco o colorantes, y eventualmente áridos seleccionados por su color, lo que minimiza la influencia del forro en el color resultante.

En la durabilidad y el contenido de humedad del forro de madera natural tienen una influencia decisiva las condiciones de almacenamiento o acopio en obra, las

temperaturas, la humedad ambiental, el soleamiento y la incidencia del viento. Cuanto más extremos sean los procesos de absorción y pérdida de agua, más rápido será el proceso de deterioro y menor será la vida útil de la madera en cuanto a número de puestas. Los tableros tricapa tienen una vida útil más prolongada, por el efecto de trabazón ente las capas con las fibras perpendiculares, aunque su duración sigue estando condicionada por los factores mencionados.

Si las juntas entre tablas son simplemente atestadas, no serán estancas, y lo serán cada vez menos a medida que se vayan realizando puestas, pues las tablas se deterioran y se deforman, quedando las marcas de estas juntas abiertas en el hormigón. El empleo de tablas machihembradas, con juntas en bisel o de otro tipo minimiza este efecto. También es posible sellar las juntas entre tableros con la aplicación de adhesivos o siliconas.

Al seleccionar la madera para su empleo como encofrado, conviene desechar aquella que no haya sido sometida a un proceso de secado o curado y que tenga presencia excesiva de savia o resinas, pues los azúcares presentes en estas sustancias pueden provocar, por su influencia negativa en las reacciones químicas de fraguado, desprendimiento de material en la zona superficial del hormigón y coloración irregular. Una forma de asegurarse de que no aparecerán problemas relacionados con los azúcares es neutralizarlos químicamente antes de la primera puesta. Esto se puede realizar tratando la superficie con una lechada de cemento o una lechada cálcica, quedando los azúcares neutralizados en un medio alcalino. Después se debe cepillar la superficie, eliminando los restos. De este modo se pierde también algo de porosidad y la madera gana en humedad.

La vida útil de la madera natural empleada como encofrado es muy variable en función de muchos factores: Los más importantes son el tipo de árbol de procedencia, su porosidad, el tiempo de curado de la madera, las condiciones de almacenamiento, las condiciones ambientales, si la superficie es serrada en bruto, o cepillada, si es madera natural en tablas o se trata de tableros monocapa o tricapa. Así, la madera serrada bruta (tanto en forma de tablas como en forma de tableros) puede durar de 3 a 5 puestas, y de 6 a 10 en caso de tratarse de madera cepillada, pero si no se respetan las reglas de la buena práctica en el manejo, preparación, limpieza, conservación y almacenamiento pueden tenerse peores resultados. Los tableros tricapa sin recubrimientos, debido a su estructura, tienen una vida útil más prolongada, de 8 a 15 puestas, también en función de los factores anteriormente mencionados.

Los forros de maderas naturales en la práctica se suelen emplean de dos formas diferentes: Bien clavándolo a encofrados de vigas, con lo que deben resistir las presiones de hormigonado sin deformarse de forma excesiva ni romperse, o bien clavándolo sobre encofrados modulares, a modo de doble forro.





*Forro de tablilla clavado sobre encofrado marco modular de 3x1 m. Edificio Manuel Sanchis Guarner, fachada sur. Universitat de València.*

Veremos ahora otros tipos de forros absorbentes:

Se pueden emplear aglomerados, que no dejan impresa la veta de la madera, pero generalmente solamente aguantan un uso, pues con el agua que absorben se destruyen al desencofrar. Además los aglomerados tienen una desventaja esencial, y es que, al contrario de las tablas o tableros de madera natural, no se puede contar con su resistencia mecánica para soportar las cargas que el hormigón transmite al forro, pues en mojado colapsan. Con lo cual es imprescindible colocarlos sobre otra superficie que sea capaz de soportar los esfuerzos (doble forro). Existen también aglomerados hidrofugados.

Se da también, en menor medida, el empleo de tableros aglomerados, cartón o DM. Se han desarrollado encofrados de pilares circulares con el forro de cartón, de un solo uso al igual que los aglomerados. El cartón se fija sobre otro material que soporte la presión de hormigonado, pues el cartón, por sí solo, no sería capaz.

Mención aparte merecen los textiles drenantes, tipo Zemdrain de duPont (marcas registradas) o similar, cuyo empleo obedece no a razones estéticas, sino que persigue que el paramento adquiera las virtudes mencionadas anteriormente. Con su porosidad se consiguen superficies de hormigón muy poco porosas en superficie, más resistentes a agentes químicos, heladas, abrasión, etc. Se emplean fundamentalmente en depósitos, depuradoras y en general, en obras en las que estas propiedades que se han mencionado sean importantes. Ello tiene como consecuencia una mayor durabilidad de la estructura.

Son láminas textiles que se colocan directamente sobre un encofrado convencional y su mecanismo de funcionamiento es como el descrito anteriormente para un forro poroso, pero elevando esa característica a objetivo. Dan como resultado un

paramento algo rugoso y uniforme, con estructura de tamiz, sin poros apreciables y se debe tener la precaución de colocarlo bien extendido y tirante para evitar la formación de pliegues, que quedarían reflejados en el paramento acabado.

### **2.7.3.3 Forros no absorbentes. Tipos, características técnicas y estéticas.**

Los forros no absorbentes son los de uso más extendido. Los motivos para ello son su mayor durabilidad, su menor coste por puesta, el acabado liso (salvo los tableros tricapa), la estabilidad con el paso de las puestas y la gran superficie que permiten sin juntas en el forro.

Existen muy diferentes tipos de forros no absorbentes, siendo los de uso más extendido los tableros tricapa con recubrimiento de resinas sintéticas (se reconocen por su color amarillo característico), tableros contrachapados con recubrimiento de resinas sintéticas, la chapa de acero y los tableros de materiales plásticos. Todos estos tipos de forro confieren a la superficie del hormigón un acabado de textura lisa, salvo los tableros tricapa con recubrimiento, que dan como resultado una superficie en la que se aprecia la veta de la madera.



*Sección de tablero contrachapado con recubrimiento de resinas sintéticas.*

Cabe mencionar también, aunque su uso es muy esporádico y lo les dedicaremos más atención, los tableros texturizados, que están pensados para “imprimir” en el hormigón un determinado dibujo, y, aunque no es de aplicación a los encofrados verticales, la tabica de forjado de poliestireno expandido, utilizada para dar un acabado de tipo moldura a los bordes de forjado.

Los encofrados de muros se clasifican, como hemos visto, en dos grupos: los encofrados de marco y los encofrados de vigas y rieles. Los encofrados de marco o modulares que existen en el mercado van equipados con forros de acabado liso, por ser el acabado más demandado con diferencia, y además porque el número de puestas que se alcanza con los tableros tricapa con recubrimiento de resinas sintéticas es mucho menor que las opciones de acabado liso. En España hay un claro predominio de encofrados tipo marco equipado con forro de tablero contrachapado en comparación con

los que tienen forro de chapa de acero o los compuestos por plásticos armados. Los encofrados de vigas, que se suelen emplear previo montaje para obras con requerimientos especiales, suelen ir equipados con tableros tricapa o contrachapados, en función del número de puestas que se vaya a dar al encofrado y del acabado que se desee.

#### **2.7.3.3.1 Forros de tablero contrachapado en encofrados de marco y encofrados de vigas.**

Los forros de tablero contrachapado están constituidos por un número impar de capas de chapa de madera encoladas y unidas entre sí por alta presión. Generalmente, un mayor número de capas redonda en un mejor comportamiento, estabilidad en la forma y durabilidad. También su precio suele ser mayor.

El tablero tiene un recubrimiento a base de resinas fenólicas sintéticas impermeable. A mayor grosor en el recubrimiento, mayor será el número de puestas que será capaz de soportar el tablero. Los fabricantes más avanzados tecnológicamente incluyen microfibras en el recubrimiento de resinas para aumentar la resistencia del recubrimiento al clavar o taladrar, evitando desconchamientos. Los recubrimientos de resinas sintéticas más comunes van desde 120 g/m<sup>2</sup> hasta 240 g/m<sup>2</sup>.



*Encofrado de vigas con forro contrachapado con recubrimiento de resinas (PERI)*

El grosor de los tableros empleados como forro va de los 15 mm a los 30 mm y se pueden fabricar en multitud de formatos diferentes, siendo el más común el formato de 2,5x1,25 m. La gama, en definitiva, es muy amplia, pero no afecta al acabado de la superficie de hormigón acabada, sino al número de puestas que es capaz de soportar, la vida útil del tablero.



Los fabricantes de encofrados tipo marco tienden a equipar sus sistemas de encofrado de marco con los forros de contrachapado de más número de capas y grosores de recubrimiento mayores y más avanzados, pues la relación entre el coste de renovación del forro y el número de puestas suele ser menor con forros de mayor calidad. La vida útil de estos forros puede alcanzar de 50 a 70 puestas si se respetan las reglas de uso y el mantenimiento es adecuado.

El forro de contrachapado, para ser fijado a la estructura del marco, se mecaniza a las dimensiones requeridas por el elemento y se le practican los taladros correspondientes a los puntos de anclaje para muro a dos caras. Los cantos cortados o taladrados se sellan con productos impermeables que garanticen que el canto cortado no pueda absorber agua, lo que estropearía el forro. El forro se fija al marco con tornillería desde la cara no encofrante y finalmente se sella la junta entre forro y marco con siliconas. Cuando un tablero está muy deteriorado simplemente se quita el forro viejo y se coloca uno nuevo. Si tiene pocos puntos deteriorados, se hace un rebaje localizado y se pega un parche del mismo material, pero más fino, que se conoce vulgarmente como “galleta” por su forma circular y su tamaño.

Los encofrados de vigas y rieles se suelen equipar con forro de tablero contrachapado, si el acabado deseado es liso o si el número de puestas previsto es grande. En este caso no se mecanizan los tableros, sino que se procura emplearlos directamente con sus dimensiones de fabricación. Los cortes implican la necesidad de sellar el canto para evitar la absorción y garantizar la vida útil. Igualmente se deben sellar los taladros para los anclajes de muro a dos caras.

#### **2.7.3.3.2 Forros de chapa de acero en encofrados de marco.**

Los forros de chapa de acero son simples chapas que se fijan al marco generalmente mediante soldadura, El grosor de la chapa es función de la configuración estructural del marco.

Los forros de chapa tienen una serie de ventajas, como son la mayor rigidez que confieren a los paneles al ir unidos por soldadura, la facilidad de limpieza, el alto número de puestas, la imposibilidad de que sufra desconchados en su superficie y la no combustibilidad.

Sin embargo, son más pesados. También plantean dificultades a la hora de encofrar huecos pasantes u otros puntos singulares por no poder ser clavados, o para practicar ventanas de hormigonado por no poderse cortar el forro. Las abolladuras en la chapa producidas por golpes son difíciles y muy costosas de reparar, al contrario de lo que ocurre con los paneles equipados con forros de contrachapado.



*Huella de encofrado metálico con abolladuras. ETSI Telecomunicaciones, pilar noroeste. UPV.*

También es problemática la protección de los elementos encofrantes frente a la corrosión. La cara encofrante no se puede pintar, y por lo tanto, es susceptible de que aparezca óxido y la cara opuesta no se puede galvanizar o pintar por inmersión, se suele pintar por el procedimiento de espray. Ello obliga a proteger la cara encofrante entre puesta y puesta y para su almacenamiento con productos adecuados. Mientras no se utilicen se deben acopiar en seco, preferiblemente bajo techo.

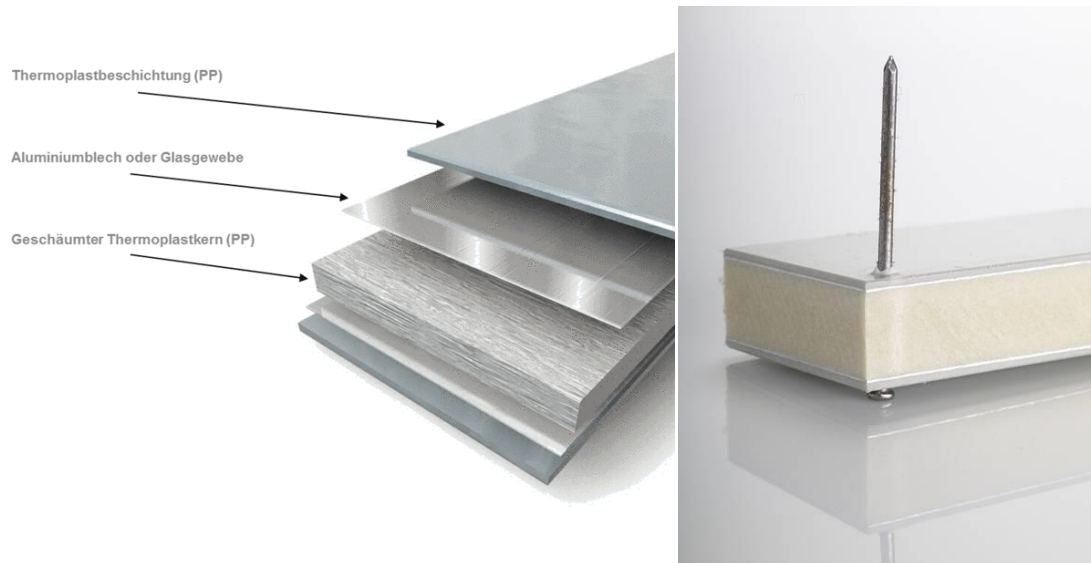
Una vez aparece el óxido, es necesario eliminarlo para evitar que la superficie de hormigón quede manchada. Los procedimientos para hacerlo son costosos. El chorro de arena no deja un acabado liso y está por tanto contraindicado. Se puede chorrear con limaduras en polvo, que es un procedimiento caro, o emplear cepillos. También es posible el empleo de productos químicos, pero únicamente están indicados en casos de corrosión leve.

Los forros de chapa, que hace años eran ampliamente utilizados, han ido perdiendo terreno frente a los forros de contrachapado en los encofrados de muro recto, pues las características de los forros de contrachapado han evolucionado para incrementar el número de puestas que son capaces de soportar. Sin embargo, siguen siendo muy utilizados en las piezas con formas especiales y los pilares circulares, pues los forros de madera no se pueden curvar a radios pequeños. Si se respetan las reglas de uso y el mantenimiento es adecuado la vida útil puede alcanzar de 200 a 500 puestas.

#### **2.7.3.3.3 Forros de materiales plásticos en encofrados de marco.**

Los forros de materiales plásticos, dependiendo del fabricante, tienen muy diferentes configuraciones. Se han desarrollado para evitar el punto débil de los forros de contrachapado con recubrimiento de resinas sintéticas, que es el deterioro acelerado

que sufren cuando, al haber sido clavados o atornillados, penetra el agua y la lechada en el interior del orificio, causando un deterioro que aumenta de forma exponencial con las puestas.



*Sándwich de polipropileno de diferentes densidades y láminas de aluminio (ALKUS)*

Todos los forros de materiales plásticos tienen en común una capa exterior de un material plástico denso que estará en contacto con el hormigón, generalmente polipropileno, aunque cada fabricante tiene patentada su configuración. Existen sándwiches plásticos armados con láminas de aluminio que constan de una capa de plástico más poroso en el interior para aligerar el panel, dos láminas de aluminio y otras dos capas en superficie de polipropileno más compactos. También hay tableros plásticos con refuerzo de fibra de vidrio. En otros casos el interior del tablero es contrachapado de madera, pero con el recubrimiento de plástico, con grosores diversos según la calidad, el tipo de plástico y el fabricante. Existen varios fabricantes en Europa y las propiedades de cada tablero varían en función de la configuración estructural y los materiales de que se compone. En España llevan relativamente poco tiempo en el mercado.



*Forro contrachapados con recubrimiento de plástico.*

Todas las configuraciones mencionadas permiten el clavado y las superficies de plástico no se desconchan al sufrir golpes de martillo o con el vibrador. En definitiva, es una superficie menos frágil que la que da el recubrimiento de resinas sintéticas.

Su mayor ventaja es que son estables en presencia de agua, además los cambios de temperatura, la humedad ambiental y las precipitaciones no tienen influencia sobre ellos. Otra ventaja adicional, cada vez más valorada, es que son total o parcialmente reciclables.

Pero los plásticos sufren un deterioro lento, aunque progresivo con la radiación ultravioleta, por lo que se deben proteger de ella cuando están acopiados. Además, el clavado a temperaturas muy bajas ( $\leq 20^{\circ}\text{C}$ ) puede dar lugar a desconchamientos por la cara de salida del clavo. El coste es su mayor inconveniente, pues son sensiblemente más caros que los forros de contrachapado. La duración en número de puestas es mayor que la de los tableros de contrachapado, pero menor que los forros de chapa de acero. Según datos de fabricantes de encofrado, su duración ronda las 200 puestas con encofrado tipo marco. No se suele usar con encofrados de vigas. Su uso no está todavía muy extendido en España, pero en Europa las empresas con parque de alquiler lo emplean cada vez más.

#### **2.7.3.3.4 Tableros tricapa con recubrimiento en encofrados de vigas y rieles.**

Los encofrados de vigas y rieles se suelen equipar con forro de tablero contrachapado, si el acabado deseado es liso o si el número de puestas previsto es grande. Si no es el caso, se suele emplear forro de tablero tricapa con recubrimiento de resinas sintéticas. Se trata de un forro más barato de adquisición, pero tiene una vida útil menor y deja ligeramente impresa la veta de la madera en el hormigón.



*Tablero tricapa seccionado.*

El tablero tricapa con recubrimiento consta de tres capas de madera natural encoladas entre sí, cepilladas y lijadas y posteriormente recubiertas con una capa de resinas. Se suele emplear en grosores de 21 o 27 mm y se fabrica en tamaños comerciales de hasta 2,5m de anchura y hasta 6 m de longitud, siendo el formato más habitual el de 2x1 m.

Al tener solamente tres capas, su estabilidad de forma no será tan grande como la de un tablero contrachapado y su comportamiento es más cercano al de la madera natural, sobre todo cuando ya ha sido utilizado en varias puestas. Es decir, su comportamiento y características están a medio camino entre la madera natural y los contrachapados con recubrimiento de resinas.

Con los primeras puestas estos tableros son no absorbentes, pero a medida que se usan, con los cambios de temperatura, de incidencia de la luz solar, de humedad, la madera “rompe” la capa de resinas, dejando el tablero de ser completamente no absorbente, para ir deteriorándose con el uso, marcando más la estructura de la madera en el hormigón y acercándose cada vez más al comportamiento de in forro de madera natural, cuyas características se han analizado ya en este trabajo, dejando visualmente en el acabado del hormigón un color más oscuro y con menos poros y con la veta de la madera más marcada a medida que tiene más usos.



*Huella de tablero tricapa de diferentes edades (DOKA)*

Si se mezclan tableros que llevan a sus espaldas diferente número de puestas, se podrá apreciar diferencias en el color, la textura y la porosidad de la superficie de hormigón. Este fenómeno no suele darse en encofrados de alzados, pues normalmente los elementos encofrantes se suelen montar con tableros nuevos y por tanto envejecen todos juntos. Es más común que se de este fenómeno en el encofrado de forjados y losas.

La duración de estos tableros, para cumplir con las exigencias de hormigón visto, oscila entre 20 y 40 puestas, dependiendo de la calidad del tablero, de las condiciones ambientales, de almacenamiento y de uso.

Suele colocarse clavado o atornillado a las vigas que forman la estructura del encofrado. Normalmente se clava desde la cara encofrante, pero si no se desea que se aprecien las cabezas de los clavos o tornillos, puede hacerse atornillando desde la cara posterior.

#### **2.7.4 Vida útil y buenas prácticas.**

En cualquier caso e independientemente del tipo de forro con el que esté equipado el encofrado, el coste del mismo va ligado al número de puestas que sea capaz de aguantar.

Para alargar la vida útil del forro, ya sea en encofrados de vigas o de marco, cabe seguir una serie de reglas de buena práctica que se resumen a continuación.

- Realizar un correcto apilado y acopio de tableros y elementos de encofrado.
- Emplear desencofrantes adecuados.
- Entre puesta y puesta limpiar cara encofrante, cantos y cara posterior con agua a presión.
- Eliminar los clavos empleados en cada puesta con la herramienta adecuada.
- Sellar o masillar los orificios de los clavos y tornillos.
- En elementos montados en obra, sellar los cantos de los tableros que hayan sido cortados o taladrados. Realizar un montaje con precisión en la geometría.
- Emplear los clavos de menor dimensión posible, tanto en longitud como en diámetro.
- Es preferible atornillar el forro desde la cara trasera a hacerlo desde la cara encofrante, pues cada daño en la superficie de la cara encofrante se extiende con el número de puestas.
- Evitar el uso de palancas o martillos sobre la cara encofrante. Preferiblemente mazas de goma o de poliéster.
- Evitar que los vibradores dañen la superficie del forro. Emplear vibradores con punta de goma.
- Siempre que sea posible, almacenar bajo techo.

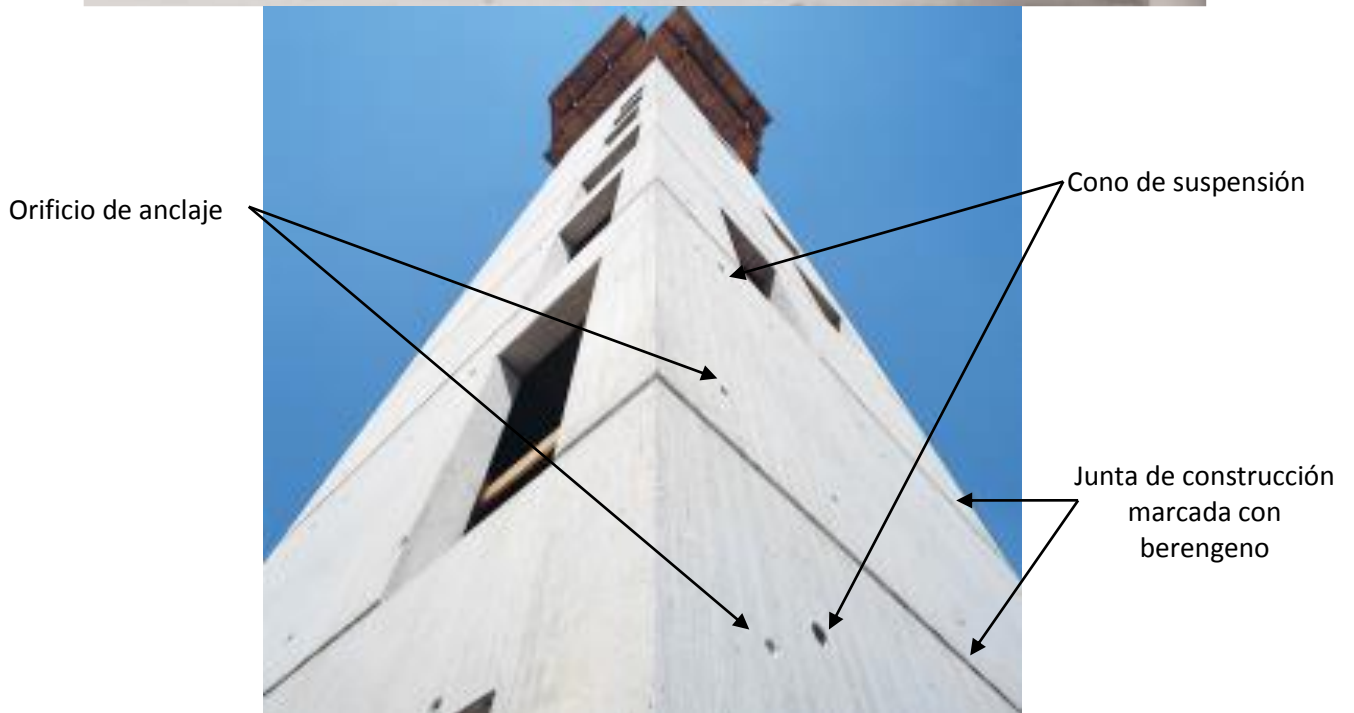
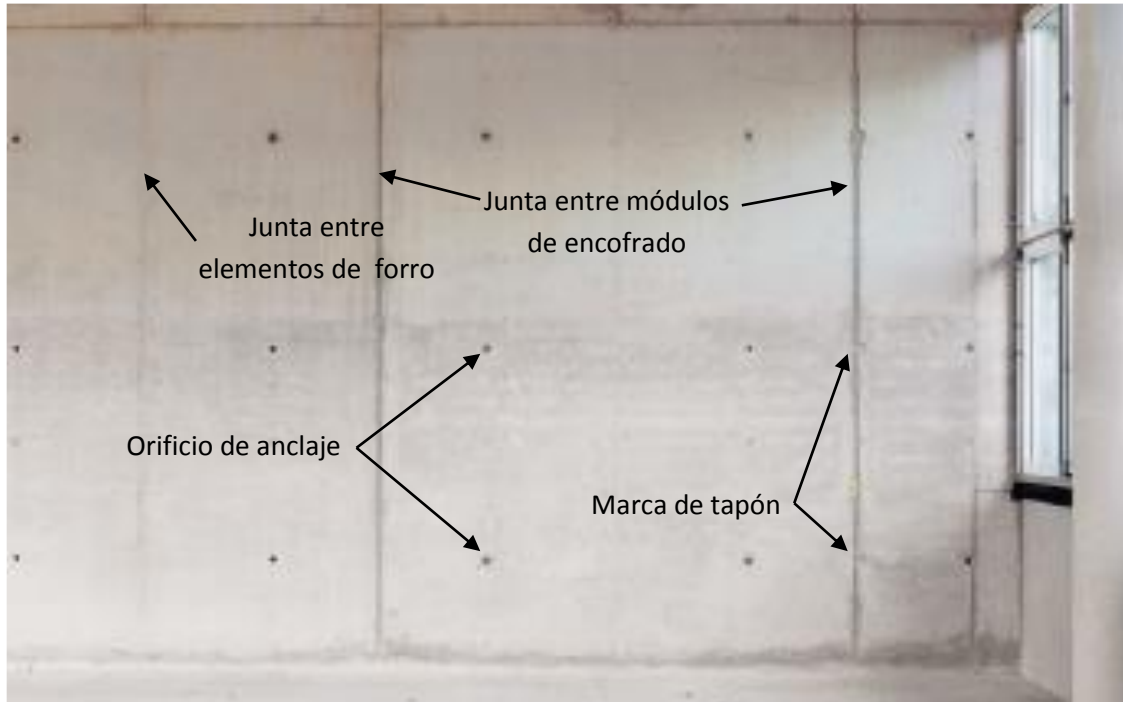
Concienciar a la mano de obra de la necesidad de respetar estas reglas para ahorrar en el coste de los equipos de encofrado. Este punto es problemático y da lugar a conflictos en España, pues frecuentemente los encofrados, que además se suelen alquilar, no pertenecen a la misma empresa que la mano de obra, por lo que no se pone el mismo celo en el cuidado de los equipos que si éstos fueran propios.

#### **2.7.5 La compartimentación visual y su influencia en el aspecto de los paramentos.**

En el aspecto de una superficie de hormigón, contemplada como un todo, influye, además de los aspectos ya analizados en los anteriores puntos, la presencia de los elementos singulares que representan las marcas lineales de juntas (entre elementos



de forro, entre elementos de encofrado y juntas de construcción), las marcas lineales introducidas ex profeso (berengenos), los orificios cónicos en los puntos donde se colocaron las barras de los anclajes a dos caras, las marcas de los tapones de los orificios de anclaje no utilizados (solamente en encofrados tipo marco) y, en el caso de muros trepados, los orificios que dejan los conos de suspensión de las ménsulas de trepa.



Otras marcas discretas, como cabezas de clavazón del forro, parches de reparación, etc., no se contemplarán en este punto, pues podemos considerarlas defectos del encofrado y ya se han tratado en el apartado correspondiente.



Las marcas lineales de juntas compartimentan la superficie y los orificios de anclajes o de trepa suponen puntos discretos en la superficie de hormigón. Estos elementos resaltan visualmente en una superficie que puede tener pequeñas faltas de uniformidad en el color, textura, brillo y porosidad superficial, enmascarando estas faltas por su mayor impacto en el observador, al tratarse de elementos singulares. Realizar una distribución adecuada de estos elementos visuales puede contribuir a que un paramento sea agradable al observador.

Obviamente, el empleo de encofrados de tipo marco va a restringir las opciones de elegir una determinada compartimentación a las dimensiones de los elementos del sistema elegido. Además la ubicación de los puntos de anclaje es fija en estos sistemas. En el caso de muros rectos es posible obtener una compartimentación visual por juntas entre elementos y una distribución de orificios de anclaje uniformes, pero en cuanto en la planta aparece un quiebro, una esquina o un pilar adosado, resulta imposible conseguir una compartimentación visual uniforme y además aparecerán más marcas de tapones en los orificios de anclaje. También la distribución de orificios de anclaje se verá afectada.

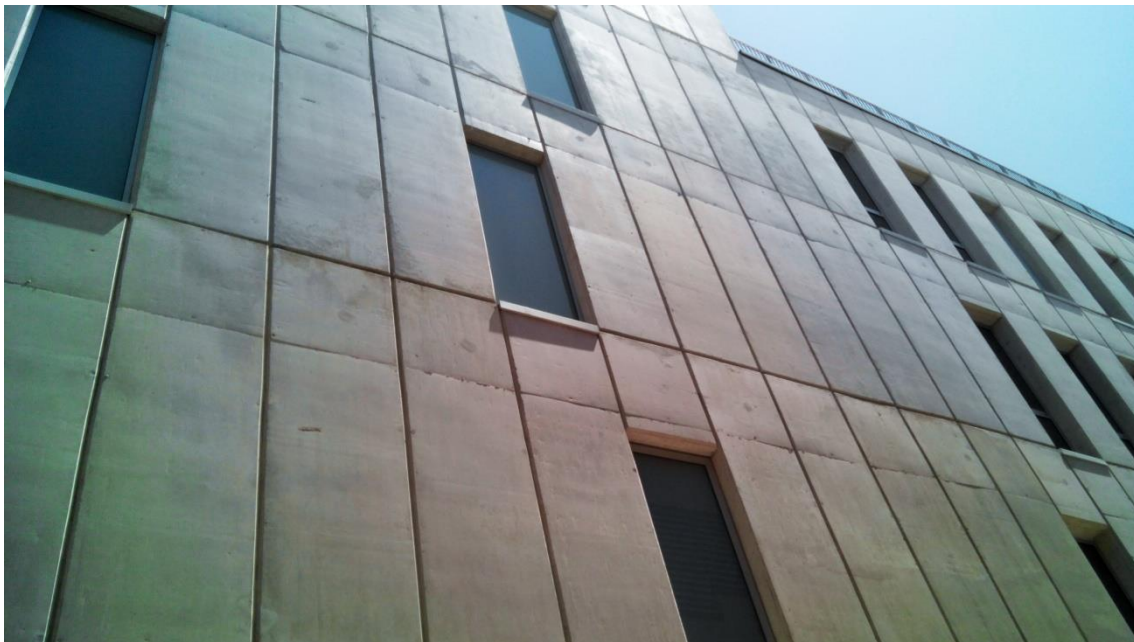
Son los encofrados de vigas los que permiten conseguir cualquier distribución de juntas de forro y de orificios de anclaje, pues permiten el empleo de elementos de forro de cualquier dimensión y una distribución de vigas y rieles metálicos condicionada a la ubicación de los orificios que se proyecte. El encofrado de vigas no impone restricciones en este aspecto. El inconveniente es que los elementos de encofrado deben montarse ex profeso para adaptarse a las exigencias estéticas que se demanden.

Los agujeros de los conos de suspensión de las ménsulas de trepa aparecen una vez en cada puesta del encofrado trepado, y generalmente en la misma posición, siendo de un tamaño algo mayor que los orificios de las barras de anclaje. En muchas ocasiones se tapan con morteros, para evitar el impacto visual del agujero, pero esta solución no siempre da los resultados deseados por la diferente coloración y brillo que pueden dar respecto al hormigón. Este efecto se acentúa si el forro del encofrado es liso y no absorbente, pues es muy difícil conseguir una textura lisa con el mortero. En los encofrados con forro que da texturas rugosas hay una mayor garantía de conseguir un resultado adecuado.

En estos casos de difícil tratamiento es conveniente plantearse la posibilidad de no tapar el orificio, y preocuparse por que el reparto de los mismos quede bien integrado en la imagen del paramento, o buscar soluciones alternativas. Una de ellas puede ser invertir la intención de ocultar el orificio por la de resaltarlo de una forma adecuada.

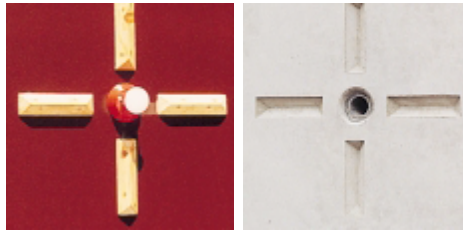


*Encofrado de tablilla con hormigón blanco. Orificios tapados con mortero con excelente resultado. ETSI Telecomunicaciones, fachada este. UPV.*



*Encofrado liso no absorbente. Orificios tapados con mortero con resultado mejorable. Compartimentación de la superficie con berenjenos. Edificio 4N, fachada oeste. UPV.*

El empleo de berenjenos es un recurso muy útil para conferir a las marcas de compartimentación visual un mayor impacto al ojo del observador, al crearse una sombra en el interior de la marca que deja en el hormigón. Como ya se ha expresado en otro punto, los berenjenos resultan especialmente útiles en la ejecución de juntas de construcción verticales u horizontales, pues la aparición de esta junta remarcada enmascara pequeños cambios de color, brillo o porosidad superficial entre dos puestas consecutivas y “esconde” la línea de contacto entre los hormigones de las dos puestas. Los berenjenos se pueden colocar en la ubicación que se desee, con lo que las posibilidades son infinitas. Pero es necesario tener en cuenta el empleo de berenjenos en la fase de redacción de proyecto, para que se respeten en todo momento los recubrimientos mínimos exigidos por la normativa.



*Resaltado de orificios de anclaje a dos caras. Iglesia San Casínio, Berlin. Dr. Ing. Diethelm Bosold.*



*Tapón prefabricado. Dr. Ing. Diethelm Bosold.*



*Inserción de bola de piedra natural. Dr. Ing. Diethelm Bosold.*

Las posibilidades en este sentido son infinitas y permiten, con una inversión relativamente modesta, respetando las reglas de buena práctica y teniendo presentes los aspectos estéticos desde las fases iniciales del proyecto, obtener unos resultados muy satisfactorios.

# 3. APLICACIONES PRÁCTICAS

En un principio el índice del presente trabajo fue aprobado con un índice que incluía la resolución de cinco aplicaciones prácticas:

- Muro de contención a 1 cara
- Azud de hormigón
- Pila para el viaducto de carretera
- Depósito para la recirculación de fangos
- Depósito para reactor biológico

Sin embargo, durante la redacción del mismo hemos creído conveniente cambiar las aplicaciones prácticas a otras de una mayor complejidad técnica, con un los siguientes objetivos:

- Resolver el encofrado de una estructura que requiera el empleo de dos sistemas de encofrado combinados.
- Resolver el problema de adaptar la puesta en obra de un hormigón dado a los condicionantes de un encofrado dado, aplicando lo establecido en la norma DIN 18.218.
- Diseñar y calcular un encofrado de vigas y rieles para unas exigencias estéticas dadas.
- Recalcular y adaptar un encofrado ya existente a las especiales condiciones de hormigonado con hormigón autocompactante.
- Evitar el problema trivial de resolver con elementos modulares el encofrado de una estructura sencilla (depósitos).

Para ello hemos elegido dos proyectos. En el primero de ellos se plantea la ejecución de un muro a una cara con altura y sección variables en el ámbito de la mejora de trazado de una carretera. Una vez resuelto el problema de la definición del encofrado con unas determinadas premisas se añade un condicionante nuevo, al sobrevenir un cambio en el tipo de hormigón a emplear y en los medios de puesta en obra, por lo que se deberá resolver el problema de la puesta en obra del hormigón sin cambiar el encofrado.

En el segundo se plantea la ejecución de una serie de pilas para un viaducto con unas determinadas exigencias estéticas. Una vez resuelto se plantea un cambio a

hormigón autocompactante, por lo que se habrá de modificar el encofrado para soportar los esfuerzos que se producen en el proceso de hormigonado.

Para la resolución de ambos casos prácticos se han empleado sistemas de la empresa DOKA, que ha dado su permiso expreso y ha facilitado los manuales de sus productos.



## 3.1 Muro de contención a una cara con altura y sección variables.

---

### 3.1.1 Descripción de la estructura a encofrar

La estructura para la que se calcula el encofrado es un muro a una cara de altura y sección variables. Tiene una sección de 0,5m para alturas entre 3,50 y 5,00 m. A partir de la altura de 5,00 m, y hasta una altura total máxima de 7,35 m la sección es de 0,3 m. La altura mínima es de 3,5 m. Se trata de un muro de planta curva de radio 3500 m. La cimentación del muro es una zapata corrida de 2,5 m de anchura y 1,2 m de canto para muro de altura hasta 5 m y de 3,30 de anchura y 1,60 m canto para alturas superiores. Véase el plano 1.01 de definición geométrica.

### 3.1.2 Análisis de los condicionantes particulares de la obra.

El muro objeto de este trabajo es de contención de un talud que se excava para albergar un tramo nuevo que eliminará una curva peligrosa del trazado de la carretera. Los trabajos, por tanto, no están condicionados por el tráfico. Únicamente los accesos.

El muro se ejecuta inmediatamente a continuación de los trabajos de desmonte y refino del talud vertical y de excavación de la cimentación. No es objeto del presente trabajo el análisis de la estabilidad del talud. Una vez excavada la cimentación, se coloca una capa de hormigón de limpieza y se coloca la armadura de la cimentación. La zapata se hormigona directamente contra el terreno. Posteriormente se arma y hormigona el muro a una cara.

En obra se ha previsto la ejecución de la cimentación y el muro en tramos rectos con juntas de construcción cada 12 m, siguiendo los trabajos de desmonte, de modo que se realizan ambos trabajos simultáneamente. Mientras se ejecuta el muro en los primeros 12 m, se excava el talud de los siguientes 12 m, pues se dispone de suficiente espacio a lo largo del frente de excavación para la maniobra de la maquinaria de movimiento de tierras y la realización de los trabajos de ejecución del muro. El resultado será una poligonal que se adaptará a la planta curva de radio 3500 m.

Para el hormigonado de la zapata se prevé el vertido directo desde la hormigonera, con hormigón HA-25/20/P/IIb elaborado en central. Para el alzado se empleará el mismo tipo de hormigón, vertido con un cubilote de 0,75 m<sup>3</sup> con la correspondiente manga para evitar la segregación.

Dadas las características de la obra, para el montaje y traslado del encofrado se empleará una grúa telescópica de la capacidad adecuada, por lo que el peso del sistema de encofrado no supone una limitación a la hora de la elección del sistema.



### 3.1.3 Evaluación y elección del sistema idóneo para resolver el problema planteado.

La altura y sección variables del alzado del muro suponen una dificultad añadida para la resolución del problema, pues para una mayor economía es conveniente emplear un sistema que sea reutilizable en todas las puestas.

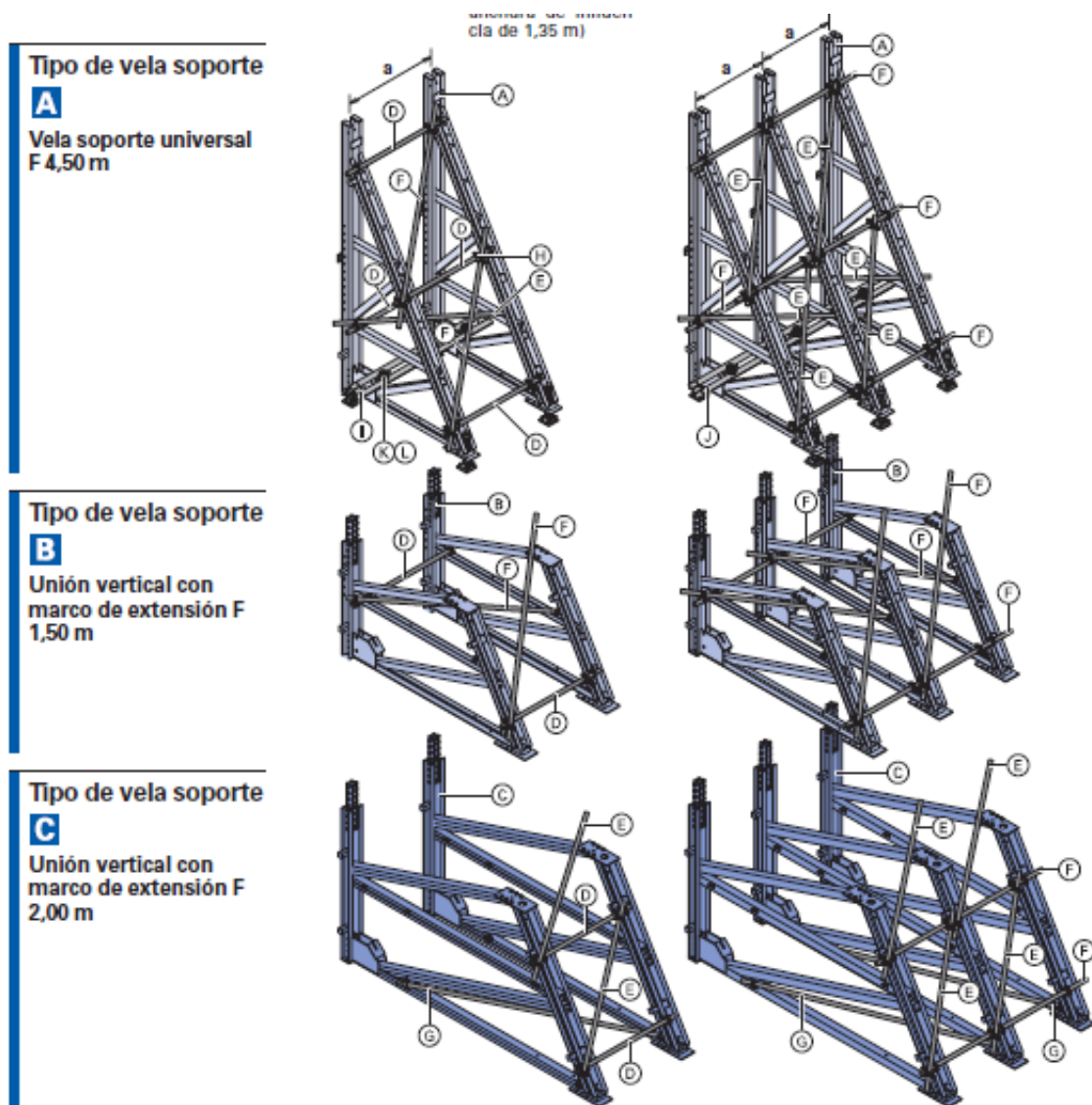
Se han barajado dos posibles soluciones. La primera de ellas supone el hormigonado del muro en una sola operación de llenado independientemente de la altura del muro, empleando el sistema de velas soporte (escuadras) en combinación con un encofrado de marco modular. La segunda, que es por la que se opta finalmente, supone la ejecución en dos fases en los casos de alturas mayores a 5 m, empleando el mencionado sistema para alturas hasta 5 m, y ménsulas de trepa de presa (a una cara) en combinación con encofrado de marco modular para la segunda fase, previendo obviamente el hormigonado de los puntos de anclaje de las ménsulas de trepa en la primera fase. Obviamente, para ambas opciones es necesario el hormigonado de anclajes para las velas soporte en la cimentación.

Optamos por la segunda opción por las siguientes razones:

- En el punto de transición de espesor de muro de 0,50 m a 0,30 m se pueden presentar dificultades para el que se llene adecuadamente el espacio con hormigón, pudiendo darse con facilidad puntos con falta de hormigón.
- Podría optarse por hormigonar todo el alzado con el mismo espesor para soslayar este problema, con el consiguiente incremento de hormigón a emplear.
- Cuando se pasa de un muro de altura máxima de 5 m a otro de altura superior se hace necesario suplementar la estructura de la vela soporte con un módulo inferior (marco de extensión F 2,00 m) para que el sistema sea capaz de alcanzar la altura requerida, por lo que se debe desmontar el sistema y volverlo a montar, aumentando además su peso y requiriendo de medios de elevación más potentes y, por tanto, más caros. Análogamente, cuando se pasa de alturas superiores a alturas menores o iguales a 5 m, se debe desmontar el módulo inferior, lo que implica una nueva operación de desmontaje y montaje. Siempre separando los módulos encofrantes de la estructura de soporte y volviéndolos a colocar.
- La segunda opción tiene la ventaja de que se emplea un sistema para muros de una altura hasta 5 m que no es necesario modificar en todo el transcurso de la obra, ni tampoco el sistema de trepa que se emplea para la segunda fase en los muros de altura mayor a 5 m.
- La resultante de presiones de hormigón fresco para el hormigonado del muro de 7,35 m de altura máxima es muy superior a la que se produce con para un muro de 5 m de altura máxima, por lo que requiere un sistema de anclaje de mayor capacidad para los tramos de muro de alturas superiores a 5 m. Como orden de magnitud podemos dar el dato siguiente: la resultante de presiones por metro lineal para una presión máxima de hormigonado de 40 kN/m<sup>2</sup> es de 168 kN para una altura de muro de 5 m y 262 kN para una altura de 7,35 m.

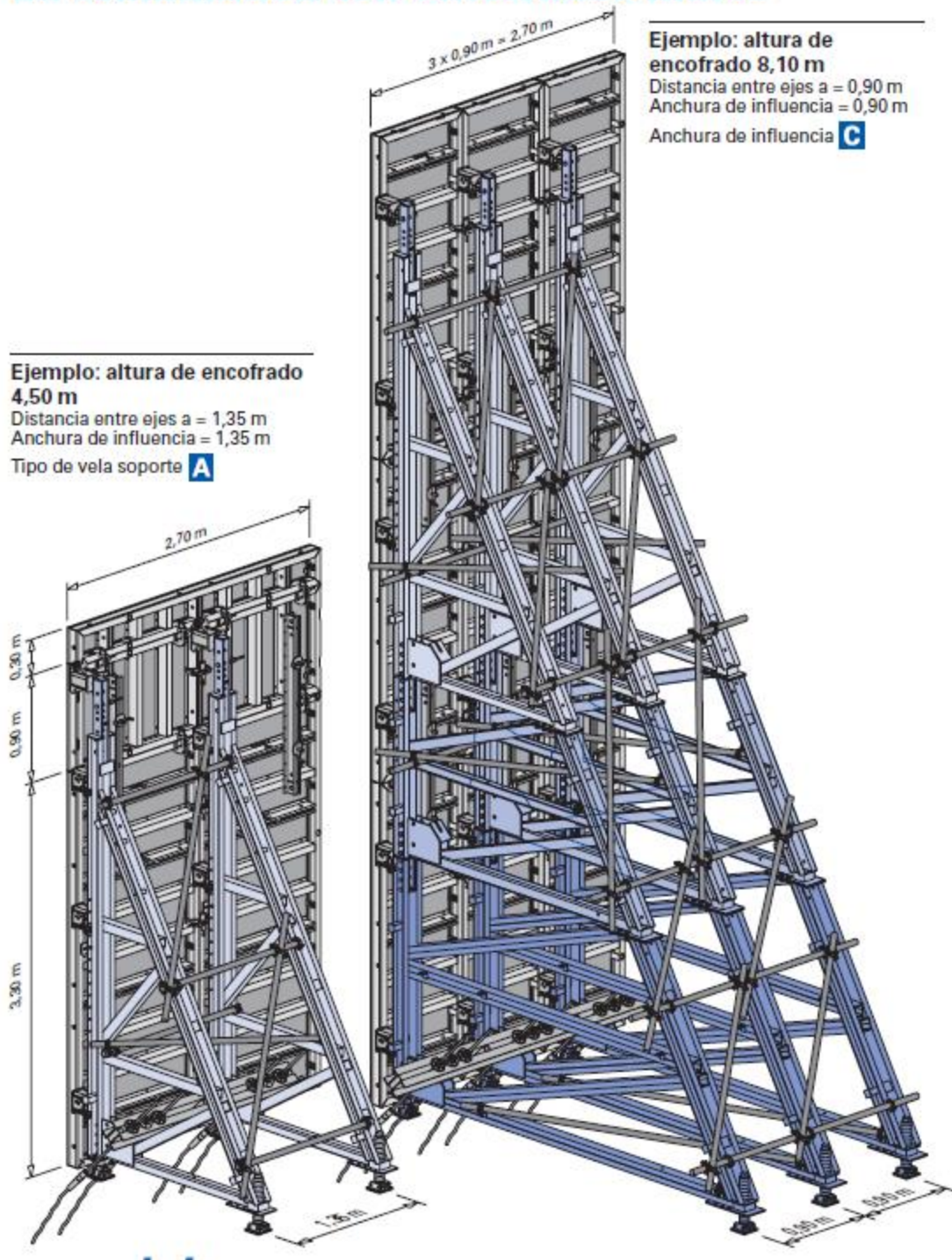
- No solamente aumenta la resultante de presiones, sino que además dicha resultante tiene su punto de aplicación a una mayor altura, por lo que la incidencia sobre la tracción en el anclaje aumenta doblemente. El punto de aplicación de la resultante para una presión máxima de hormigonado de  $40 \text{ kN/m}^2$  está a una altura de 2,13 m para una altura de muro de 5 m y a 3,29 m para una altura de muro de 7,35 m.
- Así, con la geometría de las velas soporte del fabricante elegido y para una presión máxima de hormigonado de  $40 \text{ kN/m}^2$ , la tracción en los anclajes para un ancho de influencia de vela de 1,00 m adquiere un valor de 237,59 kN para un muro de una altura de 5,00 m y de 370,50 kN para un muro de altura 7,35 m.

Podemos ver la configuración del sistema para opción en las figuras extraídas de los catálogos a continuación y la segunda, la opción elegida, descrita en los planos.



*Estructuras de vela soporte apilables por parejas o tríos (DOKA)*

## En combinación con encofrados marco



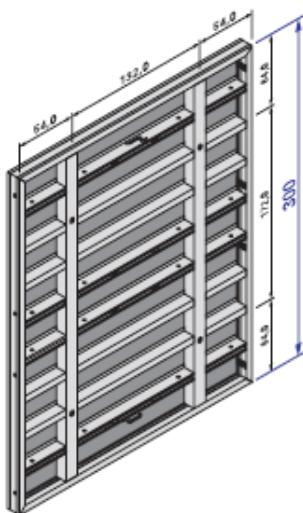
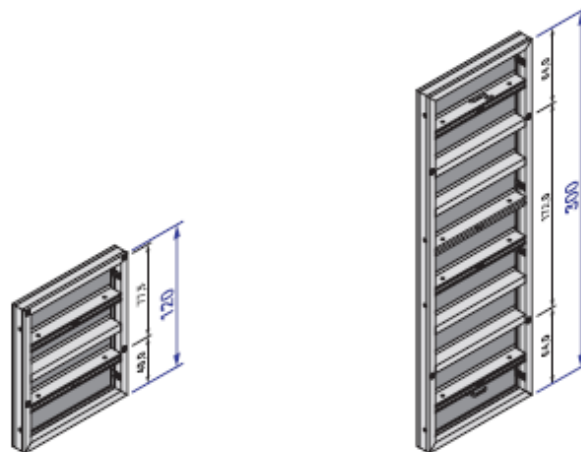
Combinación de parejas o tríos de vela soporte con encofrados de marco modular (DOKA)

### 3.1.4 Justificación y cálculo del sistema empleado

#### 3.1.4.1 Elección de los elementos de encofrado de marco modulares y la forma de colocarlos.

El sistema de encofrado de marco modular que el fabricante elegido pone a nuestra disposición tiene una gama de tamaños de elementos que se describe en la siguiente figura.

Anchos de elemento (cm):

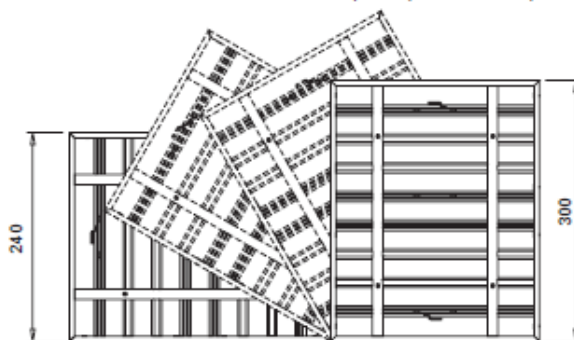


**Elemento grande Frameco para unidades de encofrado con grandes superficies**

Dos alturas y dos anchos a la vez:

empleado de forma vertical - altura de 3,00 m, ancho de 2,40 m

empleado de forma horizontal - altura de 2,40 m, ancho de 3,00 m



En las páginas 19 y 21 se describen ejemplos típicos para su empleo.

*Gama de tamaños de elementos de encofrado modular Frameco (DOKA)*

Conviene emplear los elementos de mayor superficie de 300x240 por razones estéticas, minimizando las marcas de juntas entre elementos, y para tener menor repercusión de elementos de unión, que encarecen el sistema. Para una longitud de muro de 12 m ello supone colocar 4 elementos de forma horizontal o bien 5 de forma vertical.

Este punto de la orientación horizontal o vertical de los elementos de encofrado es muy importante, pues si pretendemos pasar el sistema en su conjunto de puesta a



puesta sin necesidad de separar los elementos encofrantes de la estructura de las velas soporte, la junta entre los conjuntos encofrado-vela debe ser vertical y continua. Para adaptarse a las diferentes alturas de muro, el empleo de paneles con orientación horizontal es mucho más ventajoso, porque toda la gama tiene altura de 3 m, y colocando los elementos tumbados, se consigue una junta vertical continua entre módulos, siendo muy fácil adaptarse a la altura variable del muro. Es obvio que si los tramos de encofrado son de 2,40 m de longitud, la combinación para adaptarse a las alturas requeridas solo puede realizarse con paneles de 300x240 o con los elementos de altura 1,20 m tumbados y apilados, con el consiguiente aumento en el número de juntas en el paramento acabado y la necesidad de más elementos de unión entre elementos encofrantes. Véase la configuración elegida en planos.

El fabricante especifica que el sistema elegido soporta una máxima presión de hormigón fresco de  $60 \text{ kN/m}^2$ , que no se superará, como veremos más adelante. En este punto cabe resaltar que los elementos de encofrado modular se unirán a las estructuras de vela soporte con unos perfiles de reparto que se fijarán en los orificios de las barras de anclaje (para uso a dos caras) de los propios elementos, de modo que trabajen correctamente. Realizando la configuración del sistema de esta manera, y no superando la presión de hormigón fresco mencionada, ya no es necesario realizar ningún cálculo ni comprobación más.

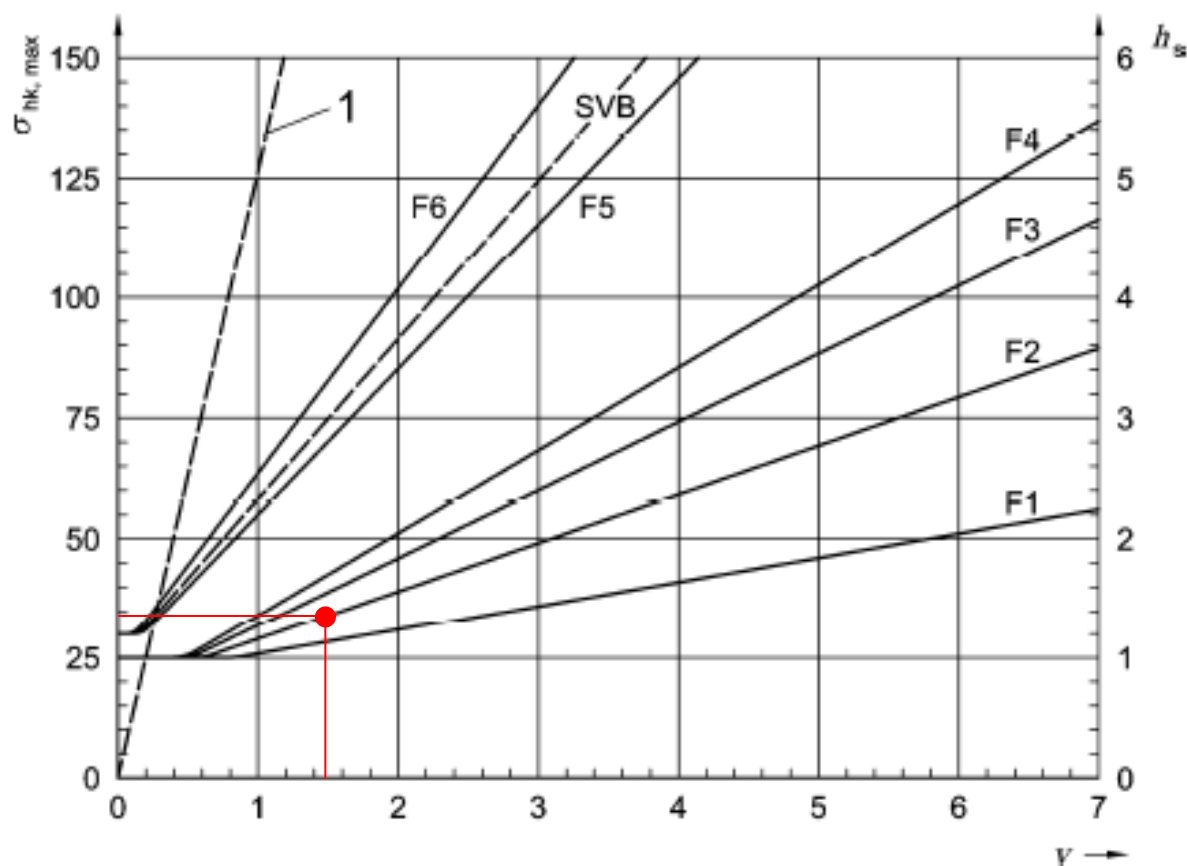
En cuanto a la segunda fase de hormigonado en el caso de los muros hasta 7,35 m de altura, el elemento de 300x240 colocado horizontalmente se adapta perfectamente a la altura de 2,35 m a hormigonar (En primera fase se hormigonó hasta los 5,00 m de altura), y de ese modo además quedan alineadas las marcas de las juntas en el paramento, con lo que el resultado estético será más acertado que con otra configuración. Para la fijación de los encofrados a las ménsulas de trepa se sigue el mismo criterio que el mencionado anteriormente, añadiendo un distanciador para adaptarse al cambio de grosor en el muro, por lo que tampoco será necesario realizar ningún cálculo más para el encofrado de marco. Véase la configuración elegida en planos.

### **3.1.4.2 Ancho de influencia de velas soporte y configuración de anclajes.**

Realizaremos el cálculo para el caso más desfavorable de un muro de 5,00 m de altura, y aplicaremos los resultados a toda la longitud del muro, de modo que el reparto de los anclajes que deban hormigonarse con la zapata sea siempre el mismo, simplificando las labores de colocación de anclajes.

Partiendo de la base de que se va a emplear un hormigón HA-25/20/P/IIb elaborado en central vertido con cubilote de  $0,75 \text{ m}^3$  con la correspondiente manga para evitar la segregación y un volumen total de hormigón de  $30 \text{ m}^3$  en esa puesta ( $12\text{m} \times 0,5\text{m} \times 5\text{m}$ ), suponiendo un rendimiento de vertido de un cubilote cada 5 minutos, obtenemos un tiempo total de llenado de 200 minutos (3,33 h), lo que se traduce en una velocidad de llenado de 1,5 m/h. Si suponemos un tiempo de fraguado  $t_E=5\text{h}$  (evolución

de la Resistencia “media”,  $T_{c,Ref} = 15^{\circ}C$ ) podremos, entrando en el diagrama correspondiente de la norma, obtener la máxima presión de hormigonado.



*Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 5 h$ .*

Se obtiene por tanto una máxima presión de hormigón fresco algo inferior a 35 kN/m<sup>2</sup>. Si lo calculamos mediante la fórmula prescrita por la norma,  $(10 \cdot v + 19) \cdot K1$  (con  $K1=1$  cuando  $t_E=5h$ ) se obtiene una máxima presión de hormigonado de 34 kN/m<sup>2</sup>.

Para quedar del lado de la seguridad vamos a realizar los cálculos para la configuración del sistema de velas soporte y anclajes con una presión máxima de hormigón fresco de 40 kN/m<sup>2</sup>. Como es obvio, ya no será necesario comprobar la resistencia de los elementos de encofrado de marco, pues soportan hasta 60 kN/m<sup>2</sup>.

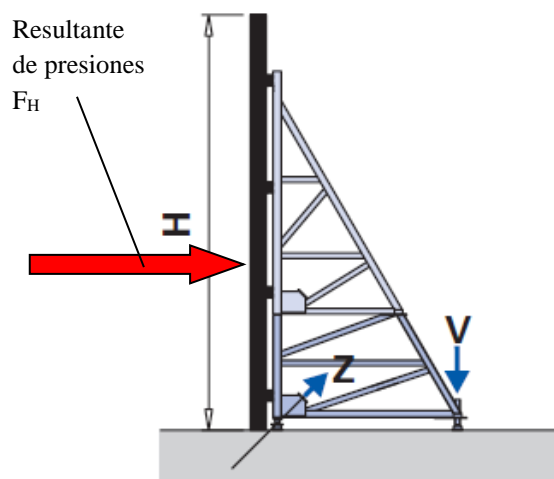
Dada la altura de muro de 5,00 m, realizaremos los cálculos para una configuración de estructura que tendrá una Vela Soporte universal 4,5 y un marco de extensión de 1,50 m.

El factor limitativo de la resistencia del sistema de velas soporte, como regla general, no es la resistencia de la estructura, sino la tracción en el sistema de anclaje de la misma y el cortante en el riel de reparto, que tiene el mismo valor que la tracción en el anclaje. El fabricante ha dimensionado las estructuras para que sean capaces de



resistir los esfuerzos a que están sometidas cuando los anclajes de uso más extendido (diámetros 15,0 o 20,0 mm) están al máximo de su capacidad resistente.

Para calcular la tracción en el anclaje Z únicamente es necesario resolver el equilibrio de fuerzas y momentos que se refleja en la figura. Se trata de un cálculo trivial, conociendo la resultante de presiones y la altura de su punto de aplicación, que vienen dadas por la máxima presión de hormigón fresco, y la distancia desde el anclaje al pie posterior de la vela soporte, que es un dato conocido.



Para agilizar la realización de los cálculos empleamos una hoja de cálculo que nos permitirá obtener la tracción en los anclajes Z y la carga vertical V en función del ancho de influencia de las velas soporte, para una presión de hormigón fresco dada. El desarrollo de la hoja de cálculo únicamente incluye el cálculo estático de equilibrio de fuerzas y momentos mencionado, que es trivial.

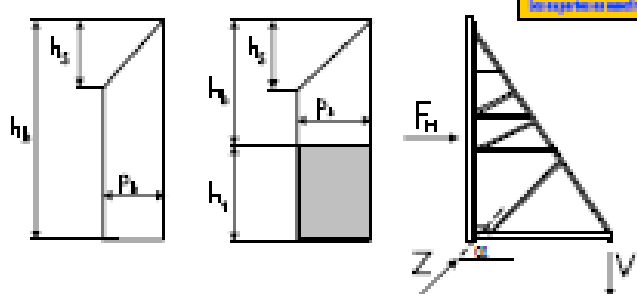

Para establecer el tipo de anclaje y riel de reparto debemos tener en cuenta el valor característico de la máxima tracción en el anclaje admisible por cada tipo de anclaje y cada tipo de riel (el cortante en el riel es igual a la tracción en el anclaje,  $Z/2$ ).

Diámetro de anclaje [mm]	Máxima tracción admisible [kN]	Tipo de riel de reparto	Máximo cortante admisible [kN]
15,0	120	WS 10	87,5
20,0	220	WU 12	129,5
26,5	350	WU 16	215,0

Estos datos se incluyen en la hoja de cálculo, de forma que para cada ancho de influencia posible se obtiene directamente el sistema de anclaje y el riel de reparto adecuados para cada ancho de influencia, con una altura de hormigonado y presión de hormigón fresco dadas. Téngase en cuenta que cada vela soporte va equipada con dos anclajes, por los que cada uno de ellos soporta la mitad de la tracción Z.

Así, para una presión máxima de hormigón fresco de  $40\text{kN/m}^2$ , y una altura de hormigonado de 5,00 m obtenemos los siguientes valores de  $F_H$ , Z y V para diferentes

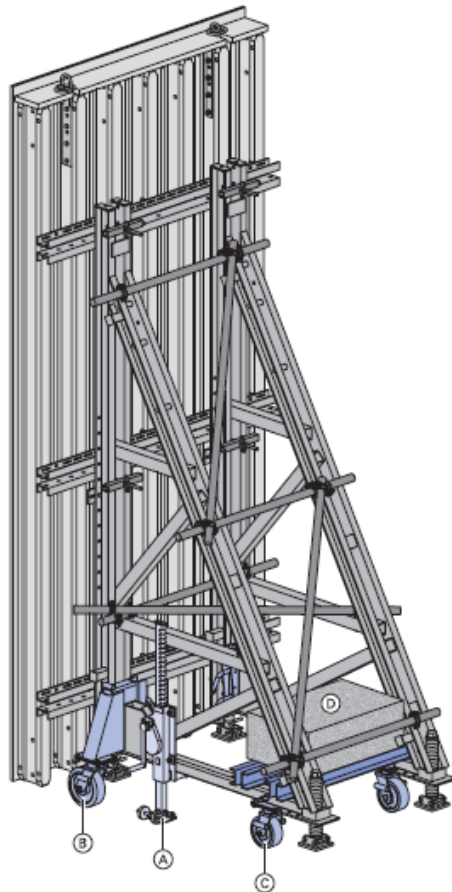
anchos de influencia, con el correspondiente diámetro de anclaje y tipo de riel de reparto (véase tabla).

Nº Proyecto:		Proyecto: Mejora trazado N-240		12/07/2015		
H. hormigonado $h_b$ [m]	5,00					
P. hormigonado $p_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	40					
H. tongada ya hormigonada $h_t$ [m]	0,00					
Altura Hidrostática $h_s$ [m]	1,60					
Altura de la fuerza resultante [m]	2,13					
<b>Vela Soporte Universal F hasta 6,00 m</b> Angulo de anclaje $\alpha = 45^\circ$						
Distancia Velas [m]	F. Horizontal $F_H$ [kN]	Tracción Z [kN]	Sistema Anclaje [mm]	Riel de anclaje	F. Vertical V [kN]	Esfuerzos Vela Sop.
0,45	75,60	106,91	2 x 15,0	WS 10	60,63	ok
0,50	84,00	118,79	2 x 15,0	WS 10	67,37	ok
0,55	92,40	130,67	2 x 15,0	WS 10	74,11	ok
0,60	100,80	142,55	2 x 15,0	WS 10	80,85	ok
0,65	109,20	154,43	2 x 15,0	WS 10	87,58	ok
0,70	117,60	166,31	2 x 15,0	WS 10	94,32	ok
0,75	126,00	178,19	2 x 15,0	WU 12	101,06	ok
0,80	134,40	190,07	2 x 15,0	WU 12	107,79	ok
0,85	142,80	201,95	2 x 15,0	WU 12	114,53	ok
0,90	151,20	213,83	2 x 15,0	WU 12	121,27	ok
0,95	159,60	225,71	2 x 15,0	WU 12	128,01	ok
1,00	168,00	237,59	2 x 15,0	WU 12	134,74	ok
1,05	176,40	249,47	2 x 20,0	WU 12	141,48	ok
1,10	184,80	261,35	2 x 20,0	WU 16	148,22	ok
1,15	193,20	273,23	2 x 20,0	WU 16	154,95	ok
1,20	201,60	285,11	2 x 20,0	WU 16	161,69	ok
1,25	210,00	296,98	2 x 20,0	WU 16	168,43	ok
1,30	218,40	308,86	2 x 20,0	WU 16	175,16	ok
1,35	226,80	320,74	2 x 20,0	WU 16	181,90	ok
1,40	235,20	332,62	2 x 20,0	WU 16	188,64	ok
1,45	243,60	344,50	2 x 20,0	WU 16	195,38	ok
1,50	252,00	356,38	2 x 20,0	WU 16	202,11	ok
Todos los datos están referidos por Vela Soporte						
<b>! EN CUALQUIER CASO SE DEBEN ARRIOSTRAR LAS VELAS SOPORTE !</b>						
Se debe comprobar la capacidad portante de la losa de apoyo						

Se han resaltado las filas de los anchos de influencia 1,00 m y 1,50 m pues serían los correspondientes a colocar una pareja o un trío de velas en cada tramo de encofrado de 3,00 m. Ambas opciones son viables, pero se debe elegir una de los dos.

La opción de emplear parejas de velas con ancho de influencia de 1,50 m tiene unas ventajas frente al empleo de tríos de velas con ancho de influencia de 1,00 m:

- Los anclajes de 20,0 mm necesarios para las velas en parejas no están trabajando al límite de su capacidad (178kN con un límite de 220kN), mientras que con un trío se podrían colocar anclajes de 15,0 mm, más económicos, pero trabajando al límite de su capacidad (119 kN con un límite de 120 kN). Además, para una puesta de 12 m de largo se necesitan 16 Uds. de anclajes de 20,0 mm en configuración de parejas, frente a 24 Uds. de anclajes de 15,0 mm en configuración de trío, con lo que se minimiza la diferencia de coste de anclajes perdidos entre las dos opciones de configuración.
- Obviamente, se necesitan menos velas soporte. 8 en el caso de parejas y 12 en el caso de tríos, con el consiguiente ahorro, no solamente en inversión de material, sino también en tiempos de montaje inicial y desmontaje final.
- La configuración de tríos, con el encofrado incluido, tendría un peso total de 2250 kg, frente a 1600 en el caso de pareja. La configuración por parejas, por tanto, facilitaría el traslado del conjunto velas+encofrado, siendo viable incluso el empleo de ruedas (véase el siguiente extracto de catálogo), si el acabado superficial de la zapata se realiza teniendo este detalle en cuenta, dejándolo liso.



## Desplazamiento con dispositivo de transporte

Para vela soporte universal F de hasta 6,00 m de altura:

- Rápido desplazamiento de la vela soporte cuando no se dispone de la ayuda de una grúa (p.ej. en túneles).
- En general en cualquier sitio en donde la grúa no tenga acceso.

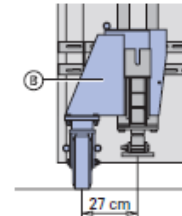
Se puede montar en:

- Vela soporte universal F 4,50 m
- Marco de extensión F 1,50 m

### Montaje:

- Elevar la vela soporte universal con el **gato con ruedas (A)**.
- Elevar la **rueda acoplable 250 (B)** por el nudo de unión delantero y encajarla.
- Encajar la **rueda acoplable 200 (C)** directamente en el perfil horizontal y fijarla con una tuerca.

Proyección:



Máx. capacidad de carga	
Rueda acoplable 250:	1400 kg (14 kN)
Rueda acoplable 200:	1000 kg (10 kN)

¡Las ruedas acoplables sólo son adecuadas para suelos firmes y lisos!

### Ruedas para traslado de velas soporte (DOKA)

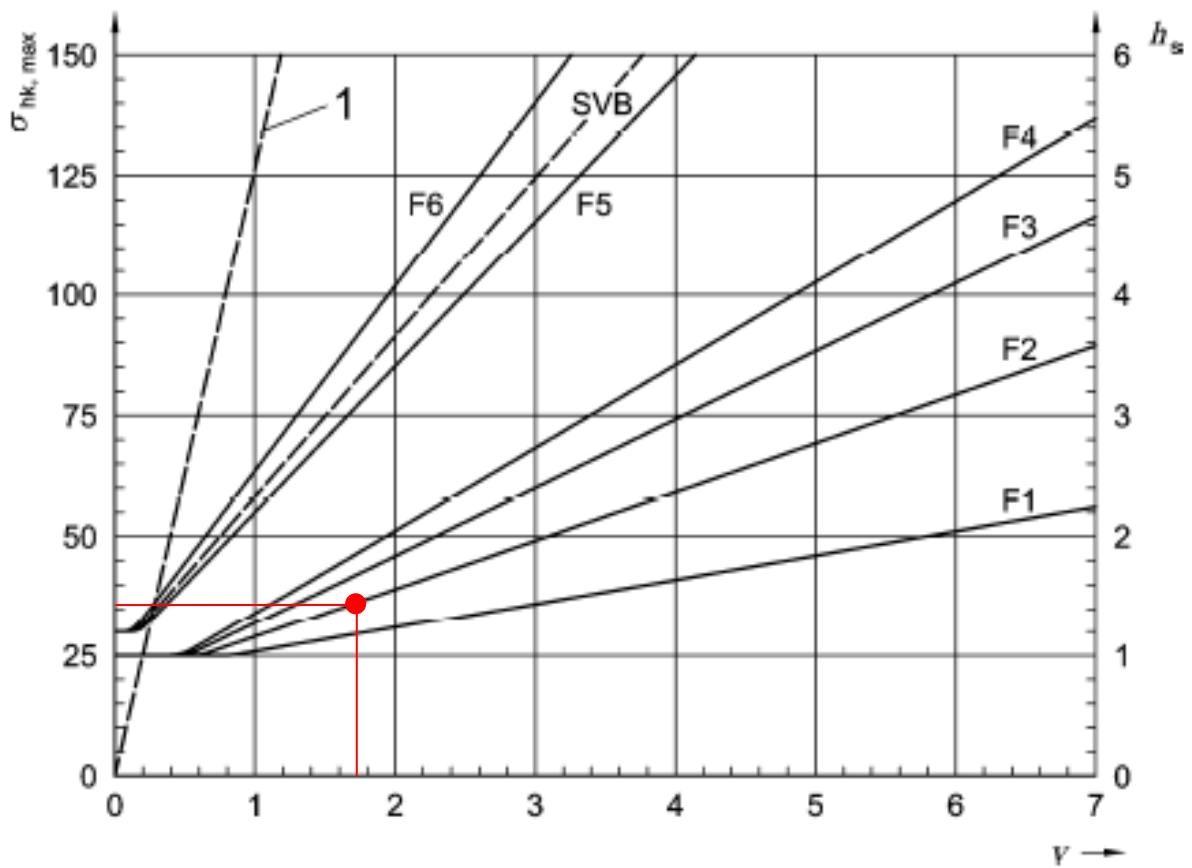
La separación entre velas de una misma pareja será de 1,72 m, que es la distancia entre orificios de anclajes del encofrado, de modo que los elementos de encofrado de marco trabajarán con un apoyo en los puntos donde tendrían los anclajes en un muro a dos caras, con lo que estarán trabajando de forma correcta y no se hará necesario ninguna comprobación adicional, al hormigonarse con una máxima presión de  $40 \text{ kN/m}^2$ , inferior al límite para el encofrado marco. Esto marca la distribución de los anclajes que deberán hormigonarse en la zapata, dos por vela a 15 cm de distancia a cada lado del eje de la vela. El riel de anclaje debe ser un WU16 (dos UPN160 dispuestos []). Se puede apreciar la configuración de las parejas y el reparto de anclajes en los planos correspondientes.

Cabe prestar atención a la carga de compresión vertical  $V$  que la pata trasera de la escuadra transmite al suelo, que para la configuración elegida tiene un valor de 202,11 kN. Para evitar que la pata se clave en el terreno, desaplomándose así el conjunto, en función del tipo de terreno podría ser necesario colocar una placa de reparto  $u$ , opcionalmente, recrecer la zapata. El terreno, de calizas fracturadas, tiene una resistencia a compresión de  $22 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que bastará con un tablón de reparto.

### 3.1.4.3 Ancho de influencia de ménsulas de trepa a una cara y configuración de anclajes.

Realizaremos el cálculo para el caso más desfavorable de un muro de 2,35 m de altura, y aplicaremos los resultados a toda la longitud del muro que requiera de la segunda tongada, de modo que el reparto de los anclajes que deban hormigonarse con la primera tongada de muro sea siempre el mismo, simplificando las labores de colocación de anclajes.

Partiendo de la base de que se va a emplear un hormigón HA-25/20/P/IIb elaborado en central vertido con cubilote de 0,75 m<sup>3</sup> con la correspondiente manga para evitar la segregación y un volumen total de hormigón de 8,50 m<sup>3</sup> en esa puesta (12mx0,3mx2,35m), suponiendo un rendimiento de vertido de un cubilote cada 7 minutos, rendimiento menor por hormigonar a mayor altura y un muro de menor espesor, obtenemos un tiempo total de llenado de 80 minutos (1,33 h), lo que se traduce en una velocidad de llenado de 1,76 m/h. Si suponemos un tiempo de fraguado  $t_E=5h$  (evolución de la Resistencia “media”,  $T_{c,Ref} = 15^\circ C$ ) podremos, entrando en el diagrama correspondiente de la norma, obtener la máxima presión de hormigonado.



*Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en kN/m<sup>2</sup> en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 5 h$ .*

Se obtiene por tanto una máxima presión de hormigón fresco algo inferior a  $40 \text{ kN/m}^2$ . Si lo calculamos mediante la fórmula prescrita por la norma,  $(10 \cdot v + 19) \cdot K1$  (con  $K1=1$  cuando  $t_E=5h$ ) se obtiene una máxima presión de hormigonado de  $36,6 \text{ kN/m}^2$ .

Para quedar del lado de la seguridad vamos a realizar la comprobación para la configuración del sistema ménsulas de trepa a una cara y anclajes con una presión máxima de hormigón fresco de  $40 \text{ kN/m}^2$ . Como es obvio, ya no será necesario comprobar la resistencia de los elementos de encofrado de marco, pues soportan hasta  $60 \text{ kN/m}^2$ . Elegimos para la ejecución la ménsula de presa D15K de Doka.

Se nos presenta un problema de parecida índole al resuelto para las velas soporte de la primera puesta. Si queremos trasladar el encofrado de puesta a puesta con un único movimiento de grúa, cada elemento de encofrado de  $300 \times 240$  tumbado debe ir montado sobre una pareja o un trío de ménsulas. Obviamente, la configuración por parejas es más ventajosa que el trío por las mismas razones económicas y de peso del conjunto que las barajadas al elegir la configuración del sistema de velas. El ancho de influencia de las ménsulas colocadas por parejas será de  $1,50 \text{ m}$  y  $1,00 \text{ m}$  en el caso de tríos. Sin embargo, las ménsulas de presa D15K van suspendidas de un cono de suspensión anclado al hormigón mediante un anclaje, y es necesario comprobar que no se supera la tracción máxima admisible en el anclaje,  $150 \text{ kN}$  según DIN 18216. Para ello, el fabricante pone a nuestra disposición un diagrama mediante el que podemos realizar esa comprobación. Para ello trazamos una línea horizontal en la altura de hormigonado de  $2,35 \text{ m}$ , prolongándola hasta encontrar la curva correspondiente a la máxima presión de hormigonado prevista, para, desde ese punto, trazar una vertical hasta el ancho de influencia por ménsula que sería el máximo admisible para no superar la máxima tracción admisible en el anclaje.

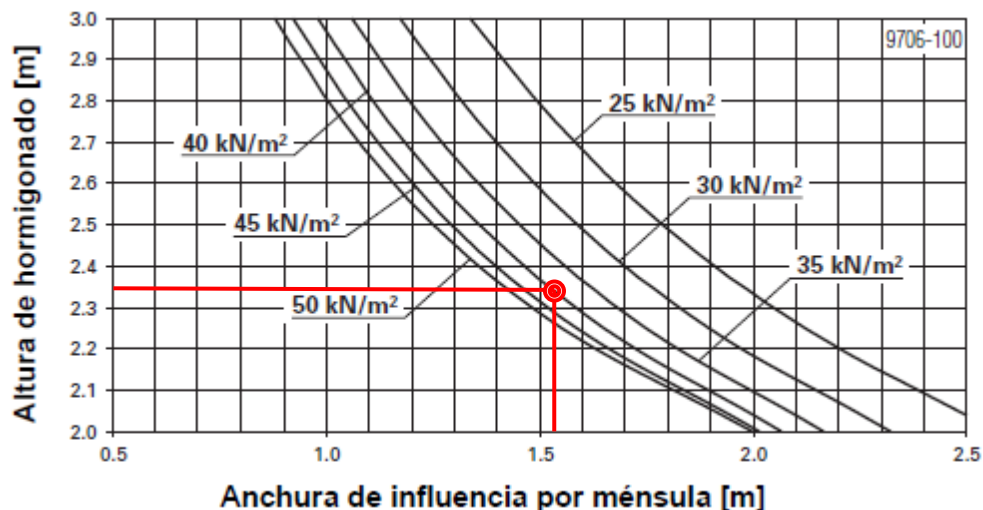


Diagrama de comprobación del ancho de influencia de las ménsulas (DOKA)

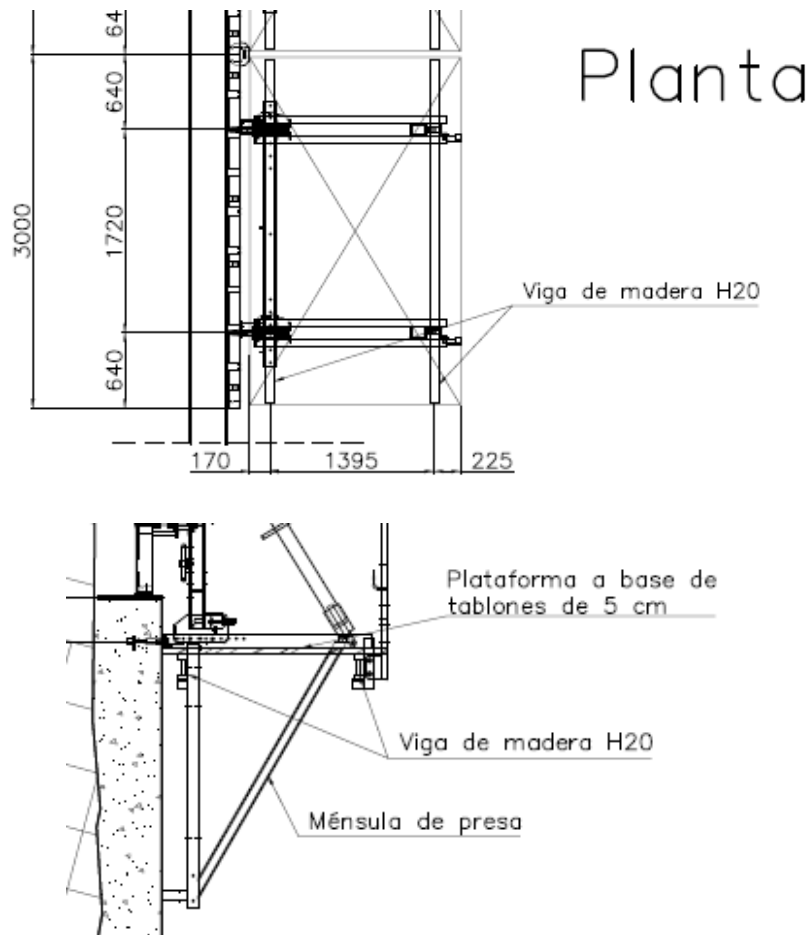


De esta forma obtenemos que el máximo ancho de influencia de cada ménsula es de 1,53 m. Por lo tanto es factible el empleo de la configuración por parejas, con un ancho de influencia de 1,50 m.

Al igual que en el caso de las velas, la separación entre ménsulas de una misma pareja será de 1,72 m (aunque el ancho de influencia por ménsula sigue siendo de 1,50 m), que es la distancia entre orificios de anclajes del encofrado, de modo que los elementos de encofrado de marco trabajarán con un apoyo en los puntos donde tendrían los anclajes en un muro a dos caras, con lo que estarán trabajando de forma correcta y no se hará necesario ninguna comprobación adicional, al hormigonarse con una máxima presión de  $40 \text{ kN/m}^2$ , inferior al límite para el encofrado marco. Esto marca la distribución de los anclajes que deberán hormigonarse en la primera tongada del muro, uno por cada ménsula, en el punto de suspensión de la misma.

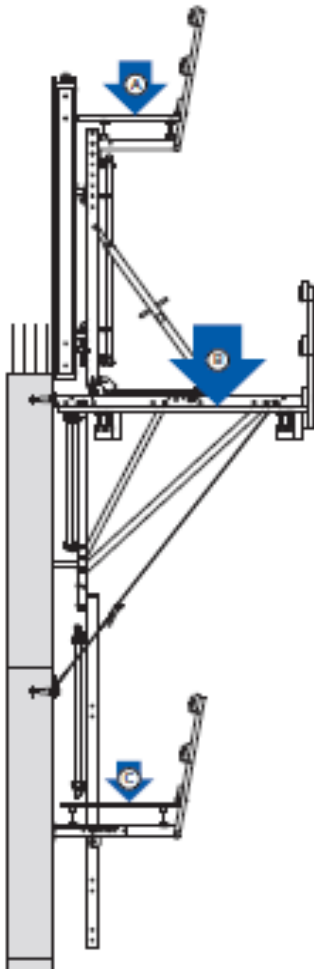
#### 3.1.4.4 Plataforma de trabajo de las ménsulas de trepa.

Una vez definido el reparto de las ménsulas y los puntos de suspensión, cabe definir la configuración de las plataformas de trabajo. Cabe decir que el propio reparto de las ménsulas, al estar sometidas a las grandes cargas, que supone tener interejos pequeños y un reparto adecuado para el soporte de cargas, ayuda a que la plataforma de trabajo no requiera de elementos de gran robustez. La distribución, igual para todas las ménsulas, se puede ver en la siguiente imagen.



Las ménsulas de trepa tienen unos perfiles pensados para alojar las vigas principales de las plataformas de trabajo, tal como se indica en la figura anterior. Sobre estos perfiles o vigas principales se colocan, biapoyados, tablonces de 5 cm de espesor, que forman la superficie pisable. También es posible emplear otras opciones, como tramex o similar, pero en este caso optamos por los tablonces.

Habremos de comprobar la resistencia de los tablonces y de la viga sobre la que se apoyan éstos. La carga a que están sometidos (véase el capítulo de bases de cálculo, acciones) viene definida por la norma:



	Tipo de plataforma (EN 12812)	Valor característico de la carga (EN 12812)
A	Plataforma de hormigonado	1,5 kN/m <sup>2</sup>
B	Plataforma principal	3,0 kN/m <sup>2</sup>
C	Plataforma de recuperación de conos	0,75 kN/m <sup>2</sup>

*Valores característicos de la carga sobre plataformas de trabajo para una configuración típica de equipo de trepa con grúa (imagen DOKA y elaboración propia)*

Así, con la distribución de apoyos que se puede ver en la distribución de ménsulas y las cargas que prescribe la norma para la plataforma principal (B), con tablonces tumbados de 20x5 cm, tendremos, con una carga de 3kN/m<sup>2</sup> aplicada en 20 cm de anchura de tablón, 0,6 kN/m:

Características:							Longq.total: 179.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
17.0	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		
139.5	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		
22.5	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		

Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Nudo		

Cargas activas:				
Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	0.60	0.60	0.0	179.0

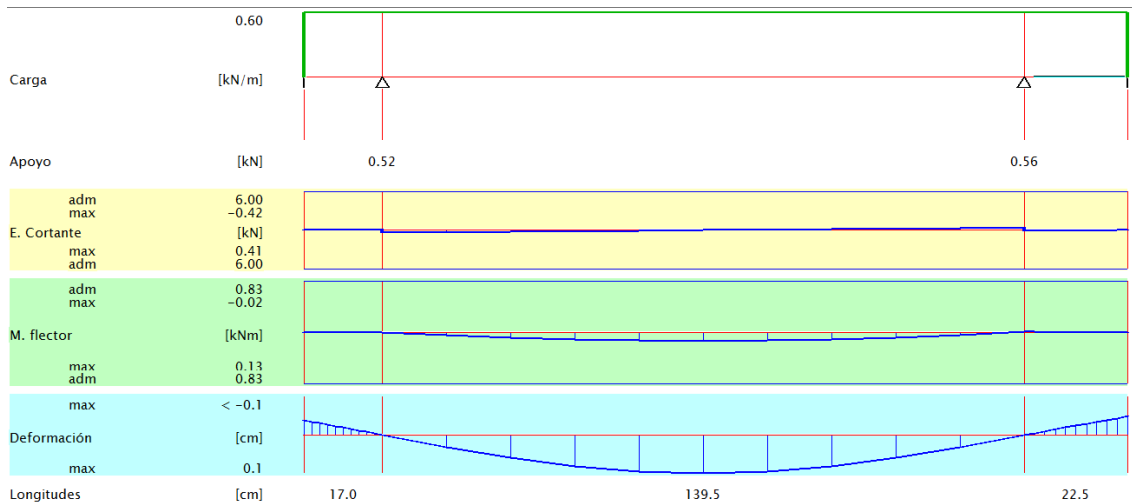
Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.05	0.003	0.00	-0.00	0
	1	-0.04	0.003	-0.00	-0.01	0
	2	-0.04	0.003	-0.00	-0.02	0
	3	-0.03	0.003	-0.00	-0.03	0
	4	-0.03	0.003	-0.00	-0.04	0
	5	-0.02	0.003	-0.00	-0.05	0
	6	-0.02	0.003	-0.00	-0.06	1
	7	-0.01	0.003	-0.00	-0.07	1
	8	-0.01	0.003	-0.01	-0.08	1
	9	-0.00	0.003	-0.01	-0.09	1
2	10	0.00	0.003	-0.01	-0.10	1
	0	0.00	0.003	-0.01	0.41	6
	1	0.04	0.003	0.04	0.33	5
	2	0.08	0.002	0.08	0.25	10
	3	0.10	0.002	0.11	0.16	13
	4	0.12	0.001	0.13	0.08	15
	5	0.13	-0.000	0.13	-0.00	16
	6	0.12	-0.001	0.13	-0.09	15
	7	0.10	-0.002	0.11	-0.17	13
	8	0.07	-0.002	0.08	-0.26	9
3	9	0.04	-0.003	0.04	-0.34	5
	10	0.00	-0.003	-0.02	-0.42	7
	0	0.00	-0.003	-0.02	0.13	2
	1	-0.01	-0.003	-0.01	0.12	2
	2	-0.01	-0.003	-0.01	0.11	1
	3	-0.02	-0.003	-0.01	0.09	1
	4	-0.03	-0.003	-0.01	0.08	1
	5	-0.03	-0.003	-0.00	0.07	1
	6	-0.04	-0.003	-0.00	0.05	0
	7	-0.04	-0.003	-0.00	0.04	0
8	-0.05	-0.003	-0.00	0.03	0	
9	-0.06	-0.003	-0.00	0.01	0	
10	-0.06	-0.003	0.00	-0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	0.52
	3	0.00	0.56

Suma apoyos	1.07
-------------	------



Con lo que vemos que no se superan ni cortantes ni momentos máximos admisibles, teniendo una flecha de 1 mm, compatible.

La reacción en el apoyo máxima, de 0,56 kN, con 5 tablones por metro, nos dará la carga repartida que deberá soportar la viga sobre la que se apoyan los tablones, que será de 2,80 kN/m.

Se propone emplear viga de madera H20, idéntica a las empleadas en el encofrado. Aplicando la mencionada carga y con la distribución de las ménsulas vista en la imagen, comprobamos su resistencia.

Características:							Longq.total: 300.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]		Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes	
64.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
172.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
64.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	

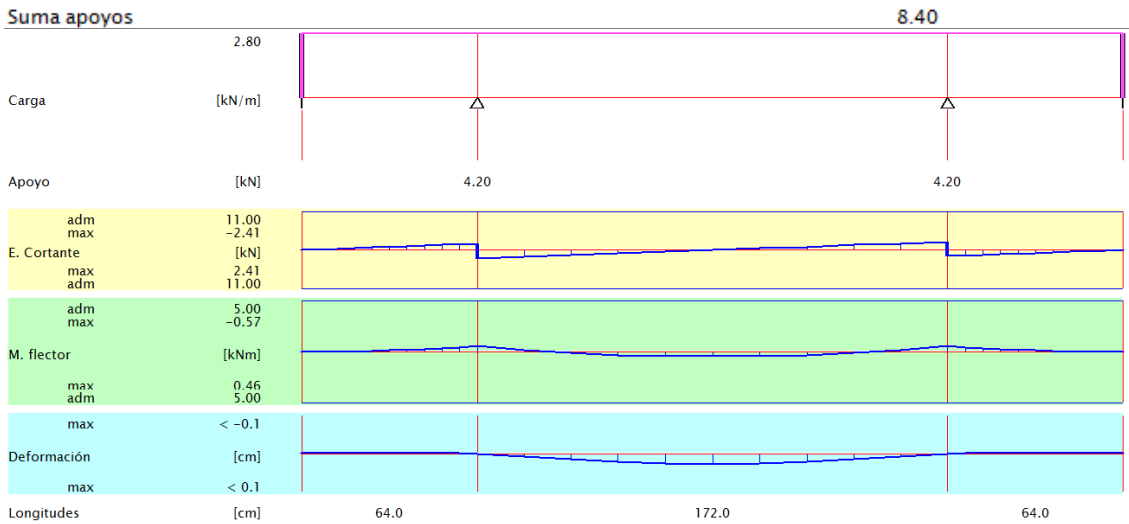
Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Nudo		

Cargas activas:				
Carga repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	2.80	2.80	0.0	300.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Ciro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.00	-0.000	-0.00	-0.00	0
	1	-0.00	-0.000	-0.01	-0.18	1
	2	-0.00	-0.000	-0.02	-0.36	3
	3	-0.00	-0.000	-0.05	-0.54	4
	4	-0.00	-0.000	-0.09	-0.72	6
	5	-0.00	-0.000	-0.14	-0.90	8
	6	-0.00	0.000	-0.21	-1.08	9
	7	-0.00	0.000	-0.28	-1.25	11
	8	-0.00	0.000	-0.37	-1.43	13
	9	-0.00	0.000	-0.46	-1.61	14
2	10	0.00	0.000	-0.57	-1.79	16
	0	0.00	0.000	-0.57	2.41	21
	1	0.01	0.000	-0.20	1.93	17
	2	0.01	0.000	0.09	1.44	13
	3	0.02	0.000	0.30	0.96	8
	4	0.02	0.000	0.42	0.48	8
	5	0.02	0.000	0.46	-0.00	9
	6	0.02	-0.000	0.42	-0.48	8
	7	0.02	-0.000	0.30	-0.96	8
	8	0.01	-0.000	0.09	-1.44	13
3	9	0.01	-0.000	-0.20	-1.93	17
	10	0.00	-0.000	-0.57	-2.41	21
	0	0.00	-0.000	-0.57	1.79	16
	1	-0.00	-0.000	-0.46	1.61	14
	2	-0.00	-0.000	-0.37	1.43	13
	3	-0.00	-0.000	-0.28	1.25	11
	4	-0.00	-0.000	-0.21	1.08	9
	5	-0.00	0.000	-0.14	0.90	8
	6	-0.00	0.000	-0.09	0.72	6
	7	-0.00	0.000	-0.05	0.54	4
8	-0.00	0.000	-0.02	0.36	3	
9	-0.00	0.000	-0.01	0.18	1	
10	-0.00	0.000	0.00	0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	4.20
	3	0.00	4.20



No se superan ni cortantes ni momentos máximos admisibles, teniendo una flecha menor de 1 mm, compatible. La solución es, por tanto, válida.

### 3.1.5 Resolución de un incidente sobrevenido

Al comenzar a verter el hormigón en uno de los tramos de muro de 5,00 m de altura se produce un incidente que inutiliza el cubilote. El hormigón se reutiliza en otro punto de la obra como hormigón de limpieza para no desperdiciarlo, pero ya se han vertido  $3,0 \text{ m}^3$  en el encofrado. No se dispone de otro cubilote. El proveedor de hormigón tampoco dispone de uno en ese momento, pero ofrece la posibilidad de emplear una bomba que tiene disponible y que puede llegar de forma inmediata, pero que no puede funcionar con hormigón de consistencia plástica, requiere una consistencia fluida. El proveedor puede proporcionar ese tipo de hormigón de forma inmediata, realizando los oportunos cambios en su sistema de dosificación. Para no tener que desmontar el encofrado, retirar el hormigón vertido o preparar una junta de hormigonado, volver a colocar el encofrado y hormigonar otro día, se pide la autorización a la dirección de obra para hormigonar con un hormigón de consistencia fluida, a lo que la dirección de obra accede, siempre que se garanticen las resistencias y la seguridad en obra.

#### 3.1.5.1 Cálculo de la velocidad de hormigonado

Se presenta en este caso el problema inverso. Anteriormente se había calculado una distribución de velas soporte y una configuración de anclajes a partir de una presión de hormigonado dada por una consistencia de hormigón y una velocidad de hormigonado. En este caso el problema consistirá en determinar la máxima velocidad de hormigonado a partir de una distribución de velas soporte, configuración de anclajes y consistencia de hormigón dados. Recuérdese que en la elección de la configuración del sistema se había elegido el sistema de anclajes de 20,0 mm de diámetro, que proporcionaba un cierto desahogo, al no estar aprovechada su capacidad resistente al máximo.

La condición que debemos imponer será la de que no se superen las máximas tracciones admisibles en los anclajes (220 kN por anclaje para diámetro de 20,0 mm) y el cortante en el riel de anclaje WU16 (215 kN). A partir de estos valores, probando con diferentes valores de la presión máxima de hormigón fresco, comprobaremos cuál será el valor límite de dicha presión máxima para no superar las tracciones admisibles en los anclajes y el cortante en el riel.

En las siguientes páginas vemos los valores de la tracción en los anclajes (el mismo que el cortante en el perfil de anclaje) que se obtienen para unas máximas presiones de hormigón fresco de  $50 \text{ kN/m}^2$  y  $51 \text{ kN/m}^2$ .

En estas tablas, en la fila correspondiente al ancho de influencia de 1,5 m, observamos que con una presión máxima de hormigón fresco de  $50 \text{ kN/m}^2$  no se supera el valor de tracción en los anclajes máximo admisible, mientras que con  $51 \text{ kN/m}^2$  el valor de la tracción en el anclaje superaría los 215 kN que son admisibles como máximo cortante en el riel de anclaje WU16.



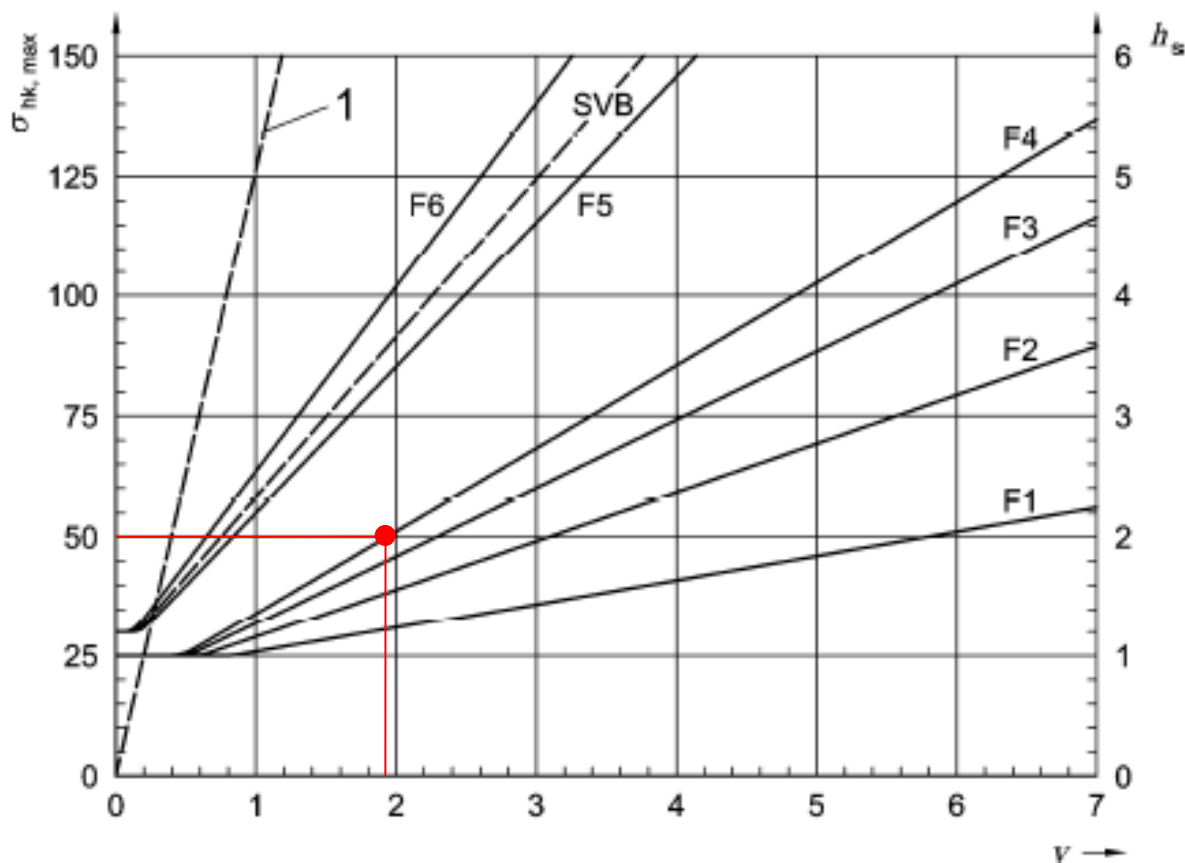
Será, por tanto, preceptivo, limitar la presión máxima de hormigón fresco a un valor de 50 kN/m<sup>2</sup>.

Nº Proyecto:		Proyecto: Mejora trazado N-240		13/07/2015		
H. hormigonado $h_3$ [m]	5,00	<p>Angulo de anclaje <math>\alpha = 45^\circ</math></p>				
P. hormigonado $p_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	50					
H. tongada ya hormigonada $h_1$ [m]	0,00					
Altura Hidrostática $h_4$ [m]	2,00					
Altura de la fuerza resultante [m]	2,04					
<b>Vela Soporte Universal F hasta 6,00 m</b>						
Distancia Velas [m]	F. Horizontal $F_h$ [kN]	Tracción $Z$ [kN]	Sistema Anclaje [mm]	Riel de anclaje	F. Vertical $V$ [kN]	Esfuerzos Vela Sop.
0,45	90,00	127,28	2 x 15,0	WS 10	69,34	ok
0,50	100,00	141,42	2 x 15,0	WS 10	77,04	ok
0,55	110,00	155,56	2 x 15,0	WS 10	84,75	ok
0,60	120,00	169,71	2 x 15,0	WS 10	92,45	ok
0,65	130,00	183,85	2 x 15,0	WU 12	100,16	ok
0,70	140,00	197,99	2 x 15,0	WU 12	107,86	ok
0,75	150,00	212,13	2 x 15,0	WU 12	115,57	ok
0,80	160,00	226,27	2 x 15,0	WU 12	123,27	ok
0,85	170,00	240,42	2 x 20,0	WU 12	130,97	ok
0,90	180,00	254,56	2 x 20,0	WU 12	138,68	ok
0,95	190,00	268,70	2 x 20,0	WU 16	146,38	ok
1,00	200,00	282,84	2 x 20,0	WU 16	154,09	ok
1,05	210,00	296,98	2 x 20,0	WU 16	161,79	ok
1,10	220,00	311,13	2 x 20,0	WU 16	169,50	ok
1,15	230,00	325,27	2 x 20,0	WU 16	177,20	ok
1,20	240,00	339,41	2 x 20,0	WU 16	184,91	ok
1,25	250,00	353,55	2 x 20,0	WU 16	192,61	ok
1,30	260,00	367,70	2 x 20,0	WU 16	200,31	ok
1,35	270,00	381,84	2 x 20,0	WU 16	208,02	ok
1,40	280,00	395,98	2 x 20,0	WU 16	215,72	ok
1,45	290,00	410,12	2 x 20,0	WU 16	223,43	ok
1,50	300,00	424,26	2 x 20,0	WU 16	231,13	ok
Todos los datos están referidos por Vela Soporte						
<b>! EN CUALQUIER CASO SE DEBEN ARRIOSTRAR LAS VELAS SOPORTE !</b>						
Se debe comprobar la capacidad portante de la losa de apoyo						

Nº Proyecto:		Proyecto:	Mejora trazado N-240		13/07/2015	
H. hormigonado $h_b$ [m]	5,00					
P. hormigonado $p_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	51					
H. tongada ya hormigonada $h_t$ [m]	0,00					
Altura Hidrostática $h_s$ [m]	2,04					
Altura de la fuerza resultante [m]	2,03					
<b>Vela Soporte Universal F hasta 6,00 m</b>						
Distancia Velas [m]	F. Horizontal $F_x$ [kN]	Tracción $Z$ [kN]	Sistema Anclaje [mm]	Riel de anclaje	F. Vertical $V$ [kN]	Esfuerzos Vela Sop.
0,45	91,34	129,18	2 x 15,0	WS 10	70,09	ok
0,50	101,49	143,53	2 x 15,0	WS 10	77,88	ok
0,55	111,64	157,88	2 x 15,0	WS 10	85,67	ok
0,60	121,79	172,23	2 x 15,0	WS 10	93,46	ok
0,65	131,94	186,59	2 x 15,0	WU 12	101,25	ok
0,70	142,09	200,94	2 x 15,0	WU 12	109,03	ok
0,75	152,24	215,29	2 x 15,0	WU 12	116,82	ok
0,80	162,38	229,65	2 x 15,0	WU 12	124,61	ok
0,85	172,53	244,00	2 x 20,0	WU 12	132,40	ok
0,90	182,68	258,35	2 x 20,0	WU 12	140,19	ok
0,95	192,83	272,70	2 x 20,0	WU 16	147,98	ok
1,00	202,98	287,06	2 x 20,0	WU 16	155,76	ok
1,05	213,13	301,41	2 x 20,0	WU 16	163,55	ok
1,10	223,28	315,76	2 x 20,0	WU 16	171,34	ok
1,15	233,43	330,12	2 x 20,0	WU 16	179,13	ok
1,20	243,58	344,47	2 x 20,0	WU 16	186,92	ok
1,25	253,73	358,82	2 x 20,0	WU 16	194,70	ok
1,30	263,87	373,17	2 x 20,0	WU 16	202,49	ok
1,35	274,02	387,53	2 x 20,0	WU 16	210,28	ok
1,40	284,17	401,88	2 x 20,0	WU 16	218,07	ok
1,45	294,32	416,23	2 x 20,0	WU 16	225,86	ok
1,50	304,47	430,59	2 x 20,0	WU 20	233,65	ok
Todos los datos están referidos por Vela Soporte						
<b>! EN CUALQUIER CASO SE DEBEN ARRIOSTRAR LAS VELAS SOPORTE !</b>						
Se debe comprobar la capacidad portante de la losa de apoyo						

Para limitar la máxima presión de hormigonado a 50 kN/m<sup>2</sup>, teniendo definida la consistencia del hormigón a colocar, deberemos determinar la máxima velocidad de hormigonado.

Partiendo de la base de que se va a emplear un hormigón HA-25/20/F/IIIb. Si suponemos un tiempo de fraguado  $t_E=5h$  (evolución de la Resistencia “media”,  $T_{c,Ref} = 15^\circ C$ ) podremos, entrando en el diagrama correspondiente de la norma desde el eje de ordenadas con la presión de hormigonado de  $50 \text{ kN/m}^2$ , y asumiendo la equivalencia de la consistencia fluida (F) a la consistencia F4, obtener la máxima velocidad de hormigonado admisible, que será de  $1,9 \text{ m/h}$ , aproximadamente.



*Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $\text{kN/m}^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 5 \text{ h}$ .*

Si lo calculamos mediante la fórmula prescrita por la norma  $\sigma = (17 \cdot v + 17) \cdot K1$  (con  $K1=1$  cuando  $t_E=5h$ ), despejando la velocidad y con  $\sigma = 50 \text{ kN/m}^2$ , obtenemos el valor de la velocidad máxima, que será  $v = 1,94 \text{ m/h}$ .

Esta velocidad máxima, si tenemos en cuenta que el muro es de  $5 \text{ m}$  de altura, supone tardar  $2,58 \text{ h}$  ( $2\text{h } 35\text{min}$ ) en verter los  $30 \text{ m}^3$ , lo que supone que la bomba no trabajará a pleno rendimiento.

El tiempo es prácticamente el mismo que se preveía para el hormigonado con cubilote, debido a que no estaba previsto que los anclajes trabajaran próximos al límite de su capacidad. Si hubiéramos tenido unos anclajes trabajando cerca de su límite, no hubiéramos podido hormigonar aumentando el valor de la máxima presión de hormigonado tal como hemos hecho.

## 3.2 Pilas de viaducto con encofrado trepante.

---

### 3.2.1 Descripción de la estructura a encofrar

El sistema de trepa que se calcula va destinado a la ejecución de las pilas de un viaducto. Se trata de 8 pilas verticales de diferentes alturas, véase en la siguiente tabla.

Nº pila	Altura total [m]
1	8,48
2	12,62
3	16,76
4	23,28
5	27,75
6	19,82
7	12,65
8	9,08

Se trata pilas de sección hueca de dimensiones exteriores 5,75x3,25 m con un espesor de pared de 50 cm y un chaflán en el interior de 20x20 cm. Véase el plano 2.01 de definición geométrica.

### 3.2.2 Análisis de los condicionantes particulares de la obra.

Las pilas objeto de este trabajo forman parte de un viaducto construido en el marco del proyecto de mejora de trazado de la N-240, en un tramo que actualmente tiene curvas de pequeño radio y fuertes pendientes, y sostienen un tablero con viga artesa prefabricada y losa de hormigón in situ, que se colocará a posteriori y que no es objeto del presente trabajo. En la zona de construcción del viaducto no se interfiere con la carretera en servicio. Únicamente los accesos.

Las pilas se ejecutan inmediatamente a continuación de los trabajos de hormigonado de las zapatas en mismo el orden de numeración de las pilas, pues es el mismo sentido en que se irán ejecutando las cimentaciones. Se comenzará la ejecución de las pilas una vez hormigonada la zapata de la pila 1, dando tiempo al acondicionamiento de accesos al resto de ubicaciones de cimentaciones, que serán adecuados para las grúas que colocarán los elementos prefabricados del tablero. A medida que las pilas se hayan ejecutado, se irán colocando los elementos prefabricados del tablero, también en el mismo sentido de avance.

Para el hormigonado de las pilas se prescribe en proyecto el empleo de HA-30/20/F/IIb. El sistema de vertido previsto en obra inicialmente es con bomba, con hormigón elaborado en central.

Dadas las características de la obra, para el montaje, trepa y traslado del encofrado se empleará una grúa telescópica de la capacidad adecuada, por lo que el peso del sistema de encofrado no supone una limitación a la hora de la elección del sistema.

El pliego de condiciones del proyecto establece la condición siguiente para el acabado superficial de las pilas: “Las pilas deberán ejecutarse con un encofrado que dé un acabado liso y que proporcione una distribución de juntas entre elementos y de orificios de anclaje uniforme y simétrica”.

### **3.2.3 Evaluación y elección del sistema idóneo para resolver el problema planteado.**

La altura de las pilas obliga obviamente al empleo de un encofrado a dos caras montado sobre un sistema de trepa. Las alturas de las pilas no son adecuadas para un sistema de autotropa, por su escasa altura, y tampoco se prestan al empleo de un sistema de trepa ligera, que obligaría a una cantidad demasiado grande de movimientos de grúa, además de proporcionar una plataforma de trabajo menos amplia que las ménsulas de trepa propiamente dichas y soportar alturas de encofrado limitadas. Optaremos por tanto por un sistema de trepa tradicional con grúa, en concreto el sistema de ménsulas de trepa MF-240 de Doka. Para la trepa interior elegiremos las vigas telescópicas de trepa interior del mismo fabricante, equipadas con trinquete (también llamado balancín).

Para la definición de la configuración del sistema de trepa, concretamente el número de ménsulas de trepa y su distribución, deberemos imponer la condición de que los puntos de suspensión de las ménsulas sean capaces de soportar las cargas de viento que incidan sobre la cara encofrante (con el encofrado montado), que era la condición más restrictiva (véase 2.5.2.1 Situación 1, del presente trabajo). Para ello necesitamos definir la altura de encofrado. Pasemos, pues, a reflexionar sobre el sistema de encofrado, para poder definir la configuración del sistema de trepa.

La primera decisión es optar por un encofrado de marco o por uno de vigas y rieles. En el caso que nos ocupa la posibilidad de emplear un encofrado de vigas a medida cobra fuerza, debido a que, al tratarse de pilas con la misma geometría, se puede reutilizar el mismo encofrado para todas ellas, con lo que la inversión en forro y el tiempo dedicado al montaje del encofrado se reparten entre las muchas puestas. El encofrado de marco se suministra montado y solamente es necesario ensamblarlo.

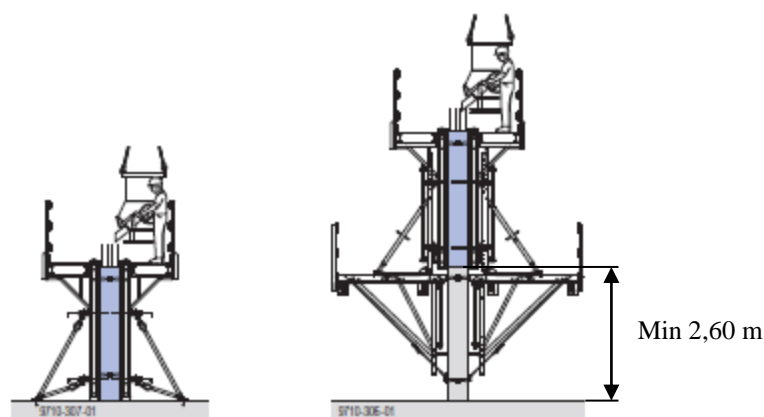
Sin embargo, la condición impuesta en el pliego de condiciones del proyecto, en el que se establece que las pilas deben tener acabado liso y una distribución de juntas entre elementos y de orificios de anclaje uniforme y simétrica, nos hace desestimar la opción del encofrado de marco. El encofrado del interior de la pila, con esquinas interiores y la necesidad de colocar compensaciones para el desencofrado, además de la necesidad de que los elementos interiores coincidan con los interiores para que pasen los anclajes, no hacen posible lograr una distribución que cumpla con las exigencias del pliego.

El encofrado de vigas y rieles nos va a permitir total libertad para obtener una distribución de juntas entre tableros de forro y orificios de anclaje que cumpla con las exigencias del pliego. Será, por tanto, el sistema por el que optamos, concretamente el encofrado de vigas Top50 de Doka. Para definir el encofrado, en primer lugar debemos optar por un tipo de forro. El número de puestas (suponiendo una altura de puesta de 4,00 m serían alrededor de 30) permitiría el uso de tableros tricapa, más económico, pues no se superaría su vida útil. Sin embargo el acabado no sería liso y con el paso de las puestas se iría marcando la veta de la madera en el paramento de forma más evidente.

Como se exige un acabado liso, optaremos por un forro de tablero contrachapado con recubrimiento de resinas fenólicas. El formato comercial más común para este tipo de forro es de 2,50x1,25 m. Aunque podemos cortarlo a las dimensiones que nos interesen, vamos a hacer un predimensionamiento del encofrado contando con estas dimensiones para probar si podemos emplearlo sin cortes. Con las dimensiones de forro mencionadas, las alturas del encofrado, y por tanto, de cada puesta del encofrado trepante, podrían ser múltiplos de 1,25 m. Determinemos cuál será la altura óptima.

Un detalle a tener en cuenta es que las pilas tienen un macizado en coronación, de la misma altura de 1,70 para todas las pilas. Su ejecución se debe realizar en una puesta independiente, pues obviamente en ese caso no es necesario el encofrado interior, y se deberá colocar un encofrado perdido en el fondo del macizado, capaz de soportar la carga del peso propio del hormigón del macizado. Hemos de tener en cuenta la puesta independiente en el reparto de puestas del encofrado.

La altura de la puesta de arranque se obtiene, obviamente, restando a la altura total de la pila la altura del macizado y la altura de la puesta trepada multiplicada por el número de trepadas del encofrado a dos caras. Obviamente, la puesta de arranque debe tener la altura suficiente para que las ménsulas de trepa “quepan” apoyadas en la primera puesta para la ejecución de la primera trepa. Para las ménsulas MF-240 que hemos elegido, esta altura mínima es de 2,6 m.



Así tendremos, para alturas de puesta de 2,50 m, 3,75 m y 5,00 m de altura, el siguiente reparto de puestas para cada pila.



Con altura de tongada 2,50 m				
Pila nº	Cantidad de puestas trepadas	Altura puesta macizado	Altura puesta de arranque	Altura de pila
1	1	1,70	4,28	8,48
2	3	1,70	3,42	12,62
3	4	1,70	5,06	16,76
4	7	1,70	4,08	23,28
5	9	1,70	3,55	27,75
6	6	1,70	3,12	19,82
7	3	1,70	3,45	12,65
8	1	1,70	4,88	9,08
Total puestas	34			

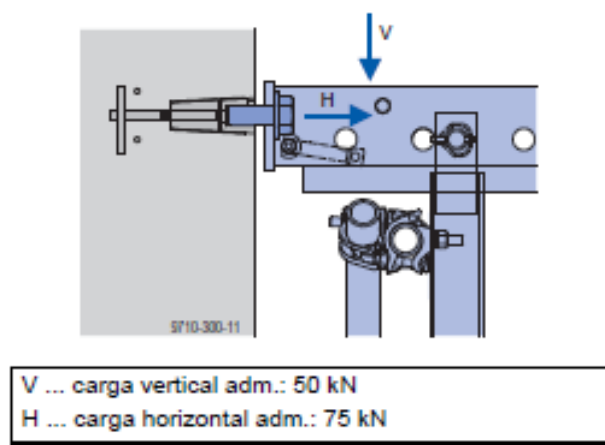
Con altura de tongada 3,75 m				
Pila nº	Cantidad de puestas trepadas	Altura puesta macizado	Altura puesta de arranque	Altura de pila
1	1	1,70	3,03	8,48
2	2	1,70	3,42	12,62
3	3	1,70	3,81	16,76
4	5	1,70	2,83	23,28
5	6	1,70	3,55	27,75
6	4	1,70	3,12	19,82
7	2	1,70	3,45	12,65
8	1	1,70	3,63	9,08
Total puestas	24			

Con altura de tongada 5,00 m				
Pila nº	cantidad de puestas trepadas	Altura puesta macizado	Altura puesta de arranque	Altura de pila
1	0	1,70	6,78	8,48
2	1	1,70	5,92	12,62
3	2	1,70	5,06	16,76
4	3	1,70	6,58	23,28
5	4	1,70	6,05	27,75
6	3	1,70	3,12	19,82
7	1	1,70	5,95	12,65
8	0	1,70	7,38	9,08
Total puestas	14			

A la vista del reparto, podemos concluir que, para una altura de encofrado trepado de 3,75 m se obtienen unas alturas de puesta de arranque compatibles con el encofrado que se emplearía en las trepas. Para las alturas de 2,5 m y 5,00 m las alturas de la puesta de arranque son muy dispares y requerirían del montaje de un juego adicional, o incluso dos, de encofrado para esta puesta. En el caso de 5,00 m, además, se requerirían encofrados de alturas muy grandes (hasta 7,38 m), que complican la ejecución.

Con las opciones de alturas que barajamos, haremos un predimensionamiento de la configuración del sistema de trepa, concretamente el número de ménsulas de trepa y su distribución, imponiendo la condición de que los puntos de suspensión de las ménsulas sean capaces de soportar las cargas de viento que incidan sobre la cara encofrante (con el encofrado montado), que era la condición más restrictiva (véase 2.5.2.1 Situación 1, del presente trabajo).

Para el sistema de trepa elegido, el fabricante nos proporciona los siguientes valores de tracción y cortante máximos admisibles por el punto de anclaje.

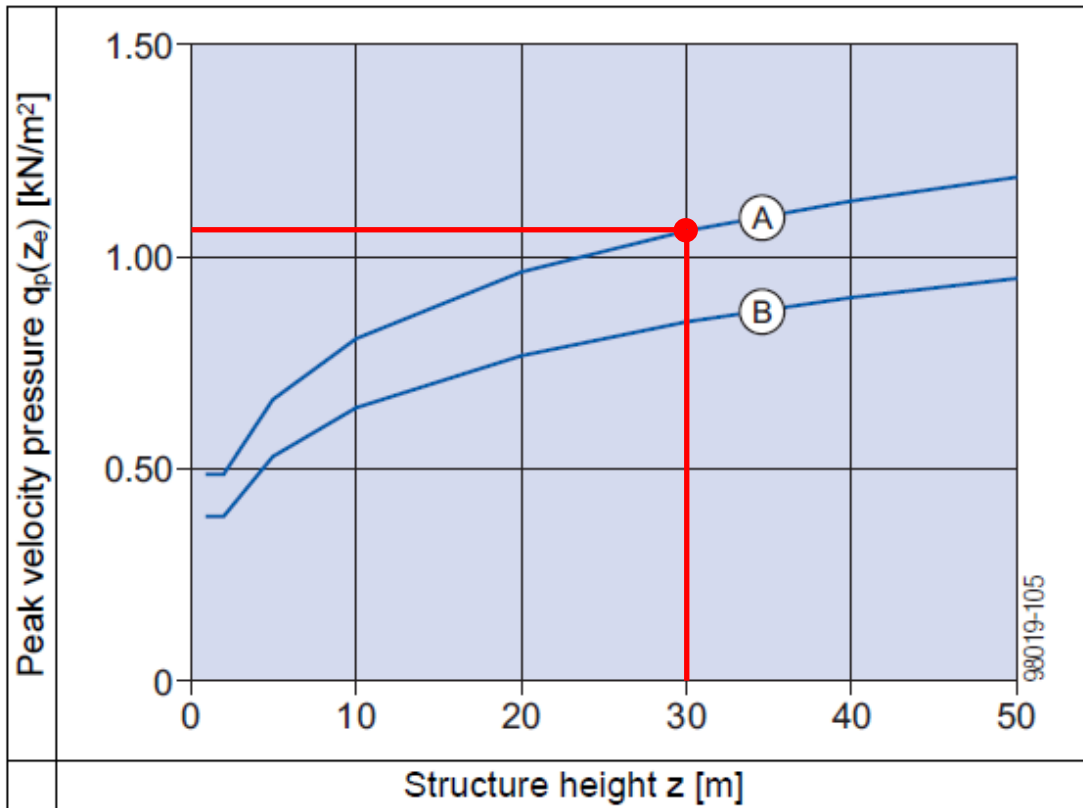


El valor característico de la presión de viento lo calcularemos, según prescribe el Eurocódigo EN 1994-1-4 mediante la ecuación:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_p$$

$w_e$	Wind pressure on surface in kN/m <sup>2</sup>
$q_p(z_e)$	Peak velocity pressure in kN/m <sup>2</sup> (old term: impact pressure)
$z_e$	Reference height, height above ground
$c_p$	Aerodynamic coefficient

Y para determinar la presión  $q_p(z_e)$  recurriremos a las gráficas que establece el método simplificado. Entraremos en ellas con un valor de altura de 30 m, que es la altura aproximada de la pila más alta y en la curva A, correspondiente a  $q_{b,0} = 0,49$  kN/m<sup>2</sup>, adecuada para zonas montañosas, que es el caso de nuestra obra. Obtenemos, por tanto, un valor de  $q_p(z_e) = 1,1$  kN/m<sup>2</sup>.



**A** will not be exceeded in large parts of Europe  
 $q_{b,0} = 0.49 \text{ kN/m}^2$ , TC II

**B** is exceeded in some parts of Europe (e.g. coastal and mountain areas)  
 $q_{b,0} = 0.39 \text{ kN/m}^2$ , TC II

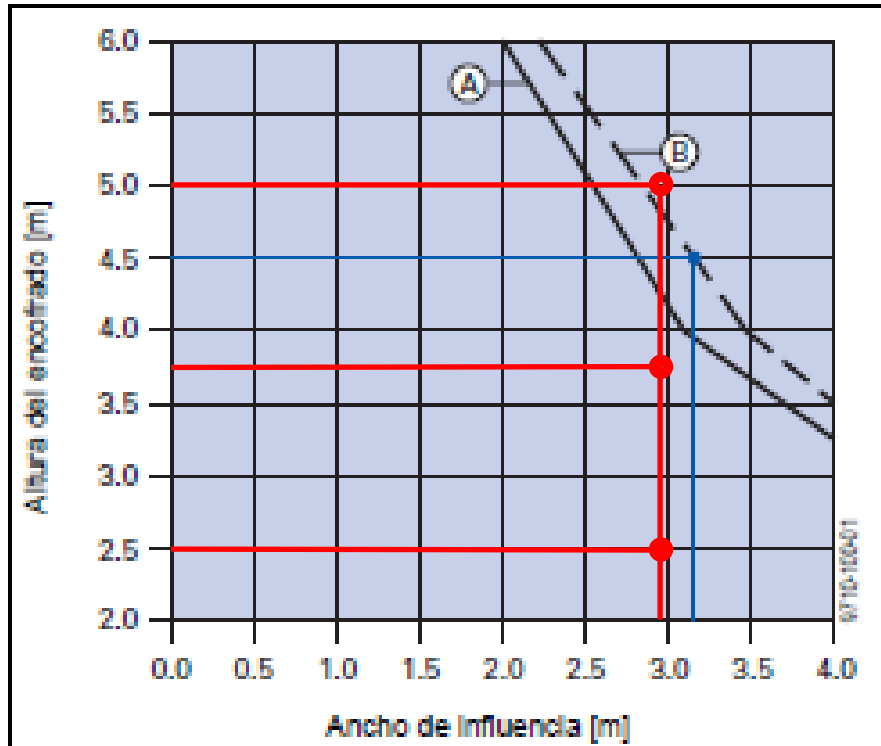
El coeficiente aerodinámico  $c_p$  para un muro exento de cantos vivos, según la norma mencionada, tiene un valor de  $c_p = 1,3$ . Por lo tanto para la presión de viento tendremos un valor  $w_e = 1,43 \text{ kN/m}^2$ .

Para el predimensionamiento emplearemos el diagrama en el que se relaciona, poniendo como condición que el anclaje trabaje a la máxima tracción admisible, el ancho de influencia de una ménsula con la altura de encofrado, para dos condiciones de viento A y B.

Curva	Presión dinámica del viento [kN/m <sup>2</sup> ] $W_e = C_{p, net} \times Q(z_e)$	Ejemplo:
(A)	1,69	siendo $C_{p, net} = 1,3$ : velocidad del viento adm. = 164 km/h
(B)	1,43	siendo $C_{p, net} = 1,3$ : velocidad del viento adm. = 151 km/h

Tomamos como referencia la curva B, pues es la que corresponde a la presión dinámica de viento calculada, y como ancho de influencia tomaremos la mitad de la dimensión mayor de la sección de la pila  $5,75 \text{ m} / 2 = 2,88 \text{ m}$ , que significaría suponer

que empleamos únicamente una pareja de ménsulas para sostener el encofrado del lado mayor. Entramos desde el eje de abscisas con el ancho de influencia elegido y desde el eje de ordenadas con las tres alturas de encofrado que barajamos, obteniendo tres puntos en la gráfica.



Podemos apreciar que el punto correspondiente al ancho de influencia indicado y altura de encofrado de 5,00 m queda por encima de la curva B, lo que indica que, para esa combinación de ancho de influencia y altura de encofrado, se superaría la tracción máxima admisible en el punto de suspensión de la ménsula. Sin embargo, con las alturas de encofrado de 2,50 m y 3,75 m no se superaría. Si optáramos por la opción de encofrado de 5,00 m de altura, deberíamos colocar dos parejas de ménsulas en cada cara más larga de la sección, dividiendo el encofrado en dos piezas, lo que además nos introduce una junta vertical obligada en paramento.

Optamos por la opción de altura de encofrado de 3,75 m de altura por las siguientes razones:

- La altura de encofrado de 2,5 m da como resultado un total de 34 puestas de la trepa, 10 más que en el caso de 3,75 m. La opción elegida supone un ahorro económico y de plazos frente a la opción de 2,5 m.
- Las opciones de 2,5 m y 5,00 m requieren del montaje de un juego extra de encofrado para la puesta de arranque, con lo que debemos tener en obra más del doble del encofrado y emplear más del doble de tiempo en el montaje. Por añadidura, en el caso de la opción 5,00 m, dicho encofrado debe tener una altura de hasta 7,38 m, que plantea dificultades adicionales en la ejecución por la

altura. La opción de 3,75 m permite ejecutar la puesta de arranque con el mismo encofrado que luego se emplea en la trepa.

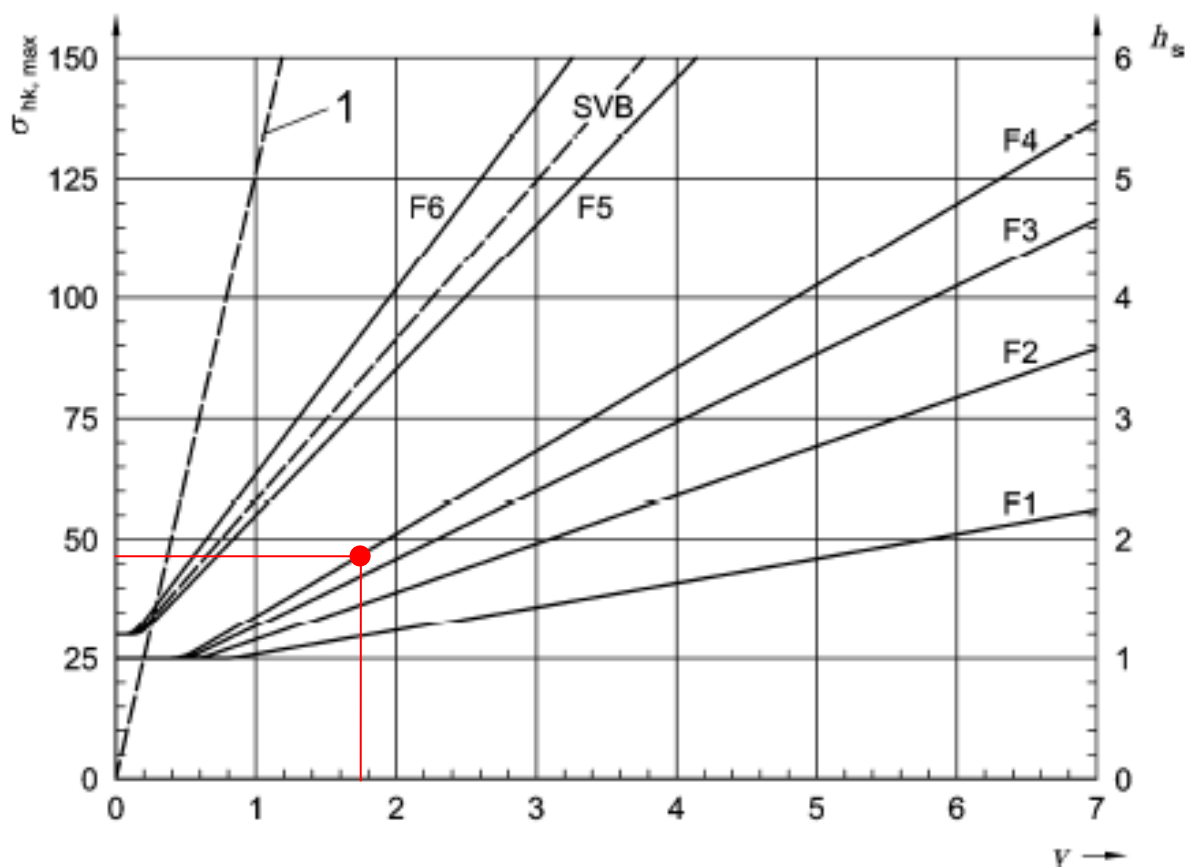
- La opción de 5,00 m, pese a tener un número menor de puestas, requiere de 6 parejas de ménsulas frente a 4 parejas en el caso de 3,75 m, por lo que, pese a tener un número de puestas menor, la cantidad de material de ménsulas de trepa es un 50% mayor. Además esta opción introduce obligatoriamente una junta vertical en el lado largo del paramento de las pilas.

### 3.2.4 Justificación y cálculo del sistema empleado

Debemos definir tanto la configuración del encofrado de vigas y rieles como la distribución de ménsulas de trepa. El criterio de definición del encofrado será que todos y cada uno de sus elementos, forro, vigas de madera, rieles y anclajes, deberá soportar los esfuerzos producidos en el proceso de hormigonado por la acción de la presión de hormigón fresco, sin olvidar que deberá dar un acabado liso con una distribución de juntas y orificios de anclaje uniforme y simétrico. Para la definición de la distribución de las ménsulas de trepa cabe imponer que resista las cargas de viento, lo que ya ha quedado acreditado en el predimensionamiento para la altura de encofrado elegida, por lo que nos queda dimensionar las plataformas de trabajo para que soporten las cargas a que estarán sometidas.

Para el cálculo del encofrado partimos de la base de que se va a emplear un hormigón HA-30/20/F/IIb elaborado en central vertido con bomba y un volumen total de hormigón de unos 30 m<sup>3</sup>. Suponemos un tiempo total de llenado de 2 h, lo que se traduce en una velocidad de llenado de 1,75 m/h. Si suponemos un tiempo de fraguado  $t_E=5h$  (evolución de la Resistencia “media”,  $T_{c,Ref} = 15^\circ C$ ) podremos, entrando en el diagrama correspondiente de la norma, obtener la máxima presión de hormigonado.

Asociamos, según lo expuesto en el capítulo dedicado al cálculo de la presión de hormigón fresco, la consistencia fluida (F) a la clase de consistencia F4. Entramos desde el eje de abscisas en el valor de la velocidad de hormigonado antedicho, prolongando una línea vertical hasta encontrar la línea correspondiente a la clase de consistencia F4. A partir de ese punto se traza una horizontal hasta encontrar el eje de ordenadas, obteniendo el valor de la máxima presión de hormigón fresco, que será algo mayor que 45 kN/m<sup>2</sup>. Véase en el siguiente diagrama. Si lo calculamos mediante la fórmula prescrita por la norma para la clase de consistencia F4 ,  $(17 \cdot v + 17) \cdot K1$  (con  $K1=1$  cuando  $t_E=5h$  y consistencia fluida) se obtiene una máxima presión de hormigonado de 46,75 kN/m<sup>2</sup>. Para quedar del lado de la seguridad, realizaremos los cálculos para el dimensionamiento del encofrado con una presión de 50 kN/m<sup>2</sup>.



*Diagrama para la determinación del valor característico máximo de la presión de hormigón fresco  $\sigma_{hk,max}$  en  $kN/m^2$  en función de la velocidad de llenado y la clase de consistencia para un tiempo de fin de fraguado  $t_E = 5 h$ .*

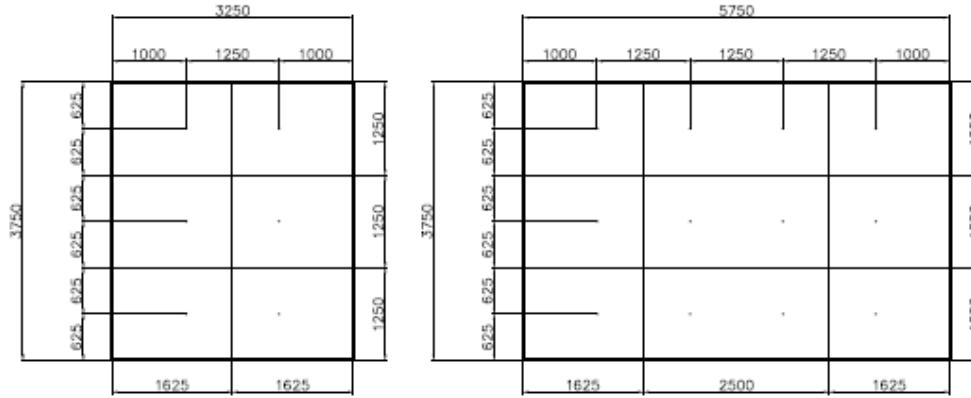
La exigencia de un paramento con una distribución uniforme y simétrica de juntas de forro y orificios de anclajes obliga a dos restricciones combinadas:

- La altura de los rieles, que se colocan horizontales a la altura de los anclajes, deben cumplir con esa exigencia.
- La separación horizontal de orificios de anclaje debe cumplir la misma condición.

Para resolver la definición del encofrado debemos proponer previamente una distribución de tableros y orificios de anclaje, lo que obliga a una determinada distribución de rieles. Por lo tanto el problema que tenemos no es de dimensionamiento, sino de comprobación de que con la distribución que se proponga, el forro, vigas, rieles y anclajes soportan los esfuerzos producidos por la acción de la presión de hormigonado.

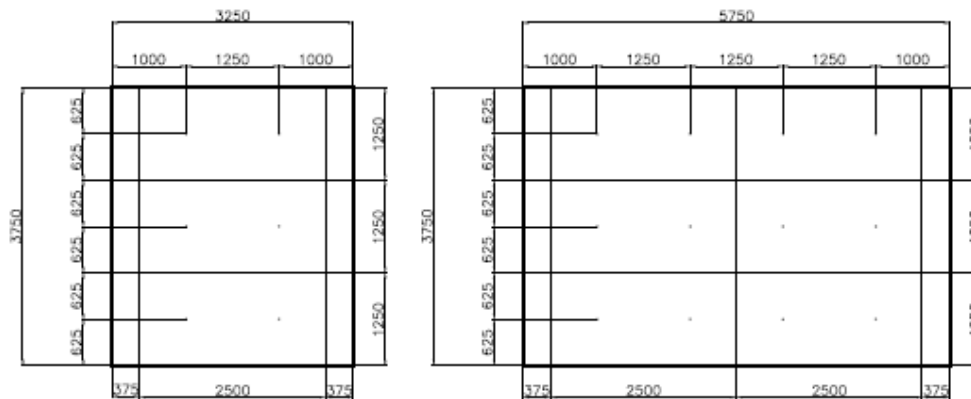
Para un predimensionamiento de la cantidad de orificios de anclaje podemos hacer la siguiente reflexión. Si tenemos en cuenta que la tracción máxima admisible por los anclajes es de 90 kN, que el forro previsto tiene dimensiones de 2,50x1,25 m, y que la presión máxima de hormigón fresco es de 50 kN, la resultante de presión total sobre un tablero sería de 156, 25 kN, carga que se podría absorber con dos anclajes por

tablero. Así, la propuesta de distribución de tableros para las caras exteriores serán las siguientes, v.1 y v.2, aunque en realidad estructuralmente son la misma propuesta porque la distribución de anclajes es la misma. Me decanto por la primera, pues me resulta más atractiva.



Alzado lado corto v.1

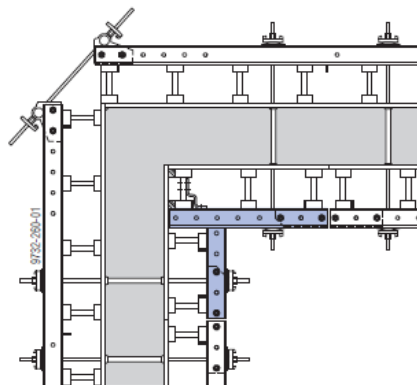
Alzado lado largo v.1



Alzado lado corto v.2

Alzado lado largo v.2

Obsérvese que el anclaje más próximo a la esquina está a una distancia de 1 m. Esto es necesario para poder realizar la configuración del encofrado de la esquina, adaptándose al espesor del muro de 50 cm, el grosor del encofrado, de 32,1 cm, y el radio de la placa con tuerca, de 8 cm. Supone 90,1 cm de distancia mínima a la esquina.





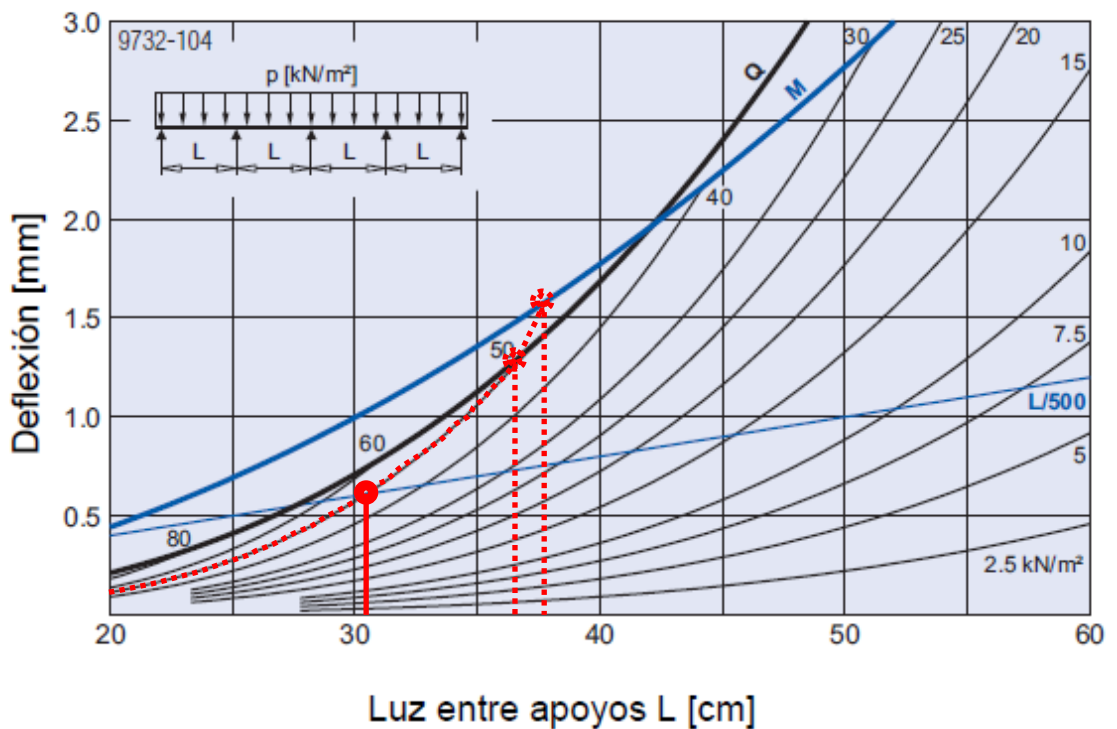
Debemos, ahora, comprobar que cada uno de los elementos del encofrado resiste los esfuerzos.

### 3.2.4.1 Elementos del encofrado. Forro.

Equiparemos el sistema de encofrado de vigas con tableros contrachapados con recubrimiento de resinas sintéticas de 21 mm de grosor, si su capacidad resistente lo permite. El fabricante nos proporciona un diagrama en el que podemos determinar, para una presión de hormigón fresco dada, el intereje de las vigas de madera para que el tablero no alcance momento, cortante y deformación máximas admisibles.

Para determinar este intereje debemos fijarnos en la curva correspondiente a la máxima presión de hormigonado que ha de resistir el encofrado, establecida en 50 kN/m<sup>2</sup>. A lo largo de esta curva se pueden intersectar las curvas que corresponden a la deformación máxima admisible de 1/500 (en este caso una recta), cortante Q máximo admisible y momento M máximo admisible. De las tres intersecciones, la que marcará la máxima separación entre apoyos será la que aparezca más a la izquierda, lógicamente, con el menor valor de la separación.

## 21 mm



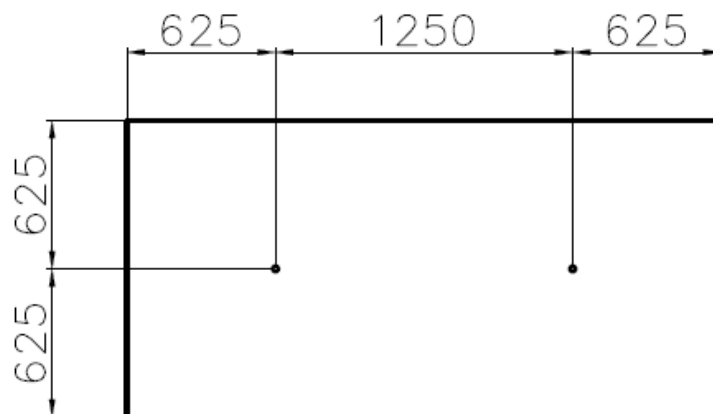
Resistencia a flexión  $EJ = 4,7 \text{ kNm}^2/\text{m}$  (15% de la humedad de la madera) M ... momento flector admisible  
 Q ... fuerza transversal admisible

En el caso que nos ocupa la máxima distancia entre apoyos sería de unos 31 cm, limitada por la deformación 1/500. Si superamos esa separación no corremos el riesgo de una rotura, pero sí de que se puedan apreciar pequeñas ondulaciones en el paramento, sobre todo si la luz incide de forma paralela a la superficie de hormigón. Véase el

diagrama del que obtenemos esa separación mínima entre vigas y cómo la deformación es más restrictiva que el momento  $M$  y el cortante  $Q$ .

Sin embargo, esta separación de vigas que hemos obtenido no será la que finalmente se elija para la configuración del encofrado, pues todavía tenemos que aplicar tres condiciones, en este caso geométricas. La primera es que cada tablero de 2,50 m x 1,25 m, colocado de forma horizontal, debe apoyar en sus extremos sobre una viga, compartiendo viga con el tablero siguiente. La segunda es que el número de vigas debe ser entero y la tercera que ninguna viga puede coincidir con la posición de una barra de anclaje, teniendo en cuenta que el ala de las vigas de madera tiene 8 cm de anchura.

La configuración de los orificios de anclaje propuesta es la siguiente, para cualquiera de las dos versiones:



Dividiendo los 2,5 m de longitud del tablero en vanos entre ejes de vigas tendremos:

nº de vanos	distancia entre ejes de vigas [cm]
7	35,7
8	31,3
9	27,8
10	25,0

Las opciones de 7 y 8 vanos so son posibles, pues se supera la separación máxima admisible por el tablero para la presión de hormigonado. La opción de 9 vanos es viable, pues la separación es menor y además no interfiere con el orificio de anclaje del encofrado planeado inicialmente. La separación de las vigas será, por tanto, de 27,8 cm.

### 3.2.4.2 Elementos del encofrado. Vigas de madera.

Equiparemos el sistema de encofrado con vigas de madera denominadas por el fabricante H20P, de 3,90 m de longitud. Dentro de la gama de longitudes estándar que ofrece el fabricante (1,80-2,45-2,65-2,90-3,30-3,60-3,90-4,50-4,90-5,90), es la que mejor se adapta a encofrar una altura de puesta de 3,75 m teniendo un solape con la puesta anterior para asegurar la estanqueidad de la junta de hormigonado y un exceso por la parte superior para fijar un listón de madera para asegurar la geometría recta de la junta de hormigonado con la puesta siguiente (véase capítulo de consideraciones estéticas, buenas prácticas). Son de 20 cm de canto y sección de doble T, con cortante Q máximo admisible de 11,0 kN y momento M máximo admisible de 5 kNm. Las vigas se montan sobre rieles metálicos, que transmiten a los anclajes las cargas que reciben de las vigas, separados según la propuesta de distribución de anclajes.

Calcularemos los momentos, cortantes, flechas y reacción en los apoyos en las vigas, con una separación entre ellas de 27,8 cm, y una presión máxima de hormigón fresco de 50 kN/m<sup>2</sup>.

Características:							Longq.total: 390.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
67.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
72.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		

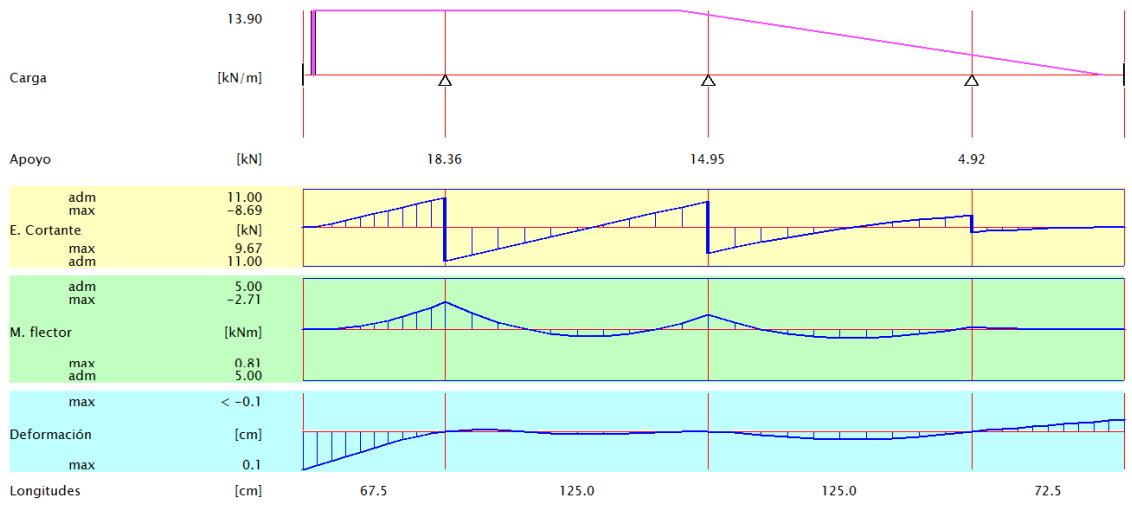
  

Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Apoyo fijo		
5	Nudo		

Cargas activas:					
P.de hormigón [kN/m2]	P [kN/m2]	e [cm]	a [cm]	b [cm]	c [cm]
	50.0	27.8	5.0	175.0	200.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.11	-0.002	-0.00	0.00	0
	1	0.10	-0.002	-0.00	-0.24	2
	2	0.09	-0.002	-0.05	-1.18	10
	3	0.07	-0.002	-0.16	-2.12	19
	4	0.06	-0.002	-0.34	-3.06	27
	5	0.05	-0.002	-0.57	-4.00	36
	6	0.03	-0.002	-0.88	-4.93	44
	7	0.02	-0.002	-1.24	-5.87	53
	8	0.01	-0.001	-1.67	-6.81	61
	9	0.01	-0.001	-2.16	-7.75	70
2	10	0.00	-0.001	-2.71	-8.69	78
	0	0.00	-0.001	-2.71	9.67	87
	1	-0.00	-0.000	-1.61	7.93	72
	2	-0.00	0.000	-0.73	6.20	56
	3	0.00	0.000	-0.07	4.46	40
	4	0.00	0.000	0.38	2.72	24
	5	0.01	0.000	0.61	0.98	12
	6	0.01	-0.000	0.63	-0.75	12
	7	0.01	-0.000	0.43	-2.49	22
	8	0.00	-0.000	0.01	-4.23	38
3	9	0.00	-0.000	-0.63	-5.97	54
	10	0.00	0.000	-1.48	-7.65	69
	0	0.00	0.000	-1.48	7.30	66
	1	0.00	0.000	-0.67	5.72	52
	2	0.01	0.001	-0.05	4.25	38
	3	0.02	0.000	0.40	2.90	26
	4	0.02	0.000	0.68	1.65	14
	5	0.02	0.000	0.81	0.51	16
	6	0.02	-0.000	0.81	-0.52	16
	7	0.02	-0.000	0.69	-1.45	13
4	8	0.01	-0.001	0.45	-2.26	20
	9	0.01	-0.001	0.13	-2.97	26
	10	0.00	-0.001	-0.28	-3.56	32
	0	0.00	-0.001	-0.28	1.36	12
	1	-0.00	-0.001	-0.20	1.06	9
	2	-0.01	-0.001	-0.13	0.80	7
	3	-0.01	-0.000	-0.08	0.58	5
	4	-0.01	-0.000	-0.04	0.39	3
	5	-0.02	-0.000	-0.02	0.24	2
	6	-0.02	-0.000	-0.01	0.13	1
Reacción en apoyos	7	-0.03	-0.000	-0.00	0.05	0
	8	-0.03	-0.000	-0.00	0.01	0
	9	-0.03	-0.000	0.00	-0.00	0
	10	-0.04	-0.000	0.00	-0.00	0
Reacción en apoyos			Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]	
			2	0.00	18.36	
			3	0.00	14.95	
			4	0.00	4.92	
Suma apoyos					38.22	



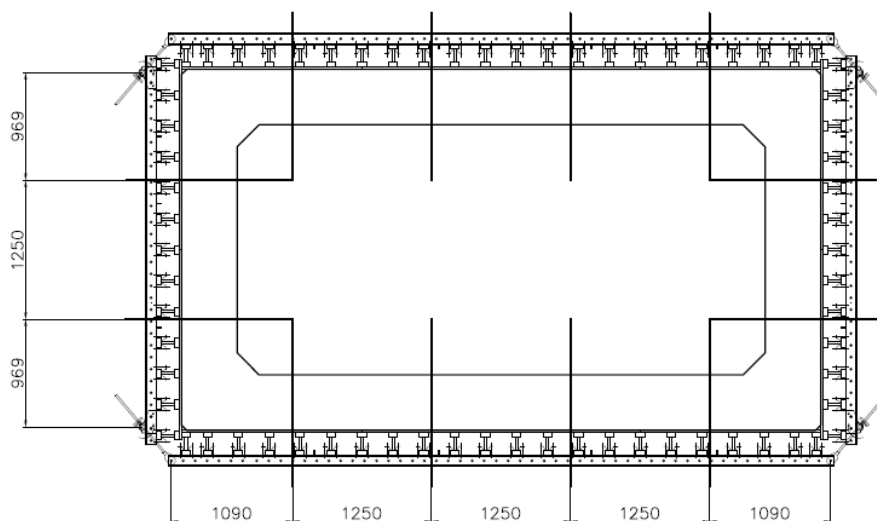
La viga no alcanza en ningún momento los momentos, cortantes o deformaciones (1/500) máximos admisibles, por lo tanto la separación elegida para las vigas es adecuada.

La reacción en los apoyos nos dará la carga que transmite cada viga a los rieles. En este caso nos centraremos en la reacción en el riel inferior, que alcanza el valor más alto, de 18,36 kN, y que, para comodidad de cálculo, traduciremos a carga repartida. Dividiendo entre la separación en cm y multiplicando por 100 cm obtenemos la carga por metro de 66,04 kN/m sobre el riel metálico inferior.

### 3.2.4.3 Elementos del encofrado. Rieles de acero.

Las correas o rieles de acero sobre los que se montan las vigas son dos UPN100 en cajón invertido ], con cortante Q máximo admisible de 84,81 kN y momento M máximo admisible de 11,54 kNm.

Comenzamos con los encofrados de las caras exteriores. Elegimos un riel de 6,00 m para la cara de 5,75 m y un riel de 3,50 m para la cara de 3,25 m. el exceso de longitud lo emplearemos para albergar los elementos de conexión de las esquinas.



Calculemos el riel de 6,00 m con la distribución de anclajes elegida anteriormente.

Características:

Long.total: 593.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
109.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
109.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Apoyo fijo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Apoyo fijo	
5	Apoyo fijo	
6	Apoyo fijo	

Carqas activas:

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	66.04	66.04	9.0	575.0

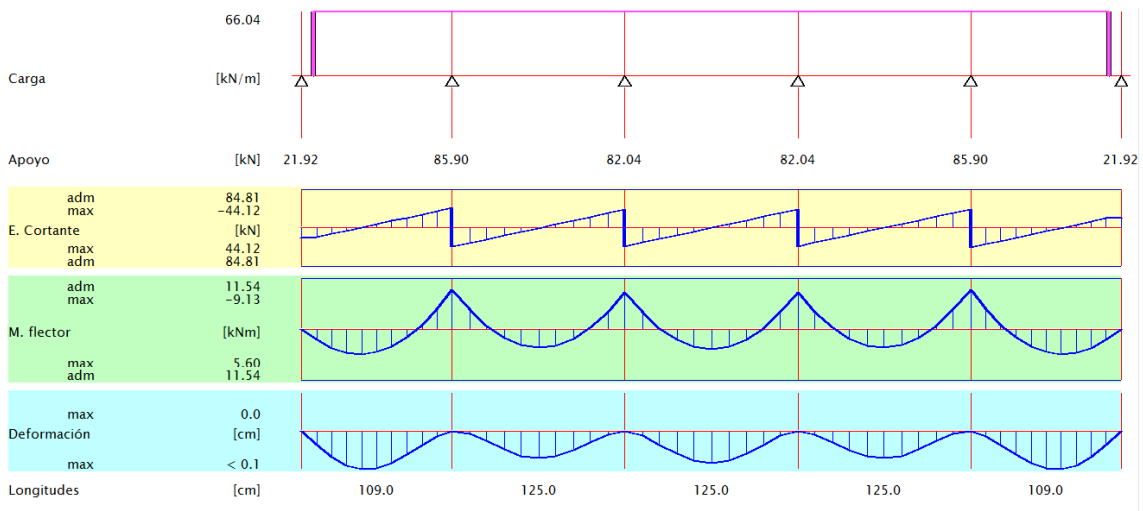
Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.00	0.002	-0.00	21.92	25
	1	0.02	0.002	2.38	20.66	24
	2	0.04	0.002	4.24	13.47	36
	3	0.05	0.001	5.31	6.27	46
	4	0.06	0.000	5.60	-0.93	48
	5	0.06	-0.000	5.11	-8.13	44
	6	0.05	-0.001	3.83	-15.33	33
	7	0.04	-0.001	1.77	-22.53	26
	8	0.02	-0.001	-1.08	-29.72	35
	9	0.01	-0.001	-4.71	-36.92	43
2	10	0.00	-0.000	-9.13	-44.12	79
	0	0.00	-0.000	-9.13	41.78	79
	1	0.00	0.001	-4.42	33.53	39
	2	0.02	0.001	-0.75	25.27	29
	3	0.03	0.001	1.90	17.02	20
	4	0.04	0.001	3.51	8.76	30
	5	0.04	0.000	4.09	0.51	35
	6	0.04	-0.001	3.64	-7.75	31
7	0.03	-0.001	2.15	-16.00	18	

	8	0.02	-0.001	-0.37	-24.26	28
	9	0.01	-0.001	-3.91	-32.51	38
	10	0.00	0.000	-8.49	-40.77	73
3	0	0.00	0.000	-8.49	41.28	73
	1	0.01	0.001	-3.85	33.02	38
	2	0.02	0.001	-0.24	24.76	29
	3	0.04	0.001	2.34	16.51	20
	4	0.05	0.001	3.89	8.25	33
	5	0.05	-0.000	4.41	-0.00	38
	6	0.05	-0.001	3.89	-8.26	33
	7	0.04	-0.001	2.34	-16.51	20
	8	0.02	-0.001	-0.24	-24.77	29
	9	0.01	-0.001	-3.85	-33.02	38
	10	0.00	-0.000	-8.49	-41.28	73
4	0	0.00	-0.000	-8.49	40.77	73
	1	0.01	0.001	-3.91	32.51	38
	2	0.02	0.001	-0.37	24.26	28
	3	0.03	0.001	2.15	16.00	18
	4	0.04	0.001	3.64	7.75	31
	5	0.04	-0.000	4.09	-0.51	35
	6	0.04	-0.001	3.51	-8.76	30
	7	0.03	-0.001	1.90	-17.02	20
	8	0.02	-0.001	-0.75	-25.27	29
	9	0.00	-0.001	-4.42	-33.53	39
	10	0.00	0.000	-9.13	-41.78	79
5	0	0.00	0.000	-9.13	44.12	79
	1	0.01	0.001	-4.71	36.92	43
	2	0.02	0.001	-1.08	29.72	35
	3	0.04	0.001	1.77	22.53	26
	4	0.05	0.001	3.83	15.33	33
	5	0.06	0.000	5.11	8.13	44
	6	0.06	-0.000	5.60	0.93	48
	7	0.05	-0.001	5.31	-6.27	46
	8	0.04	-0.002	4.24	-13.47	36
	9	0.02	-0.002	2.38	-20.66	24
	10	0.00	-0.002	-0.00	-21.92	25

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	1	0.00	21.92
	2	0.00	85.90
	3	0.00	82.04
	4	0.00	82.04
	5	0.00	85.90
	6	0.00	21.92

Suma apoyos

379.73





Y el riel de 3,50 m a continuación:

Características:

Longq.total: 325.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
3.1	412 Acero 2U 100 [I]	21000	84.81	11.54	10
96.9	412 Acero 2U 100 [I]	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 [I]	21000	84.81	11.54	10
96.9	412 Acero 2U 100 [I]	21000	84.81	11.54	10
3.1	412 Acero 2U 100 [I]	21000	84.81	11.54	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Apoyo fijo	
5	Apoyo fijo	
6	Nudo	

Cargas activas:

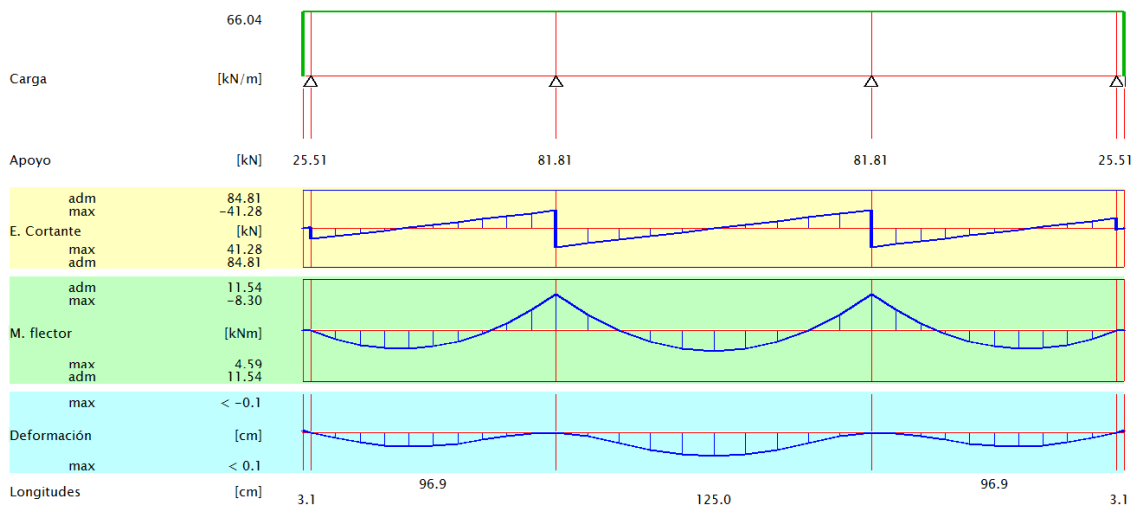
Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	66.04	66.04	0.0	325.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.00	0.001	0.00	-0.00	0
	1	-0.00	0.001	-0.00	-0.20	0
	2	-0.00	0.001	-0.00	-0.41	0
	3	-0.00	0.001	-0.00	-0.61	0
	4	-0.00	0.001	-0.01	-0.82	0
	5	-0.00	0.001	-0.01	-1.02	1
	6	-0.00	0.001	-0.01	-1.23	1
	7	-0.00	0.001	-0.02	-1.43	1
	8	-0.00	0.001	-0.02	-1.64	1
	9	-0.00	0.001	-0.03	-1.84	2
2	10	0.00	0.001	-0.03	-2.05	2
	0	0.00	0.001	-0.03	23.46	27
	1	0.01	0.001	1.93	17.06	20
	2	0.02	0.001	3.27	10.66	28
	3	0.03	0.001	4.00	4.26	34
	4	0.03	0.000	4.10	-2.14	35
	5	0.03	-0.000	3.58	-8.54	31
	6	0.03	-0.001	2.45	-14.94	21
	7	0.02	-0.001	0.69	-21.34	25
	8	0.01	-0.001	-1.69	-27.74	32

	9	0.00	-0.001	-4.69	-34.13	40
	10	0.00	0.000	-8.30	-40.53	71
3	0	0.00	0.000	-8.30	41.28	71
	1	0.01	0.001	-3.66	33.02	38
	2	0.02	0.001	-0.05	24.76	29
	3	0.04	0.001	2.53	16.51	21
	4	0.05	0.001	4.08	8.26	35
	5	0.06	-0.000	4.59	-0.00	39
	6	0.05	-0.001	4.08	-8.26	35
	7	0.04	-0.001	2.53	-16.51	21
	8	0.02	-0.001	-0.05	-24.77	29
	9	0.01	-0.001	-3.66	-33.02	38
	10	0.00	-0.000	-8.30	-41.28	71
4	0	0.00	-0.000	-8.30	40.53	71
	1	0.00	0.001	-4.69	34.13	40
	2	0.01	0.001	-1.69	27.74	32
	3	0.02	0.001	0.69	21.34	25
	4	0.03	0.001	2.45	14.94	21
	5	0.03	0.000	3.58	8.54	31
	6	0.03	-0.000	4.10	2.14	35
	7	0.03	-0.001	4.00	-4.26	34
	8	0.02	-0.001	3.27	-10.66	28
	9	0.01	-0.001	1.93	-17.06	20
	10	0.00	-0.001	-0.03	-23.46	27
5	0	0.00	-0.001	-0.03	2.05	2
	1	-0.00	-0.001	-0.03	1.84	2
	2	-0.00	-0.001	-0.02	1.64	1
	3	-0.00	-0.001	-0.02	1.43	1
	4	-0.00	-0.001	-0.01	1.23	1
	5	-0.00	-0.001	-0.01	1.02	1
	6	-0.00	-0.001	-0.01	0.82	0
	7	-0.00	-0.001	-0.00	0.61	0
	8	-0.00	-0.001	-0.00	0.41	0
	9	-0.00	-0.001	-0.00	0.20	0
	10	-0.00	-0.001	-0.00	-0.00	0

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	25.51
	3	0.00	81.81
	4	0.00	81.81
	5	0.00	25.51

Suma apoyos 214.63



No se alcanzan los momentos, cortantes y deformaciones máximos admisibles en ninguno de los dos rieles, ni la tracción máxima en apoyos, que es la tracción máxima admisible en las barras de anclaje.

El encofrado de la cara interior es más complejo, pues al tratarse de un recinto cerrado, se debe incluir en todas las caras una junta de compensación entre los elementos encofrantes para permitir el desencofrado, además de resolver el chaflán proyectado en los rincones. Todo ello respetando la posición de las barras de anclaje que vienen impuestas por la distribución uniforme y simétrica del encofrado exterior.

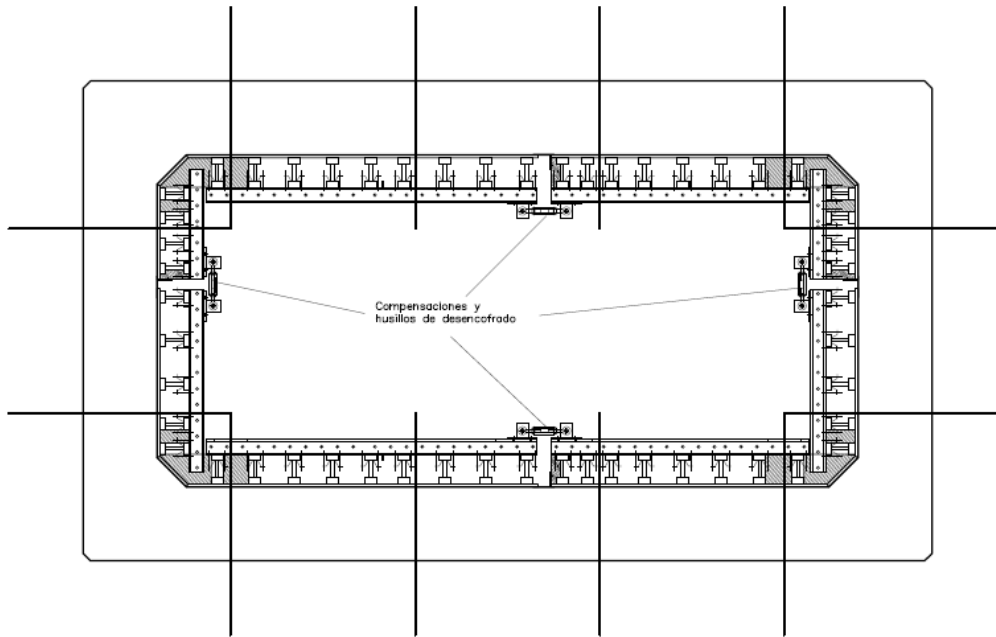
Las compensaciones las resolveremos manteniendo una separación entre los paneles de encofrado y encofrando el hueco mediante una chapa metálica de compensación de perfil en T, que se fija al encofrado clavada a un listón de madera que se incluye al montar el panel. Tendremos 4 elementos encofrantes en forma de L, que tendrán una compensación entre sí.

En la junta de compensación los elementos encofrantes se unen entre sí por los rieles, que lógicamente se encuentran a las mismas alturas, colocando una placa de unión que se aloja dentro de los rieles, fijada con bulones, que garantiza la alineación y la unión entre paneles, y la transmisión de esfuerzos. Dicha regleta tiene un cortante Q máximo admisible de 60,01 kN (frente a 84,81 kN del riel) y un momento M máximo admisible de 4,16 kNm (frente a 11,54 kNm del riel). Como la regleta de unión en la compensación tiene un momento M máximo admisible menor es aconsejable la colocación de la junta entre rieles (o entre paneles, o junta de compensación, que es lo mismo) a una distancia de 1/5 de la luz de uno los vanos largos (de 1,25 m) entre apoyos del riel (barra de anclaje). A esa distancia, aproximadamente, será donde el momento flector se anule y la regleta no estará tan exigida.

La necesidad de juntas entre elementos encofrantes, la presencia de esquinas interiores y la necesidad de respetar la distribución de anclajes hacen que sea imposible tener una distribución uniforme de vigas de madera, aunque el criterio será, obviamente, que no se supere la separación de 31 cm que impone el la condición de flecha en el forro.

Como complemento para facilitar el desencofrado incluiremos en cada junta de los rieles unos husillos. Accionándolos podremos cerrar la junta en el punto de la compensación, tras quitar la placa de unión entre los elementos, despegando de esa forma los elementos del paramento de hormigón, para después elevar el conjunto de la plataforma trepante interior y el encofrado en un solo movimiento de grúa. Para abrir la junta al encofrar accionaremos los husillos en sentido contrario.

Con todos los condicionantes y criterios expresados, la configuración del encofrado interior queda como se refleja en la siguiente imagen, y podemos comprobar que no se alcanzan momentos y cortantes máximos admisibles en los rieles y placas de unión del nivel inferior de rieles, que es el más solicitado, con la misma carga lineal que los exteriores..



Comprobación del riel de la cara corta:

Características:

Longq.total: 225.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
27.2	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10
22.8	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10
31.0	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10
13.0	129 Doka soporte universal Top50	21000	60.01	4.16	10
81.0	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10
22.8	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10
27.2	412 Acero 2U 100 II	21000	84.81	11.54	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	
5	Nudo	
6	Apoyo fijo	
7	Apoyo fijo	
8	Nudo	

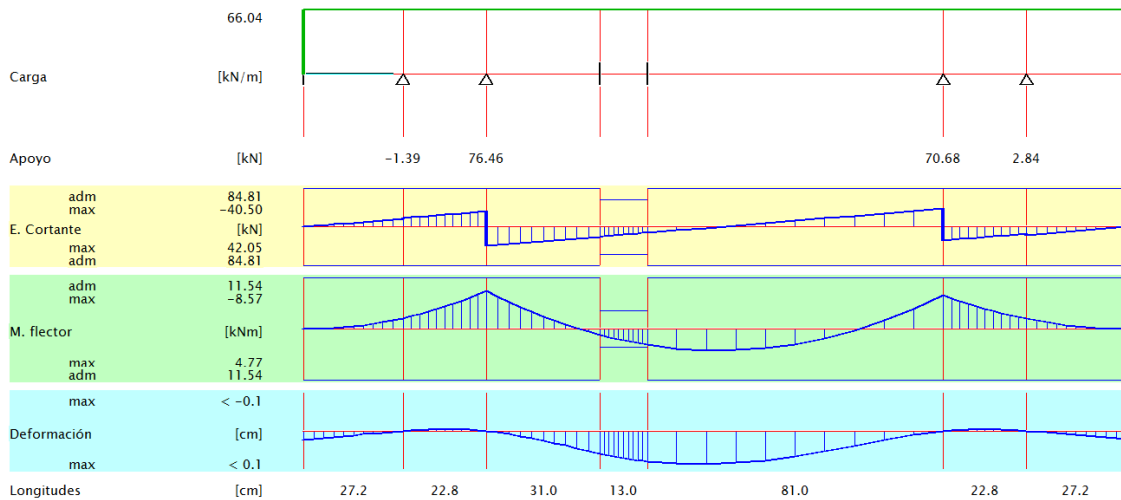
Cargas activas:

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	66.04	66.04	0.0	225.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.02	-0.001	0.00	0.00	0
	1	0.02	-0.001	-0.02	-1.80	2
	2	0.02	-0.001	-0.10	-3.59	4
	3	0.01	-0.001	-0.22	-5.39	6
	4	0.01	-0.001	-0.39	-7.19	8
	5	0.01	-0.001	-0.61	-8.98	10
	6	0.01	-0.001	-0.88	-10.78	12
	7	0.01	-0.001	-1.20	-12.57	14
	8	0.00	-0.001	-1.56	-14.37	16
	9	0.00	-0.001	-1.98	-16.17	19
2	10	-0.00	-0.001	-2.44	-17.96	21
	0	-0.00	-0.001	-2.44	-19.35	22
	1	-0.00	-0.000	-2.90	-20.86	25
	2	-0.00	-0.000	-3.39	-22.37	29
	3	-0.00	-0.000	-3.92	-23.87	33
	4	-0.00	-0.000	-4.48	-25.38	38
	5	-0.00	-0.000	-5.08	-26.88	44
	6	-0.00	0.000	-5.71	-28.39	49
	7	-0.00	0.000	-6.37	-29.89	55
	8	-0.00	0.000	-7.07	-31.40	61
3	9	-0.00	0.001	-7.80	-32.91	67
	10	0.00	0.001	-8.57	-34.41	74
	0	0.00	0.001	-8.57	42.05	74
	1	0.00	0.001	-7.30	40.00	63
	2	0.01	0.001	-6.09	37.95	52
	3	0.01	0.002	-4.95	35.91	42
	4	0.02	0.002	-3.87	33.86	39
	5	0.02	0.002	-2.85	31.81	37
	6	0.03	0.002	-1.89	29.76	35
	7	0.03	0.002	-1.00	27.72	32
4	8	0.04	0.002	-0.18	25.67	30
	9	0.05	0.002	0.59	23.62	27
	10	0.05	0.002	1.29	21.57	25
	0	0.05	0.002	1.29	21.57	35
	1	0.05	0.002	1.56	20.72	37
	2	0.06	0.002	1.83	19.86	43
	3	0.06	0.002	2.08	19.00	50
	4	0.06	0.002	2.32	18.14	55
	5	0.06	0.001	2.55	17.28	61
	6	0.06	0.001	2.77	16.42	66
	7	0.07	0.001	2.98	15.56	71
	8	0.07	0.001	3.18	14.71	76
	9	0.07	0.001	3.36	13.85	80
	10	0.07	0.001	3.54	12.99	84

5	0	0.07	0.001	3.54	12.99	30
	1	0.07	0.000	4.37	7.64	37
	2	0.08	-0.000	4.77	2.29	41
	3	0.07	-0.001	4.74	-3.06	41
	4	0.07	-0.001	4.28	-8.41	37
	5	0.06	-0.001	3.38	-13.76	29
	6	0.05	-0.002	2.05	-19.11	22
	7	0.03	-0.002	0.29	-24.46	28
	8	0.02	-0.002	-1.91	-29.80	35
	9	0.01	-0.001	-4.54	-35.15	41
	10	0.00	-0.001	-7.61	-40.50	65
6	0	0.00	-0.001	-7.61	30.18	65
	1	-0.00	-0.001	-6.94	28.67	60
	2	-0.00	-0.000	-6.30	27.17	54
	3	-0.00	-0.000	-5.70	25.66	49
	4	-0.00	-0.000	-5.13	24.16	44
	5	-0.00	0.000	-4.60	22.65	39
	6	-0.00	0.000	-4.10	21.15	35
	7	-0.00	0.000	-3.63	19.64	31
	8	-0.00	0.000	-3.20	18.13	27
	9	-0.00	0.000	-2.80	16.63	24
	10	0.00	0.001	-2.44	15.12	21
7	0	0.00	0.001	-2.44	17.96	21
	1	0.00	0.001	-1.98	16.17	19
	2	0.00	0.001	-1.56	14.37	16
	3	0.00	0.001	-1.20	12.57	14
	4	0.01	0.001	-0.88	10.78	12
	5	0.01	0.001	-0.61	8.98	10
	6	0.01	0.001	-0.39	7.19	8
	7	0.01	0.001	-0.22	5.39	6
	8	0.01	0.001	-0.10	3.59	4
	9	0.02	0.001	-0.02	1.80	2
	10	0.02	0.001	0.00	-0.00	0

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	-1.39
	3	0.00	76.46
	6	0.00	70.68
	7	0.00	2.84
<b>Suma apoyos</b>			<b>148.59</b>



## Y la comprobación del riel de la cara larga.

### Características:

Long.total: 420.6 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
22.8	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
79.6	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
15.8	129 Doka soporte universal Top50	21000	60.01	4.16	10
29.6	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
125.0	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10
22.8	412 Acero 2U 100 IJ	21000	84.81	11.54	10

### Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Apoyo fijo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	
5	Nudo	
6	Apoyo fijo	
7	Apoyo fijo	
8	Apoyo fijo	

### Cargas activas:

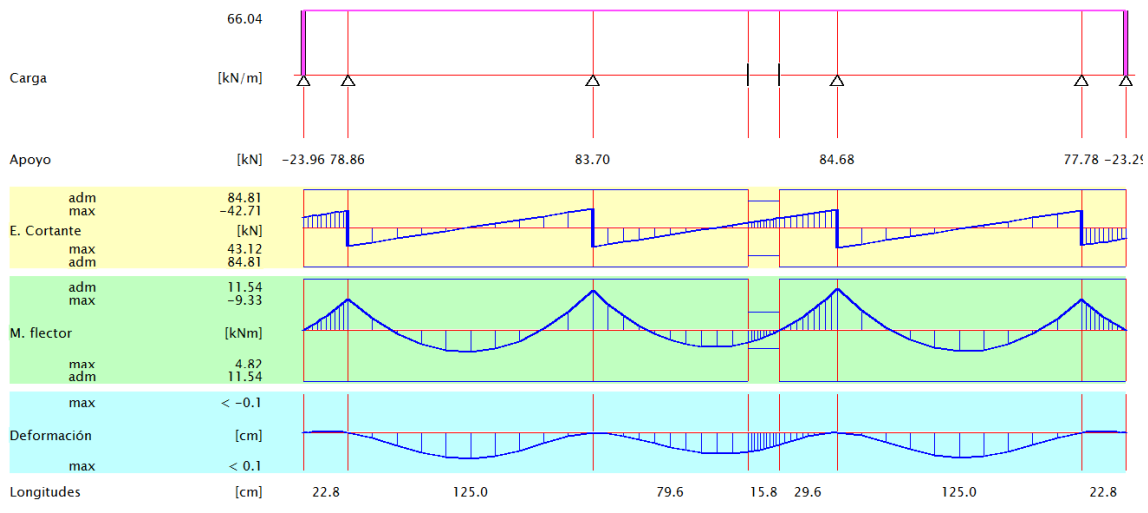
Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	66.04	66.04	0.0	420.6

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.00	-0.000	0.00	-23.96	28
	1	-0.00	-0.000	-0.56	-25.47	30
	2	-0.00	-0.000	-1.16	-26.98	31
	3	-0.00	-0.000	-1.79	-28.48	33
	4	-0.00	-0.000	-2.46	-29.99	35
	5	-0.00	-0.000	-3.16	-31.49	37
	6	-0.00	0.000	-3.90	-33.00	38
	7	-0.00	0.000	-4.67	-34.50	40
	8	-0.00	0.000	-5.47	-36.01	47
	9	-0.00	0.000	-6.31	-37.52	54
2	10	0.00	0.001	-7.18	-39.02	62
	0	0.00	0.001	-7.18	39.84	62
	1	0.01	0.001	-2.72	31.59	37
	2	0.03	0.001	0.72	23.33	27
	3	0.05	0.001	3.12	15.08	27
	4	0.06	0.001	4.48	6.82	38
	5	0.06	-0.000	4.82	-1.43	41
	6	0.05	-0.001	4.13	-9.69	35
	7	0.04	-0.001	2.40	-17.94	21
8	0.02	-0.001	-0.36	-26.20	30	



	9	0.01	-0.001	-4.15	-34.45	40
	10	0.00	-0.000	-8.97	-42.71	77
3	0	0.00	-0.000	-8.97	40.99	77
	1	0.00	0.001	-5.92	35.73	51
	2	0.01	0.001	-3.29	30.47	35
	3	0.02	0.001	-1.07	25.22	29
	4	0.03	0.001	0.73	19.96	23
	5	0.03	0.001	2.11	14.70	18
	6	0.04	0.001	3.07	9.45	26
	7	0.05	0.000	3.61	4.19	31
	8	0.05	0.000	3.74	-1.07	32
	9	0.05	-0.000	3.44	-6.32	29
	10	0.05	-0.000	2.73	-11.58	23
4	0	0.05	-0.000	2.73	-11.58	65
	1	0.04	-0.001	2.54	-12.63	61
	2	0.04	-0.001	2.33	-13.67	56
	3	0.04	-0.001	2.11	-14.71	50
	4	0.04	-0.001	1.87	-15.76	44
	5	0.04	-0.001	1.61	-16.80	38
	6	0.04	-0.001	1.33	-17.84	32
	7	0.03	-0.001	1.04	-18.89	31
	8	0.03	-0.001	0.74	-19.93	33
	9	0.03	-0.001	0.42	-20.97	34
	10	0.03	-0.001	0.08	-22.02	36
5	0	0.03	-0.001	0.08	-22.02	25
	1	0.02	-0.001	-0.61	-23.97	28
	2	0.02	-0.001	-1.34	-25.93	30
	3	0.02	-0.001	-2.14	-27.88	32
	4	0.01	-0.001	-2.99	-29.84	35
	5	0.01	-0.001	-3.91	-31.79	37
	6	0.01	-0.001	-4.88	-33.74	42
	7	0.00	-0.001	-5.90	-35.70	51
	8	0.00	-0.001	-6.99	-37.65	60
	9	0.00	-0.000	-8.13	-39.61	70
	10	0.00	0.000	-9.33	-41.56	80
6	0	0.00	0.000	-9.33	43.12	80
	1	0.01	0.001	-4.46	34.87	41
	2	0.02	0.001	-0.62	26.61	31
	3	0.04	0.001	2.19	18.36	21
	4	0.05	0.001	3.97	10.10	34
	5	0.06	0.000	4.72	1.85	40
	6	0.06	-0.001	4.43	-6.41	38
	7	0.05	-0.001	3.12	-14.66	26
	8	0.03	-0.001	0.77	-22.92	27
	9	0.01	-0.001	-2.61	-31.17	36
	10	0.00	-0.001	-7.03	-39.43	60
7	0	0.00	-0.001	-7.03	38.35	60
	1	-0.00	-0.000	-6.17	36.85	53
	2	-0.00	-0.000	-5.35	35.34	46
	3	-0.00	-0.000	-4.56	33.83	39
	4	-0.00	-0.000	-3.80	32.33	38
	5	-0.00	0.000	-3.08	30.82	36
	6	-0.00	0.000	-2.40	29.32	34
	7	-0.00	0.000	-1.75	27.81	32
	8	-0.00	0.000	-1.13	26.31	31
	9	-0.00	0.000	-0.55	24.80	29
	10	-0.00	0.000	-0.00	23.29	27

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	1	0.00	-23.96
	2	0.00	78.86
	3	0.00	83.70
	6	0.00	84.68
	7	0.00	77.78
	8	0.00	-23.29
Suma apoyos			277.76

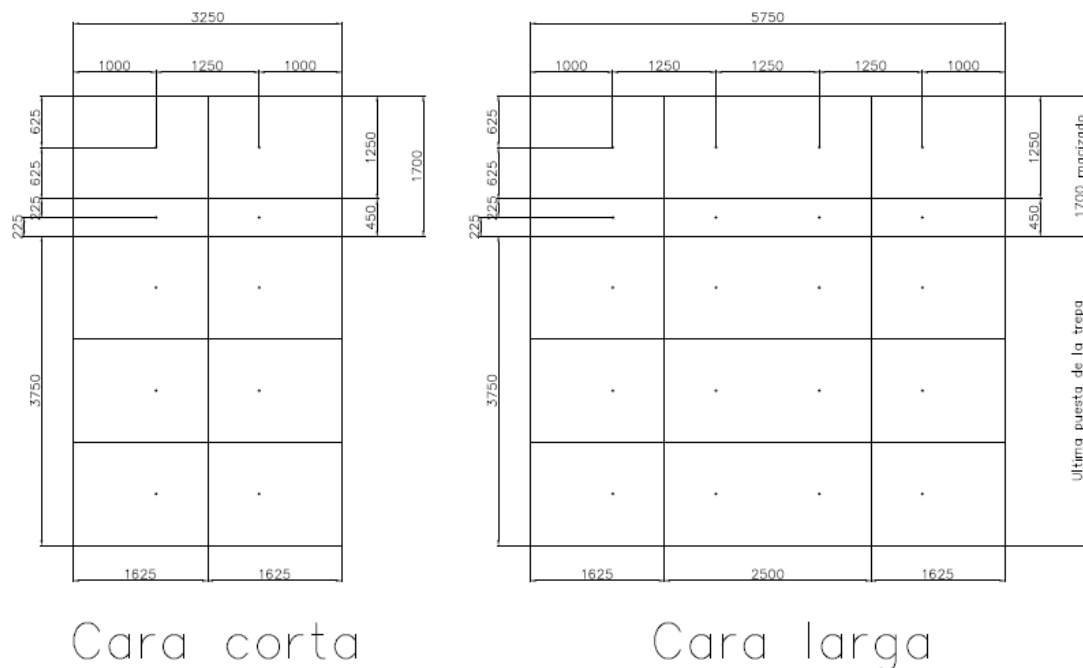


No se alcanzan los momentos, cortantes y deformaciones máximos admisibles en ninguno de los dos conjuntos, ni la tracción máxima en apoyos, que es la tracción máxima admisible en las barras de anclaje.

Queda, por tanto, definido el encofrado de las pilas para la sección hueca, en arranque y trepa. Queda, únicamente, determinar el encofrado para el macizado superior, de 1,70 m de altura.

### 3.2.4.4 Encofrado de macizado.

La definición de este encofrado es trivial, pues la presión máxima de hormigonado que se alcanza es de 42,5 kN dada su escasa altura, y además no es necesario, obviamente, un encofrado interior. Para la comprobación del encofrado primero veamos la huella en el paramento que deseamos.



La suma de las anchuras de los tableros debe ser de 1,70 m para completar la altura de hormigonado. Dentro de la libertad restringida que tenemos para elegir la distribución de juntas, se decide colocar el tablero estrecho en la parte inferior, porque de ese modo el reparto de la reacción de los apoyos de las vigas es más equitativo entre los dos rieles.

Si simplemente asumimos la misma distribución de vigas de madera y anclajes a dos caras que en el encofrado exterior del fuste hueco, y las alturas de rieles para la huella en el paramento que podemos ver en la imagen anterior, el encofrado será válido si la carga lineal en el riel es inferior a la empleada para el cálculo de los rieles del encofrado del fuste. *Nota: como la presión es menor, podríamos optar por una separación mayor de vigas, pero en un reparto uniforme con 31,3 cm de distancia, que sería la separación posible, las vigas interfieren con la posición de los orificios de los anclajes, por lo que desechamos esta posibilidad. Además, si la distancia entre vigas no se modifica eliminamos un factor de riesgo de error en el montaje.*

Comprobemos la viga de 1,80 sometida a la presión de hormigonado, que en este caso será hidrostática, la máxima posible.

Características:							Long.total: 180.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm <sup>4</sup> ]		Modulo E [kN/cm <sup>2</sup> ]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes	
27.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
85.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
67.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	

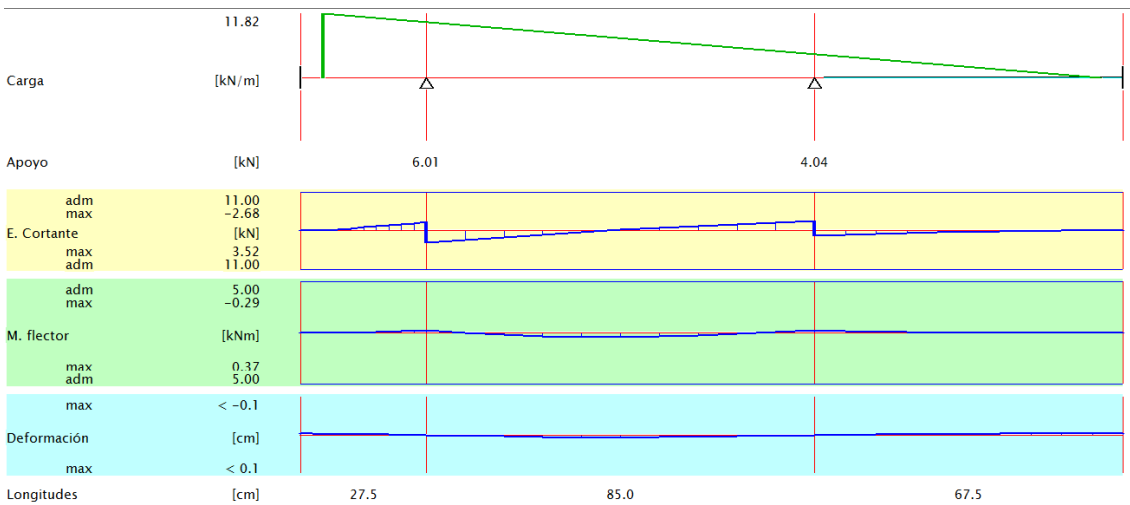
Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Nudo		

Cargas activas:					
P.de hormigón [kN/m <sup>2</sup> ]	P [kN/m <sup>2</sup> ]	e [cm]	a [cm]	b [cm]	c [cm]
	42.5	27.8	5.0	0.0	170.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.00	0.000	0.00	-0.00	0
	1	-0.00	0.000	0.00	0.00	0
	2	-0.00	0.000	-0.00	-0.06	0
	3	-0.00	0.000	-0.01	-0.38	3
	4	-0.00	0.000	-0.02	-0.70	6
	5	-0.00	0.000	-0.04	-1.01	9
	6	-0.00	0.000	-0.08	-1.31	11
	7	-0.00	0.000	-0.12	-1.61	14
	8	-0.00	0.000	-0.17	-1.91	17
	9	-0.00	0.000	-0.22	-2.20	19
2	10	0.00	0.000	-0.29	-2.48	22
	0	0.00	0.000	-0.29	3.52	32
	1	0.00	0.000	-0.02	2.68	24
	2	0.00	0.000	0.17	1.88	17
	3	0.00	0.000	0.30	1.14	10
	4	0.01	0.000	0.37	0.44	7
	5	0.01	-0.000	0.37	-0.21	7
	6	0.00	-0.000	0.33	-0.80	7
	7	0.00	-0.000	0.24	-1.35	12
	8	0.00	-0.000	0.10	-1.84	16
3	9	0.00	-0.000	-0.07	-2.29	20
	10	0.00	-0.000	-0.28	-2.68	24
	0	0.00	-0.000	-0.28	1.36	12
	1	-0.00	-0.000	-0.20	1.08	9
	2	-0.00	-0.000	-0.14	0.83	7
	3	-0.00	-0.000	-0.09	0.62	5
	4	-0.00	-0.000	-0.05	0.44	3
	5	-0.00	-0.000	-0.03	0.29	2
	6	-0.00	-0.000	-0.01	0.17	1
	7	-0.00	-0.000	-0.00	0.08	0
8	-0.00	-0.000	-0.00	0.03	0	
9	-0.00	-0.000	-0.00	0.00	0	
10	-0.00	-0.000	-0.00	-0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	6.01
	3	0.00	4.04
<b>Suma apoyos</b>			<b>10.04</b>



La viga no alcanza en ningún momento los momentos, cortantes o deformaciones (1/500) máximos admisibles, por lo tanto la separación elegida para las vigas es adecuada.

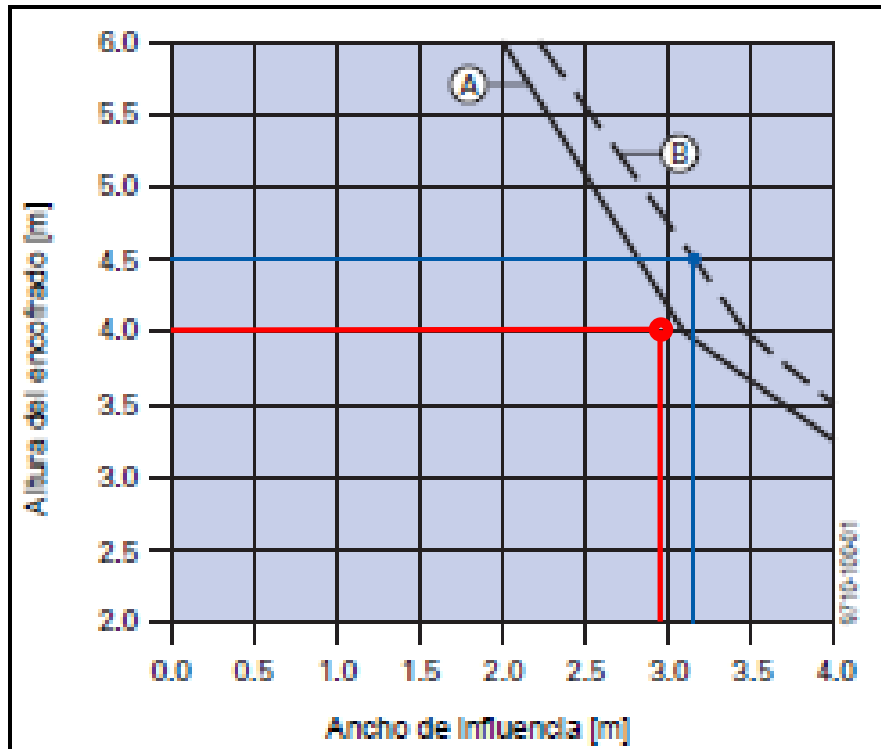
La reacción en los apoyos nos dará la carga que transmite cada viga a los rieles. En este caso nos centraremos en la reacción en el riel inferior, que alcanza el valor más alto, de 6,01 kN, y que, para comodidad de cálculo, traduciremos a carga repartida. Dividiendo entre la separación en cm y multiplicando por 100 cm obtenemos la carga por metro de 21,62 kN/m sobre el riel metálico inferior. Esta carga es muy inferior a la calculada para el caso de altura de tongada de 3,75 m, que era de 66,04 kN/m, por lo que ya no es necesario hacer ninguna comprobación de los rieles.

Se plantea, sin embargo una dificultad que no tiene nada que ver con la resistencia estructural del encofrado, sino con la práctica de la ejecución de la última puesta. Como deseamos que el encofrado del macizado sea a dos caras para que las presiones de hormigonado se absorban en los anclajes y no se transmitan a la trepa, es necesario el paso de barras de anclaje. En el caso de tener solamente el encofrado exterior dichas barras tendrían una longitud, en el caso de las barras en la cara corta, de 7,00 m, y de 4,50 m en la cara larga, lo que dificulta enormemente su colocación, por las dificultades para enfilearlas y por la necesidad de tubos de PVC de gran longitud.

La solución que se propone es la de emplear tuercas soldables soldadas a dos (el número de dos es para garantizar que se transmite la tracción y para evitar la aparición de un momento indeseado) barras corrugadas  $\phi 16$  de forma que las barras y el acoplador quedan perdidos en el hormigón y se puede recuperar la barra de anclaje. De este modo, al desencofrar se extraen las barras de anclaje, desenroscándolas del acoplador soldable, quedando perdidas en el hormigón las barras corrugadas  $\phi 16$  y los acopladores soldables.

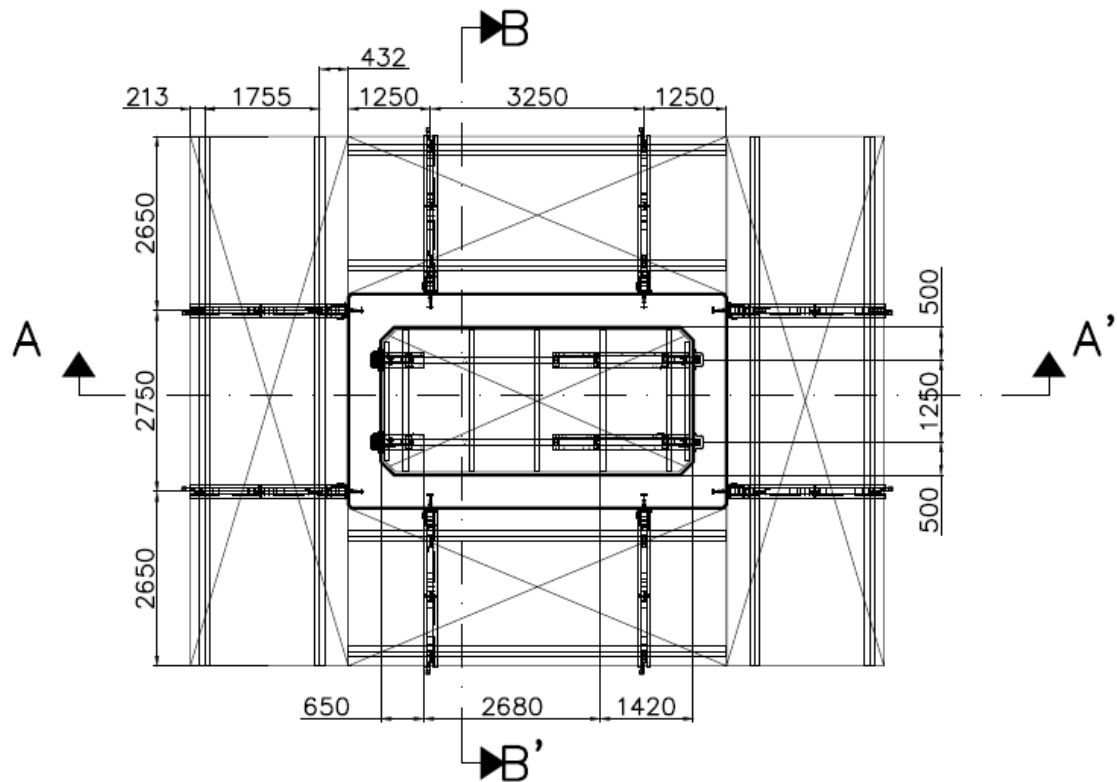
#### **3.2.4.5 Elementos de trepa exterior. Plataformas de trabajo.**

Como ya quedó acreditado en el predimensionamiento del sistema de trepa+encofrado, el encofrado de 4,00 m de altura (viga 3,90 m + 2x0,05 m de tablonés superior e inferior) es compatible con el empleo de una sola pareja de ménsulas en cada cara de la pila.



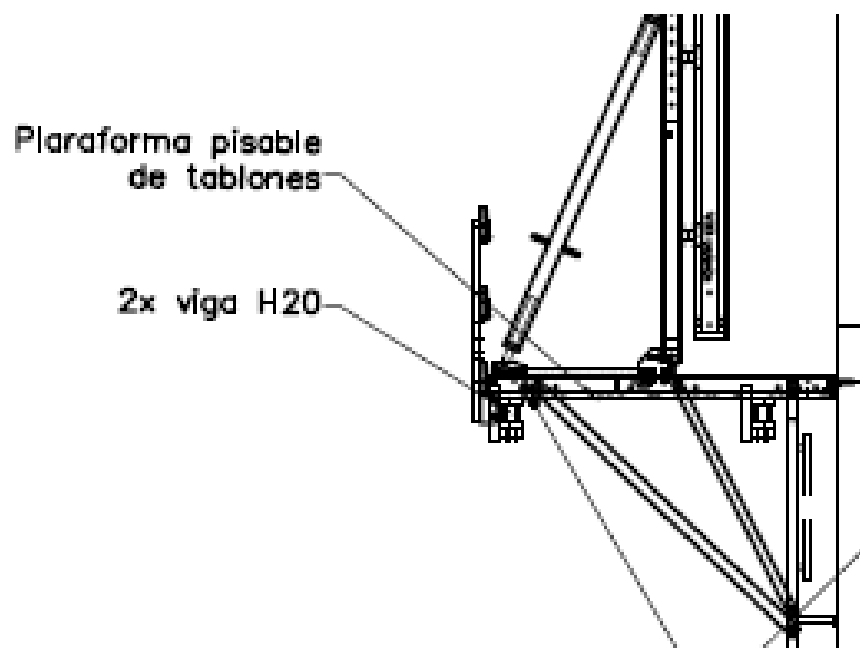
Será necesario ahora definir la separación entre ménsulas, los puntos de suspensión y la configuración de las plataformas de trabajo.

Lógicamente, para conservar la simetría del paramento acabado y para facilitar el equilibrio, conviene colocar las parejas de ménsulas centradas en cada cara. Las plataformas de trabajo deben circundar toda la pila de forma que el tránsito sea cómodo y seguro, con lo que las plataformas de trabajo de dos caras enfrentadas deberán exceder la longitud de la pila en dos anchos de la plataforma. Esto conviene hacerlo en las plataformas de la trepa de las caras cortas, para no hacer crecer en exceso la estructura de la trepa de las caras largas. Si, como regla empírica, aceptamos que, en una viga biapoyada simétrica con carga repartida uniforme, la relación óptima para el comportamiento mecánico entre longitud de viga  $L$  y luz entre apoyos  $L1$  es de  $L \approx 1,8 \times L1$ , tendremos ya prácticamente definida la configuración de puntos de suspensión de las ménsulas. Así, obtenemos la distribución que se puede ver en la siguiente imagen.



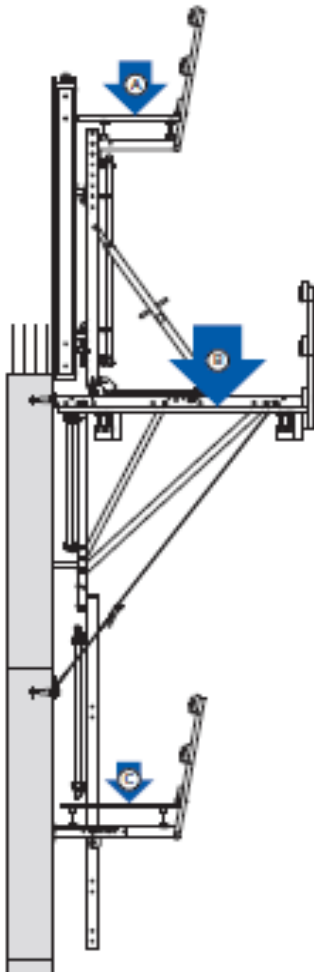
Esta distribución será la que marque la posición de los puntos de suspensión de la ménsula, que se refleja en planos.

Las ménsulas de trepa tienen unos perfiles pensados para alojar las vigas principales de las plataformas de trabajo, tal como se indica en la siguiente figura. Sobre estos perfiles o vigas principales se colocan, biapoyados, tablonos de 5 cm de espesor, que forman la superficie pisable. También es posible emplear otras opciones, como tramex o similar, pero en este caso optamos por los tablonos.





Habremos de comprobar la resistencia de los tabloneros y de la viga sobre la que se apoyan éstos. La carga a que están sometidos (véase el capítulo de bases de cálculo, acciones) viene definida por la norma:



	Tipo de plataforma (EN 12812)	Valor característico de la carga (EN 12812)
A	Plataforma de hormigonado	1,5 kN/m <sup>2</sup>
B	Plataforma principal	3,0 kN/m <sup>2</sup>
C	Plataforma de recuperación de conos	0,75 kN/m <sup>2</sup>

*Valores característicos de la carga sobre plataformas de trabajo para una configuración típica de equipo de trepa con grúa (imagen DOKA y elaboración propia)*

Así, con la distribución de apoyos que se puede ver en la distribución de ménsulas y las cargas que prescribe la norma para la plataforma principal (B), con tabloneros tumbados de 20x5 cm, tendremos, con una carga de 3kN/m<sup>2</sup> aplicada en 20 cm de anchura de tablón, 0,6 kN/m:

Características:							Long.tot: 240.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
21.3	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		
175.5	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		
43.2	208 Tablón 20/5 B/H	1000	6.00	0.83	10		

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	

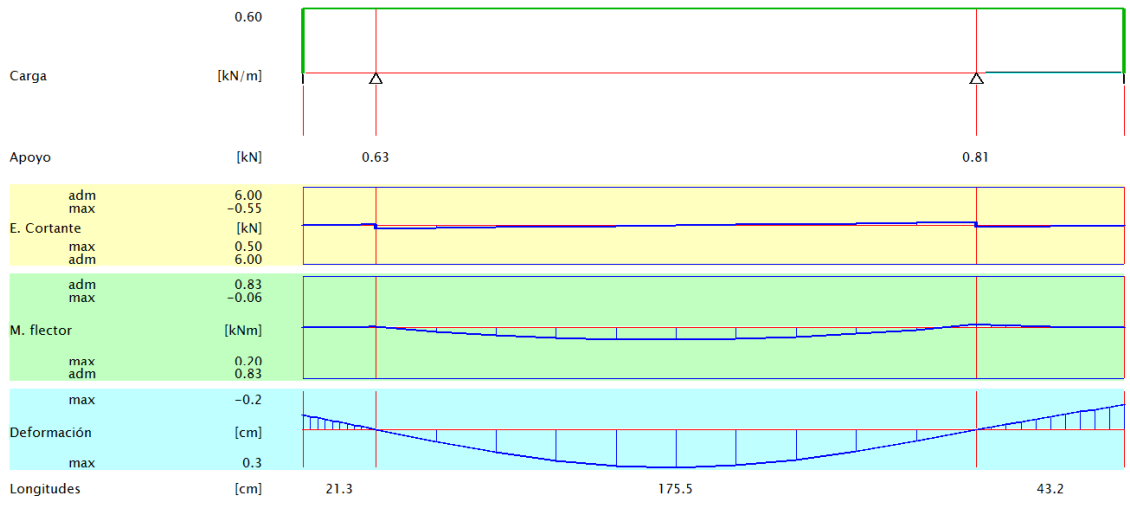
Cargas activas:

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	0.60	0.60	0.0	240.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	-0.11	0.005	0.00	0.00	0
	1	-0.10	0.005	-0.00	-0.01	0
	2	-0.09	0.005	-0.00	-0.03	0
	3	-0.08	0.005	-0.00	-0.04	0
	4	-0.07	0.005	-0.00	-0.05	0
	5	-0.06	0.005	-0.00	-0.06	1
	6	-0.05	0.005	-0.00	-0.08	1
	7	-0.03	0.005	-0.01	-0.09	1
	8	-0.02	0.005	-0.01	-0.10	1
	9	-0.01	0.005	-0.01	-0.12	1
2	10	0.00	0.005	-0.01	-0.13	2
	0	0.00	0.005	-0.01	0.50	8
	1	0.09	0.005	0.07	0.40	7
	2	0.18	0.004	0.13	0.29	15
	3	0.24	0.003	0.17	0.19	20
	4	0.28	0.001	0.19	0.08	23
	5	0.29	-0.000	0.20	-0.02	23
	6	0.27	-0.002	0.18	-0.13	22
	7	0.23	-0.003	0.15	-0.23	18
	8	0.17	-0.004	0.10	-0.34	12
3	9	0.08	-0.005	0.03	-0.45	7
	10	0.00	-0.005	-0.06	-0.55	9
	0	0.00	-0.005	-0.06	0.26	6
	1	-0.02	-0.005	-0.05	0.23	5
	2	-0.04	-0.005	-0.04	0.21	4
	3	-0.06	-0.004	-0.03	0.18	3
	4	-0.08	-0.004	-0.02	0.16	2
	5	-0.10	-0.004	-0.01	0.13	2
	6	-0.12	-0.004	-0.01	0.10	1
	7	-0.14	-0.004	-0.01	0.08	1
8	-0.15	-0.004	-0.00	0.05	0	
9	-0.17	-0.004	-0.00	0.03	0	
10	-0.19	-0.004	0.00	-0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	0.63
	3	0.00	0.81
Suma apoyos			1.44



Con lo que vemos que no se superan ni cortantes ni momentos máximos admisibles, teniendo una flecha de 1 mm, compatible.

La reacción en el apoyo máxima, de 0,81 kN, con 5 tablones por metro, nos dará la carga repartida que deberá soportar la viga sobre la que se apoyan los tablones, que será de 4,05 kN/m.

Tomamos en primer lugar la pareja de ménsulas de la cara larga y se propone emplear doble viga de madera H20, idéntica a las empleadas en el encofrado. Aplicando la mencionada carga y con la distribución de las ménsulas vista en la imagen, comprobamos su resistencia.

Características:

Lonq.total: 575.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
125.0	9000 Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10
325.0	9000 Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10
125.0	9000 Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	

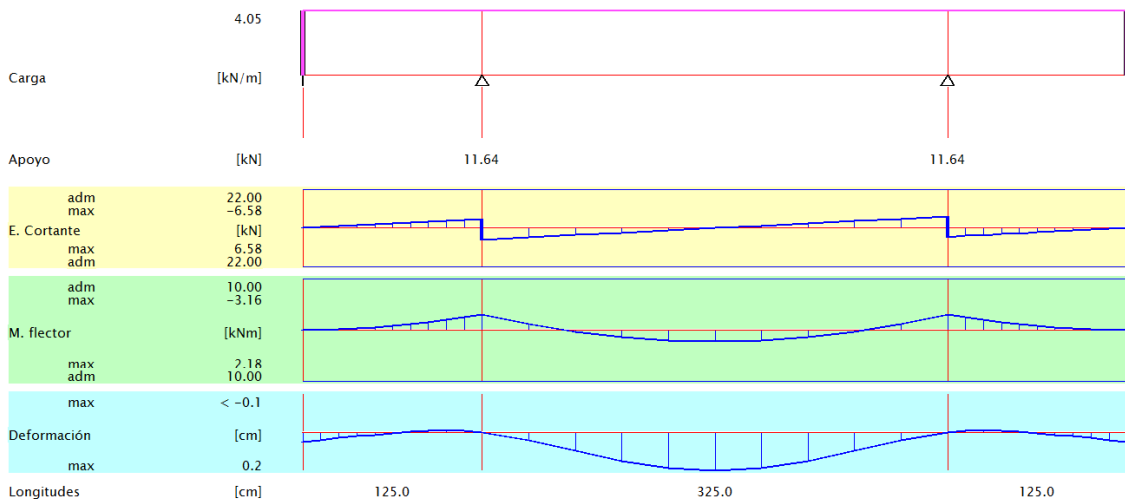
Cargas activas:

Carga repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	4.05	4.05	0.0	575.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.05	-0.001	0.00	-0.00	0
	1	0.04	-0.001	-0.03	-0.51	2
	2	0.03	-0.001	-0.13	-1.01	4
	3	0.02	-0.001	-0.28	-1.52	6
	4	0.01	-0.001	-0.51	-2.03	9
	5	0.00	-0.001	-0.79	-2.53	11
	6	-0.00	-0.000	-1.14	-3.04	13
	7	-0.01	-0.000	-1.55	-3.54	16
	8	-0.01	0.000	-2.03	-4.05	20
	9	-0.01	0.000	-2.56	-4.56	25
2	10	0.00	0.001	-3.16	-5.06	31
	0	0.00	0.001	-3.16	6.58	31
	1	0.04	0.002	-1.24	5.26	23
	2	0.09	0.002	0.26	3.95	17
	3	0.14	0.001	1.33	2.63	13
	4	0.18	0.001	1.97	1.32	19
	5	0.19	0.000	2.18	0.00	21
	6	0.18	-0.001	1.97	-1.32	19
	7	0.14	-0.001	1.33	-2.63	13
	8	0.09	-0.002	0.26	-3.95	17
3	9	0.04	-0.002	-1.24	-5.26	23
	10	0.00	-0.001	-3.16	-6.58	31
	0	0.00	-0.001	-3.16	5.06	31
	1	-0.01	-0.000	-2.56	4.56	25
	2	-0.01	-0.000	-2.03	4.05	20
	3	-0.01	0.000	-1.55	3.54	16
	4	-0.00	0.000	-1.14	3.04	13
	5	0.00	0.001	-0.79	2.53	11
	6	0.01	0.001	-0.51	2.03	9
	7	0.02	0.001	-0.28	1.52	6
8	0.03	0.001	-0.13	1.01	4	
9	0.04	0.001	-0.03	0.51	2	
10	0.05	0.001	0.00	-0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	11.64
	3	0.00	11.64

Suma apoyos 23.29



La solución es, por tanto, válida.

Realizaremos la misma comprobación para la pareja de ménsulas del lado corto, en las que la plataforma de trabajo tiene un voladizo mayor, con la propuesta de emplear doble viga de madera H20, al igual que en la trepa del lado largo.

Características:							Longq.total: 805.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]		Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes	
265.0	9000	Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10	
275.0	9000	Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10	
265.0	9000	Doka H 20 II	1000	22.00	10.00	10	

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	

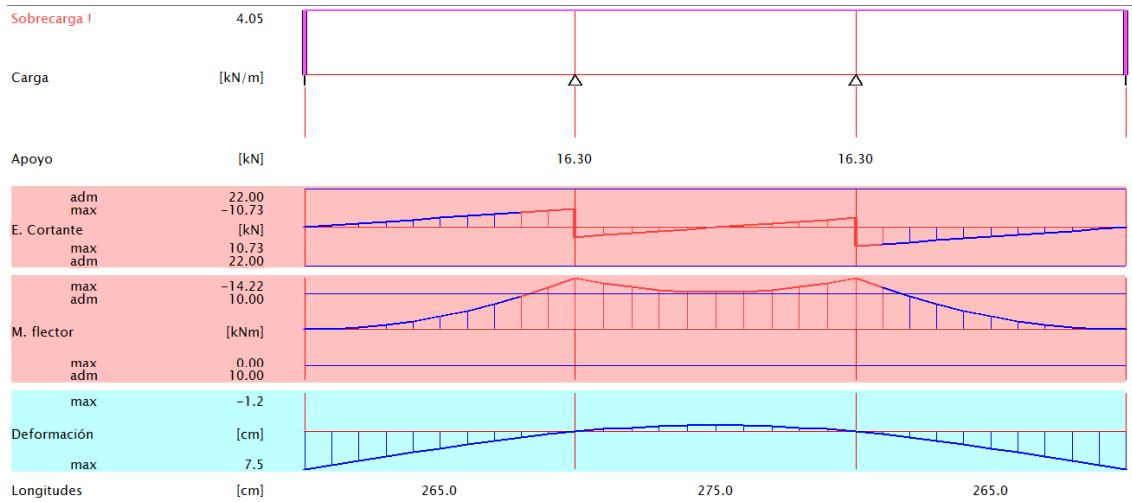
Cargas activas:

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	4.05	4.05	0.0	805.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	7.50	-0.032	0.00	0.00	0
	1	6.66	-0.032	-0.14	-1.07	4
	2	5.81	-0.032	-0.57	-2.15	9
	3	4.98	-0.031	-1.28	-3.22	14
	4	4.15	-0.031	-2.28	-4.29	22
	5	3.34	-0.030	-3.56	-5.37	35
	6	2.56	-0.029	-5.12	-6.44	51
	7	1.82	-0.027	-6.97	-7.51	69
	8	1.14	-0.025	-9.10	-8.59	91
	9	0.52	-0.022	-11.52	-9.66	-> 115
	10	0.00	-0.018	-14.22	-10.73	-> 142
2	0	0.00	-0.018	-14.22	5.57	-> 142
	1	-0.43	-0.014	-12.84	4.46	-> 128
	2	-0.76	-0.010	-11.77	3.34	-> 117
	3	-0.98	-0.006	-11.00	2.23	-> 110
	4	-1.11	-0.003	-10.55	1.11	-> 105
	5	-1.16	-0.000	-10.39	-0.00	-> 103
	6	-1.11	0.003	-10.55	-1.11	-> 105
	7	-0.98	0.006	-11.00	-2.23	-> 110
	8	-0.76	0.010	-11.77	-3.34	-> 117
	9	-0.43	0.014	-12.84	-4.46	-> 128
	10	0.00	0.018	-14.22	-5.57	-> 142
3	0	0.00	0.018	-14.22	10.73	-> 142
	1	0.52	0.022	-11.52	9.66	-> 115
	2	1.14	0.025	-9.10	8.59	91
	3	1.82	0.027	-6.97	7.51	69
	4	2.56	0.029	-5.12	6.44	51
	5	3.34	0.030	-3.56	5.37	35
	6	4.15	0.031	-2.28	4.29	22
	7	4.98	0.031	-1.28	3.22	14
	8	5.81	0.032	-0.57	2.15	9
	9	6.66	0.032	-0.14	1.07	4
	10	7.50	0.032	-0.00	0.00	0

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	16.30
	3	0.00	16.30

Suma apoyos 32.60



Se supera el máximo momento admisible y la flecha en el extremo es excesiva. Por lo tanto, tendremos que cambiar la solución. Se propone emplear un UPN200 de canto, para soportar los esfuerzos de la flexión, junto con una viga de madera H20 para fijar los tablonos con tornillos, aunque no la tendremos en cuenta en los cálculos. Así tendremos:

Características:							Lonq.total: 805.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm <sup>4</sup> ]	Modulo E [kN/cm <sup>2</sup> ]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
265.0	1910 U 200	21000	119.22	27.70	10		
275.0	1910 U 200	21000	119.22	27.70	10		
265.0	1910 U 200	21000	119.22	27.70	10		

Condición de apoyo:

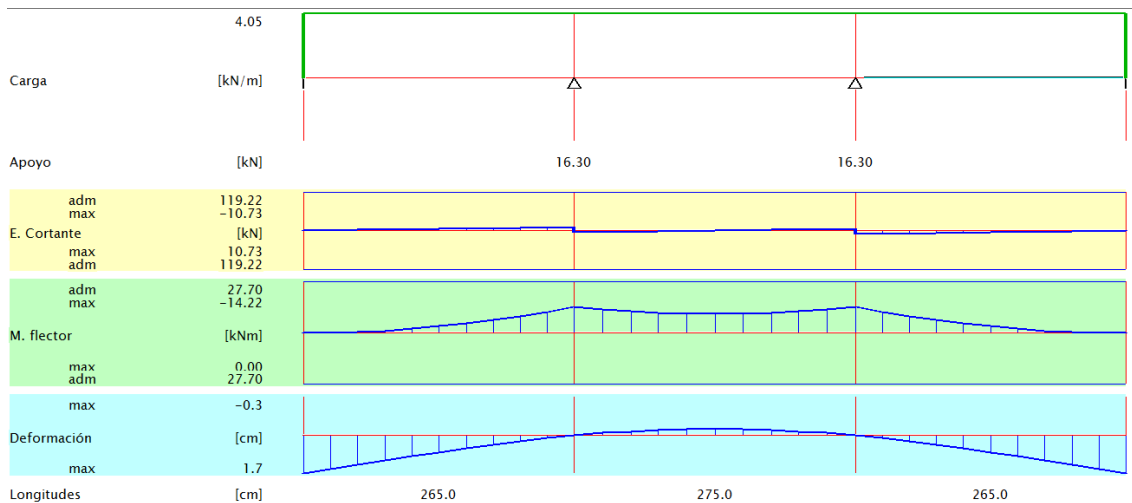
nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Nudo	

Carqas activas:

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	4.05	4.05	0.0	805.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	1.68	-0.007	0.00	0.00	0
	1	1.49	-0.007	-0.14	-1.07	0
	2	1.30	-0.007	-0.57	-2.15	2
	3	1.12	-0.007	-1.28	-3.22	4
	4	0.93	-0.007	-2.28	-4.29	8
	5	0.75	-0.007	-3.56	-5.37	12
	6	0.58	-0.006	-5.12	-6.44	18
	7	0.41	-0.006	-6.97	-7.51	25
	8	0.26	-0.006	-9.10	-8.59	32
	9	0.12	-0.005	-11.52	-9.66	41
2	10	0.00	-0.004	-14.22	-10.73	51
	0	0.00	-0.004	-14.22	5.57	51
	1	-0.10	-0.003	-12.84	4.46	46
	2	-0.17	-0.002	-11.77	3.34	42
	3	-0.22	-0.001	-11.00	2.23	39
	4	-0.25	-0.001	-10.55	1.11	38
	5	-0.26	-0.000	-10.39	-0.00	37
	6	-0.25	0.001	-10.55	-1.11	38
	7	-0.22	0.001	-11.00	-2.23	39
	8	-0.17	0.002	-11.77	-3.34	42
3	9	-0.10	0.003	-12.84	-4.46	46
	10	0.00	0.004	-14.22	-5.57	51
	0	0.00	0.004	-14.22	10.73	51
	1	0.12	0.005	-11.52	9.66	41
	2	0.26	0.006	-9.10	8.59	32
	3	0.41	0.006	-6.97	7.51	25
	4	0.58	0.006	-5.12	6.44	18
	5	0.75	0.007	-3.56	5.37	12
	6	0.93	0.007	-2.28	4.29	8
	7	1.12	0.007	-1.28	3.22	4
8	1.30	0.007	-0.57	2.15	2	
9	1.49	0.007	-0.14	1.07	0	
10	1.68	0.007	0.00	0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	16.30
	3	0.00	16.30
<b>Suma apoyos</b>			<b>32.60</b>

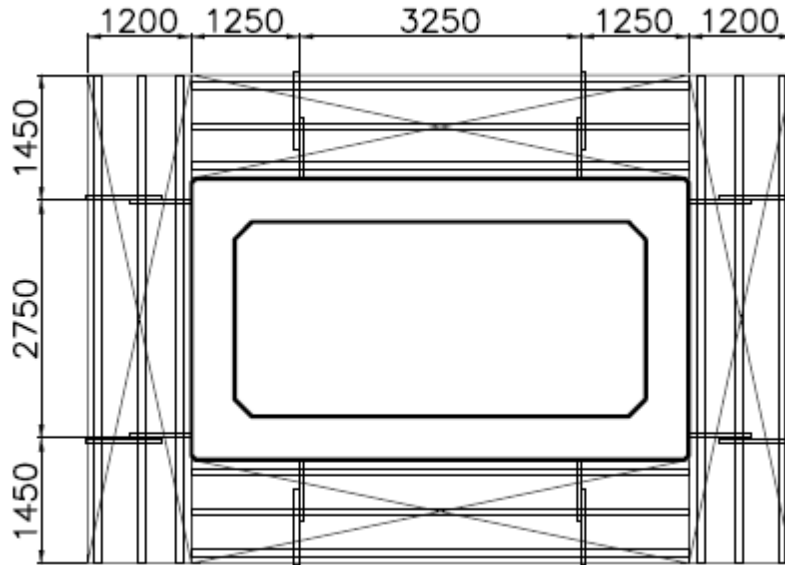


En este caso ya se soportan los esfuerzos, por tanto es la opción elegida.

Cabe a continuación definir y comprobar la configuración de la plataforma suspendida para la recuperación de conos. Elegiremos, dada la pequeña carga que debe



soportar, de  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , y la escasa anchura, montar tablero de 27 mm sobre 3 vigas H20. La distribución será la que se puede ver en la siguiente imagen.



Con estas dimensiones la viga central será la más cargada, con una carga de  $0,75 \text{ kN/m}$ . Comprobamos la del lado corto de la pila en primer lugar.

Características:							Longq.total: 565.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
145.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
275.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
145.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		

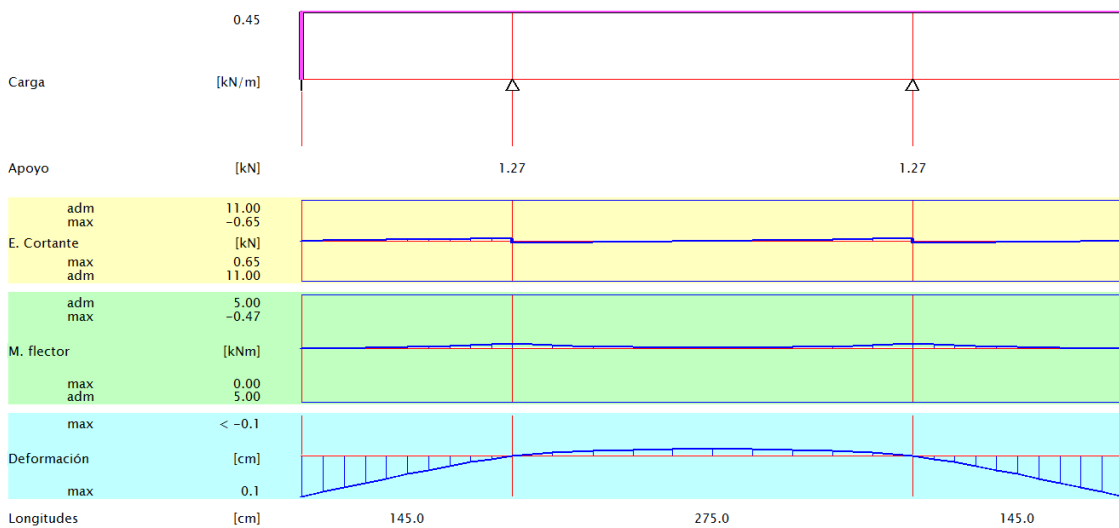
Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Nudo		

Cargas activas:				
Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	0.45	0.45	0.0	565.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.14	-0.001	0.00	0.00	0
	1	0.12	-0.001	-0.00	-0.07	0
	2	0.11	-0.001	-0.02	-0.13	1
	3	0.09	-0.001	-0.04	-0.20	1
	4	0.08	-0.001	-0.08	-0.26	2
	5	0.06	-0.001	-0.12	-0.33	2
	6	0.05	-0.001	-0.17	-0.39	3
	7	0.03	-0.001	-0.23	-0.46	4
	8	0.02	-0.001	-0.30	-0.52	6
	9	0.01	-0.001	-0.38	-0.59	7
2	10	0.00	-0.001	-0.47	-0.65	9
	0	0.00	-0.001	-0.47	0.62	9
	1	-0.01	-0.000	-0.32	0.50	6
	2	-0.02	-0.000	-0.20	0.37	4
	3	-0.02	-0.000	-0.12	0.25	2
	4	-0.02	-0.000	-0.06	0.12	1
	5	-0.02	-0.000	-0.05	-0.00	0
	6	-0.02	0.000	-0.06	-0.12	1
	7	-0.02	0.000	-0.12	-0.25	2
	8	-0.02	0.000	-0.20	-0.37	4
3	9	-0.01	0.000	-0.32	-0.50	6
	10	0.00	0.001	-0.47	-0.62	9
	0	0.00	0.001	-0.47	0.65	9
	1	0.01	0.001	-0.38	0.59	7
	2	0.02	0.001	-0.30	0.52	6
	3	0.03	0.001	-0.23	0.46	4
	4	0.05	0.001	-0.17	0.39	3
	5	0.06	0.001	-0.12	0.33	2
	6	0.08	0.001	-0.08	0.26	2
	7	0.09	0.001	-0.04	0.20	1
8	0.11	0.001	-0.02	0.13	1	
9	0.12	0.001	-0.00	0.07	0	
10	0.14	0.001	-0.00	-0.00	0	

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	1.27
	3	0.00	1.27
<b>Suma apoyos</b>			<b>2.54</b>



Vemos que la viga resiste.

Y a continuación la del lado largo.

Características:							Longq.total: 575.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
325.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		

Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Nudo		

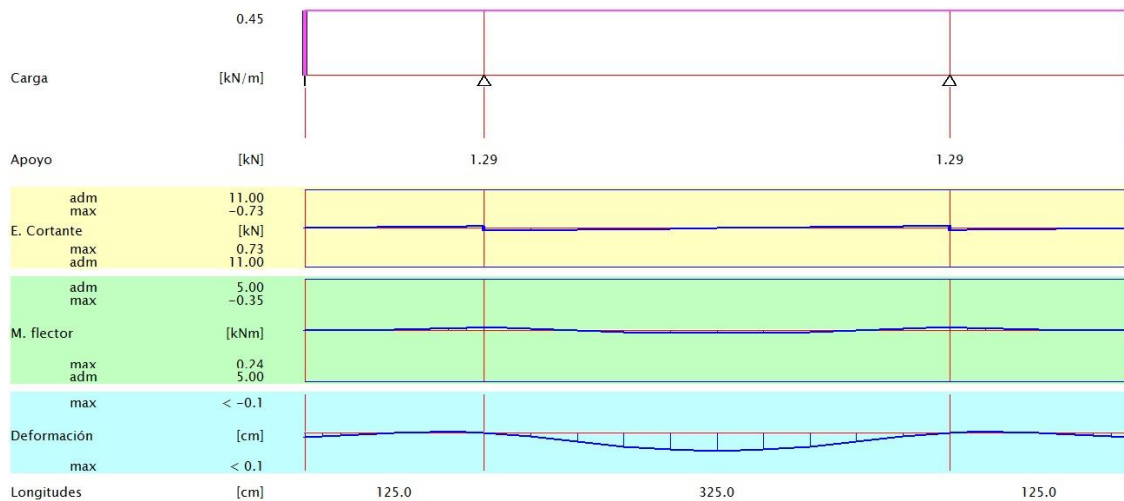
Carqas activas:				
Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	0.45	0.45	0.0	575.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.01	-0.000	0.00	-0.00	0
	1	0.01	-0.000	-0.00	-0.06	0
	2	0.01	-0.000	-0.01	-0.11	1
	3	0.00	-0.000	-0.03	-0.17	1
	4	0.00	-0.000	-0.06	-0.22	2
	5	0.00	-0.000	-0.09	-0.28	2
	6	-0.00	-0.000	-0.13	-0.34	3
	7	-0.00	-0.000	-0.17	-0.39	3
	8	-0.00	0.000	-0.22	-0.45	4
	9	-0.00	0.000	-0.28	-0.51	5
2	10	0.00	0.000	-0.35	-0.56	7
	0	0.00	0.000	-0.35	0.73	7
	1	0.01	0.000	-0.14	0.58	5
	2	0.02	0.000	0.03	0.44	3
	3	0.03	0.000	0.15	0.29	2
	4	0.04	0.000	0.22	0.15	4
	5	0.04	0.000	0.24	0.00	4
	6	0.04	-0.000	0.22	-0.15	4
	7	0.03	-0.000	0.15	-0.29	2
	8	0.02	-0.000	0.03	-0.44	3
3	9	0.01	-0.000	-0.14	-0.58	5
	10	0.00	-0.000	-0.35	-0.73	7
	0	0.00	-0.000	-0.35	0.56	7
	1	-0.00	-0.000	-0.28	0.51	5
	2	-0.00	-0.000	-0.22	0.45	4
	3	-0.00	0.000	-0.17	0.39	3
	4	-0.00	0.000	-0.13	0.34	3
	5	0.00	0.000	-0.09	0.28	2
	6	0.00	0.000	-0.06	0.22	2
	7	0.00	0.000	-0.03	0.17	1
8	0.01	0.000	-0.01	0.11	1	
9	0.01	0.000	-0.00	0.06	0	
10	0.01	0.000	0.00	-0.00	0	

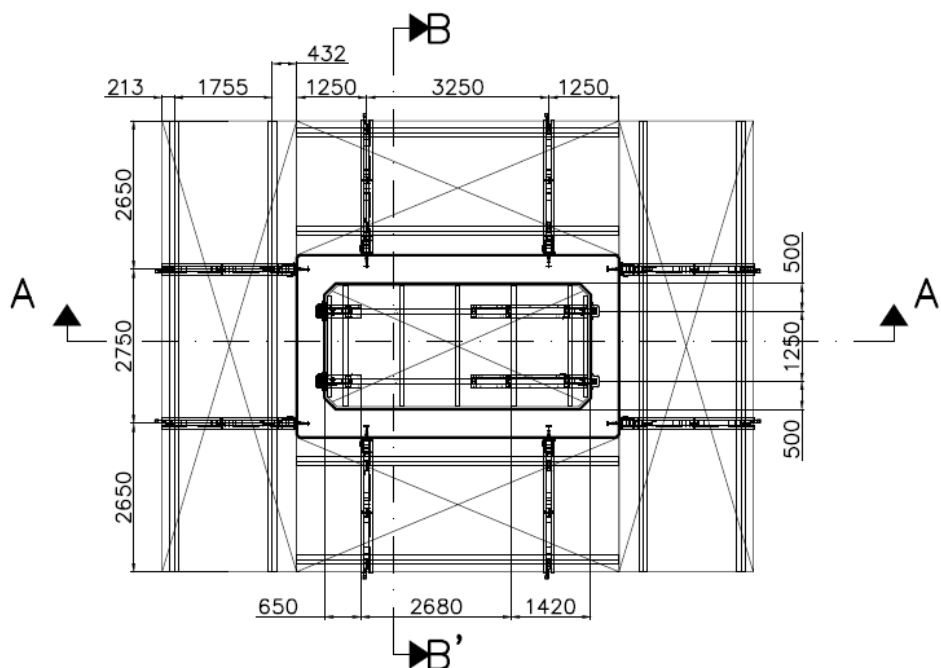
Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	1.29
	3	0.00	1.29
Suma apoyos			2.59



Por lo tanto la opción propuesta es válida y queda totalmente definida la configuración de las ménsulas de trepa. No se comprueba la plataforma de hormigonado, pues se soluciona con tabloncillos sobre ménsulas y en los catálogos el fabricante da indicaciones para la correcta colocación. Pero el procedimiento sería análogo al empleado hasta ahora.

### 3.2.4.6 Elementos de trepa interior. Vigas de madera y viga telescópica de trepa.

Para realizar la trepa interior emplearemos una viga de trepa interior telescópica compuesta por tramos de doble UPN140 y tramos de IPN200, con trinquete o basculante, de modo que no sea necesario colocar una plataforma suspendida para la recuperación de los conos. La distribución de las mismas la vemos en esta vista en planta.



Sobre las vigas de trepa interior colocaremos, para la plataforma de trabajo, vigas de madera H20, que soportarán tablonos de 5 cm de espesor, que conformarán el suelo pisable de la plataforma.

Al igual que para la plataforma de trabajo principal de las ménsulas de trepa, tomaremos para el cálculo una carga repartida de 3 kN/m<sup>2</sup>, pero además ahora tendremos que tener en cuenta el peso del encofrado, que descansa sobre la plataforma. Para el encofrado tomamos un peso propio de encofrado. El valor habitual de peso propio para el encofrado de vigas es de 0,5 kN/m<sup>2</sup>, pero en este caso aumentamos el peso por el empleo de madera adicional en la formación de la esquina.

No será necesario comprobar los tablonos de 5 cm, pues la carga es la misma que en el caso de las plataformas de trabajo de las ménsulas de trepa, con una luz entre apoyos mucho menor, tan solo de un metro.

Comprobemos las vigas de madera colocadas cada metro, con una carga lineal, con intereje de 1,00 m, de 3 kN/m, y una carga puntual próxima al extremo de 2,4 kN, proveniente del peso propio del encofrado de 4 m de altura. Obtenemos los siguientes resultados.

Características:							Lonq.total: 215.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
5.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
40.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
125.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
40.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
5.0	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Nudo	
3	Apoyo fijo	
4	Apoyo fijo	
5	Nudo	
6	Nudo	

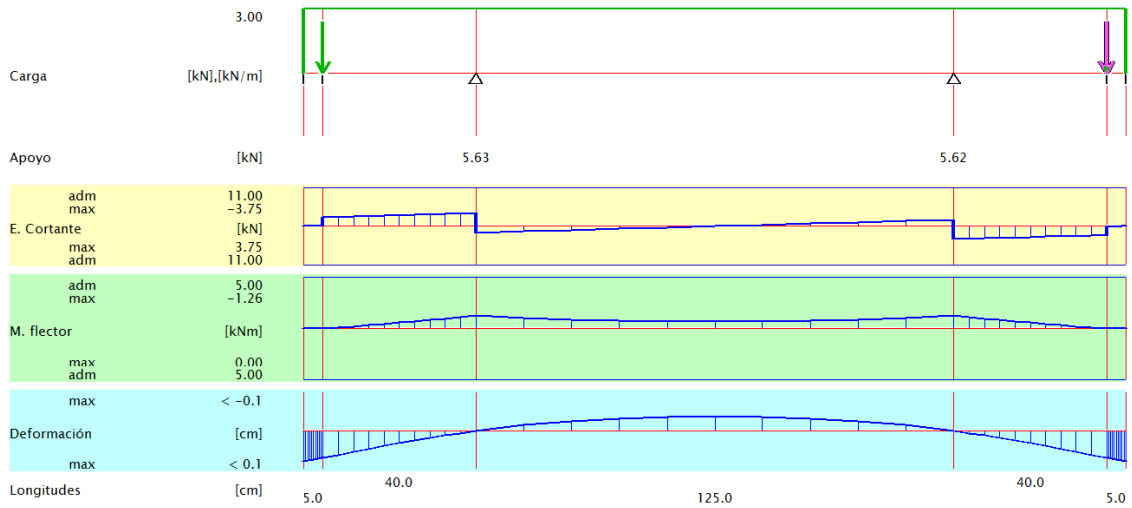
Cargas activas:

Carqa,Momento	Carqa [kN]	Momento [kNm]	Distancia [cm]
	2.40	0.00	5.0
	2.40	0.00	210.0

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	3.00	3.00	0.0	215.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.07	-0.002	-0.00	0.00	0
	1	0.07	-0.002	-0.00	-0.01	0
	2	0.07	-0.002	-0.00	-0.03	0
	3	0.07	-0.002	-0.00	-0.04	0
	4	0.07	-0.002	-0.00	-0.06	0
	5	0.07	-0.002	-0.00	-0.07	0
	6	0.07	-0.002	-0.00	-0.09	0
	7	0.07	-0.002	-0.00	-0.10	0
	8	0.06	-0.002	-0.00	-0.12	1
	9	0.06	-0.002	-0.00	-0.13	1
2	10	0.06	-0.002	-0.00	-0.15	1
	0	0.06	-0.002	-0.00	-2.55	23
	1	0.06	-0.002	-0.11	-2.67	24
	2	0.05	-0.002	-0.22	-2.79	25
	3	0.04	-0.002	-0.33	-2.91	26
	4	0.04	-0.002	-0.45	-3.03	27
	5	0.03	-0.002	-0.57	-3.15	28
	6	0.02	-0.002	-0.70	-3.27	29
	7	0.02	-0.001	-0.84	-3.39	30
	8	0.01	-0.001	-0.97	-3.51	31
3	9	0.01	-0.001	-1.12	-3.63	33
	10	0.00	-0.001	-1.26	-3.75	34
	0	0.00	-0.001	-1.26	1.88	25
	1	-0.01	-0.001	-1.05	1.50	21
	2	-0.02	-0.001	-0.89	1.13	17
	3	-0.03	-0.000	-0.77	0.75	15
	4	-0.03	-0.000	-0.70	0.38	14
	5	-0.03	0.000	-0.68	0.00	13
	6	-0.03	0.000	-0.70	-0.37	14
	7	-0.03	0.000	-0.77	-0.75	15
4	8	-0.02	0.001	-0.89	-1.12	17
	9	-0.01	0.001	-1.05	-1.50	21
	10	0.00	0.001	-1.26	-1.87	25
	0	0.00	0.001	-1.26	3.75	34
	1	0.01	0.001	-1.12	3.63	32
	2	0.01	0.001	-0.97	3.51	31
	3	0.02	0.001	-0.84	3.39	30
	4	0.02	0.002	-0.70	3.27	29
	5	0.03	0.002	-0.57	3.15	28
	6	0.04	0.002	-0.45	3.03	27
5	7	0.04	0.002	-0.33	2.91	26
	8	0.05	0.002	-0.22	2.79	25
	9	0.06	0.002	-0.11	2.67	24
	10	0.06	0.002	-0.00	2.55	23
	0	0.06	0.002	-0.00	0.15	1
	1	0.06	0.002	-0.00	0.13	1
	2	0.06	0.002	-0.00	0.12	1
	3	0.07	0.002	-0.00	0.10	0
	4	0.07	0.002	-0.00	0.09	0
	5	0.07	0.002	-0.00	0.07	0
Reacción en apoyos	6	0.07	0.002	-0.00	0.06	0
	7	0.07	0.002	-0.00	0.04	0
	8	0.07	0.002	-0.00	0.03	0
	9	0.07	0.002	-0.00	0.01	0
	10	0.07	0.002	-0.00	0.00	0
			Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]	
			3	0.00	5.63	
			4	0.00	5.62	
Suma apoyos					11.25	



Con lo que concluimos que la distribución de las vigas H20 es adecuada. La reacción en los apoyos de la viga será la carga que se transmita a la viga de trepa interior, además del peso propio del encofrado del lado corto, que calculamos con el mismo criterio anterior. Así, comprobamos igualmente la viga de trepa interior.

Características:

Long total: 475.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm <sup>4</sup> ]	Modulo E [kN/cm <sup>2</sup> ]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
5.0	1210 Acero 2U 140 IJ	21000	138.22	24.19	10
60.0	1210 Acero 2U 140 IJ	21000	138.22	24.19	10
268.0	2140 I 200	21000	108.36	31.03	10
137.0	1210 Acero 2U 140 IJ	21000	138.22	24.19	10
5.0	1210 Acero 2U 140 IJ	21000	138.22	24.19	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Apoyo fijo	
2	Nudo	
3	Nudo	
4	Nudo	
5	Nudo	
6	Apoyo fijo	

Carqas activas:

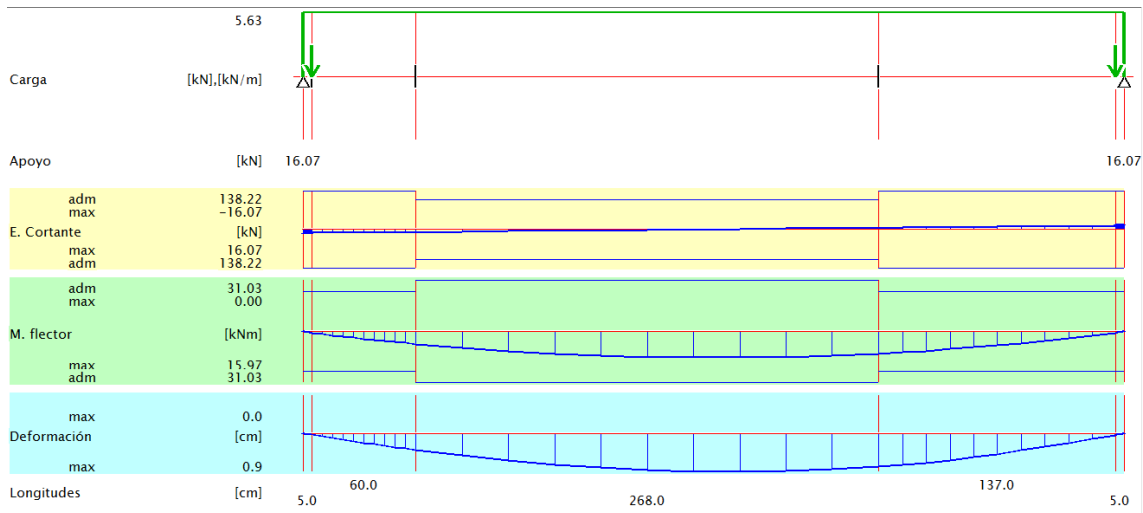
Carqa,Momento	Carqa [kN]	Momento [kNm]	Distancia [cm]
	2.70	0.00	5.0
	2.70	0.00	470.0

Carqa repartida	Izda. [kN/m]	Dcha. [kN/m]	Distancia [cm]	Longitud [cm]
	5.63	5.63	0.0	475.0



Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.00	0.006	0.00	16.07	11
	1	0.00	0.006	0.08	16.04	11
	2	0.01	0.006	0.16	16.01	11
	3	0.01	0.006	0.24	15.99	11
	4	0.01	0.006	0.32	15.96	11
	5	0.02	0.006	0.40	15.93	11
	6	0.02	0.006	0.48	15.90	11
	7	0.02	0.006	0.56	15.87	11
	8	0.03	0.006	0.64	15.85	11
	9	0.03	0.006	0.72	15.82	11
2	10	0.03	0.006	0.80	15.79	11
	0	0.03	0.006	0.80	13.09	9
	1	0.07	0.006	1.57	12.75	9
	2	0.11	0.006	2.33	12.41	9
	3	0.15	0.006	3.06	12.08	12
	4	0.18	0.006	3.78	11.74	15
	5	0.22	0.006	4.47	11.40	18
	6	0.26	0.006	5.14	11.06	21
	7	0.29	0.006	5.80	10.73	23
	8	0.33	0.006	6.43	10.39	26
3	9	0.36	0.006	7.04	10.05	29
	10	0.40	0.005	7.64	9.71	31
	0	0.40	0.005	7.64	9.71	24
	1	0.53	0.005	10.04	8.20	32
	2	0.65	0.004	12.03	6.69	38
	3	0.76	0.003	13.63	5.19	43
	4	0.84	0.003	14.81	3.68	47
	5	0.90	0.002	15.60	2.17	50
	6	0.93	0.001	15.97	0.66	51
	7	0.94	-0.000	15.95	-0.85	51
4	8	0.92	-0.001	15.52	-2.36	50
	9	0.87	-0.002	14.68	-3.87	47
	10	0.81	-0.003	13.45	-5.38	43
	0	0.81	-0.003	13.45	-5.38	55
	1	0.76	-0.004	12.66	-6.15	52
	2	0.71	-0.004	11.76	-6.92	48
	3	0.65	-0.005	10.76	-7.69	44
	4	0.58	-0.005	9.65	-8.46	39
	5	0.50	-0.006	8.44	-9.23	34
	6	0.41	-0.006	7.12	-10.00	29
5	7	0.32	-0.007	5.70	-10.78	23
	8	0.23	-0.007	4.17	-11.55	17
	9	0.13	-0.007	2.54	-12.32	10
	10	0.04	-0.007	0.80	-13.09	9
	0	0.04	-0.007	0.80	-15.79	11
	1	0.03	-0.007	0.72	-15.82	11
	2	0.03	-0.007	0.64	-15.85	11
	3	0.03	-0.007	0.56	-15.87	11
	4	0.02	-0.007	0.48	-15.90	11
	5	0.02	-0.007	0.40	-15.93	11
Reacción en apoyos	6	0.01	-0.007	0.32	-15.96	11
	7	0.01	-0.007	0.24	-15.99	11
	8	0.01	-0.007	0.16	-16.01	11
	9	0.00	-0.007	0.08	-16.04	11
	10	0.00	-0.007	0.00	-16.07	11
			Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]	
			1	0.00	16.07	
			6	0.00	16.07	
Suma apoyos					32.14	



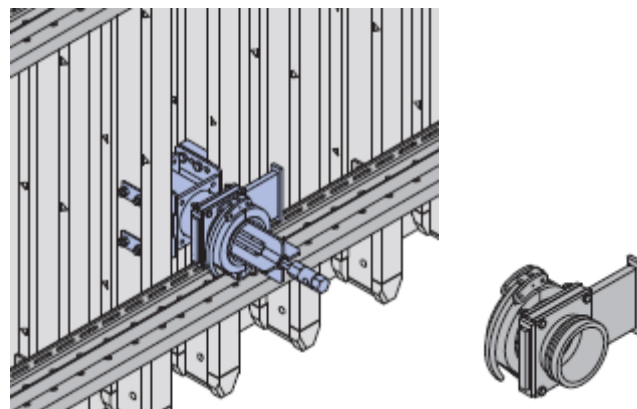
La viga de trepa, por tanto, resiste los esfuerzos y la reacción en los apoyos no supera la máxima carga admisible en los trinquetes o balancines con que va equipada, que es de 40 kN.

Queda, así, definido totalmente el sistema de trepa.

### 3.2.5 Resolución de un cambio en la definición del hormigón y la forma de puesta en obra.

Con la ejecución de la tongada de arranque de la primera pila, se presentan problemas para que el hormigón llene toda la sección, pues hay puntos en las zonas de solape en los que la densidad de las armaduras no permite que el hormigón circule bien, pese a realizar un vibrado adecuado, y se ha dado un punto en que fue necesario realizar una reparación. La dirección de obra toma la decisión de cambiar la definición del hormigón a autocompactante, realizando el vertido por bombeo de abajo hacia arriba, mediante dos boquillas de hormigonado en la parte inferior.

Se nos plantea el problema de comprobar si podemos reutilizar el sistema de encofrado y trepa para este cambio. Aunque la primera modificación consistirá en instalar dos boquillas de hormigonado en el encofrado, con válvula de cierre, como las descritas en la siguiente figura, para conectar la tubería proveniente de la bomba.

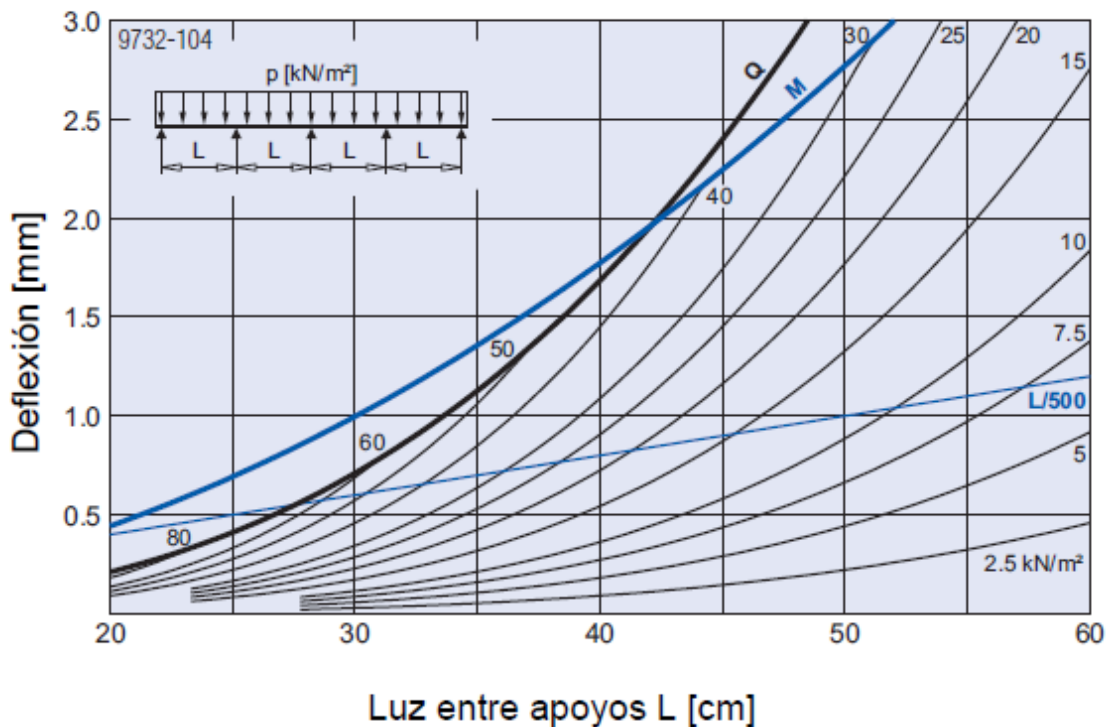


La consecuencia del cambio para el sistema definido estriba fundamentalmente en el incremento de presión de hormigón fresco. Obviamente, el sistema de trepa no se ve afectado por el cambio de definición del hormigón, pues al tratarse de un sistema de encofrado a dos caras, las presiones de hormigonado se absorben en los anclajes del encofrado a dos caras y no afectan al sistema de trepa, ni interior ni exterior. En la trepa no será necesario realizar ninguna modificación.

Como se prevé un vertido de abajo hacia arriba con un sistema de bombeo y boquillas, la presión de hormigonado la deberemos tomar como hidrostática, no siendo de aplicación los procedimientos de cálculo de la presión máxima de hormigón fresco recogidos en la norma DIN 18218. Así, la máxima presión se alcanzará en la parte inferior, con 3,75 m de altura de hormigonado, y un peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>, y será de 93,75 kN/m<sup>2</sup>.

Este valor de la presión de hormigonado de entrada invalida el encofrado que hemos definido, pues el forro no es capaz de soportar esa presión con una distancia entre vigas de madera de 27,8 cm. Véase que en el diagrama para el cálculo de la luz entre apoyos del tablero ni siquiera está contemplada una presión tan grande.

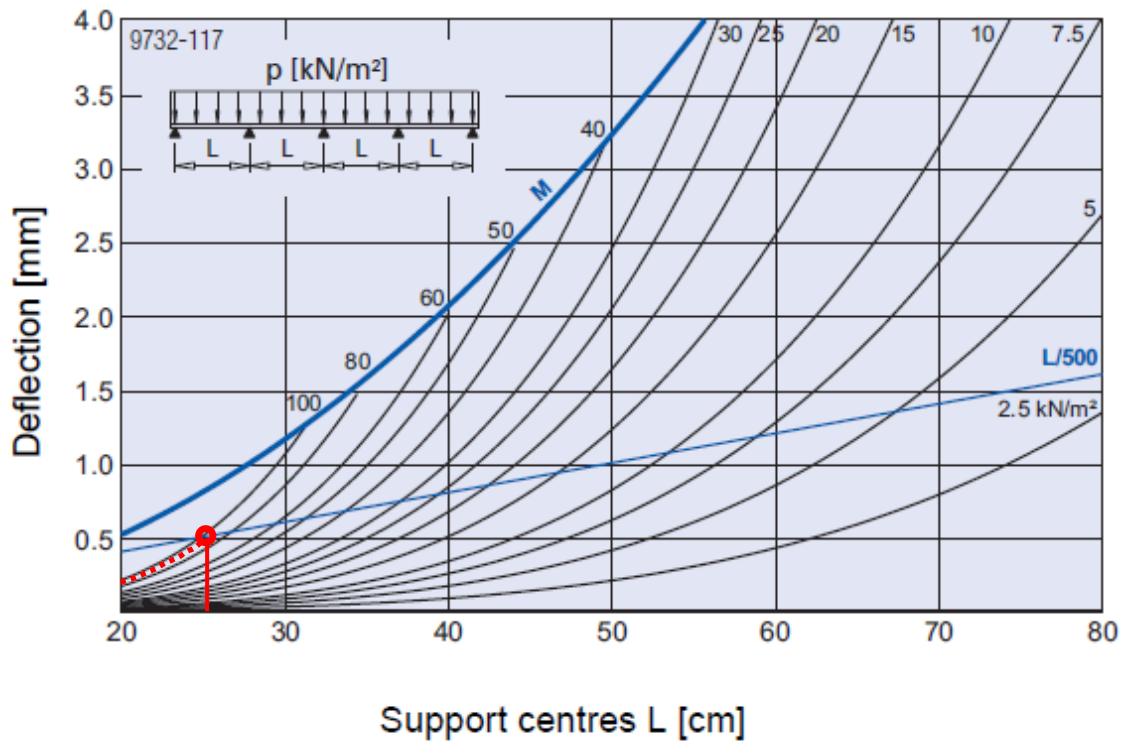
## 21 mm



Resistencia a flexión  $EJ = 4,7 \text{ kNm}^2/\text{m}$  (15% de la humedad de la madera) M ... momento flector admisible  
 Q ... fuerza transversal admisible

Debemos en este caso redefinir el encofrado partiendo de nuevo desde el forro. Evidentemente necesitamos un forro que ofrezca mejores prestaciones en cuanto a resistencia que el elegido anteriormente, y proponemos un tablero mixto, de

contrachapado recubierto con plástico de alta densidad, que proporciona una mayor rigidez. El formato de fabricación de este forro es el mismo que el que hemos desechado, 2,50x1,25 m. Viendo el diagrama que proporciona el fabricante, al igual que hicimos en el primer caso, determinamos la separación máxima entre vigas.



Flexural stiffness  $EJ = 4.97 \text{ kNm}^2/\text{m}$   
 (15% timber moisture content)  
 M ... Permitted bending moment

Obtenemos una distancia mínima de 25 cm, que es compatible con las posibles distribuciones de vigas en un tablero de 2,50 m de largo para que el reparto de vigas sea adecuado a la longitud del tablero.

Con esta separación de vigas, y conocida ya la presión, comprobemos si podemos emplear la misma distribución de rieles en altura que teníamos definida para el caso de hormigón convencional, aunque fuera necesario aumentar el número de anclajes en el riel hasta 4 por tablero en una sola línea en lugar de 2 (pues tenemos aproximadamente el doble de presión máxima) para ver si no es necesario que se suministren más rieles.

Características:							Longq.total: 390.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes		
67.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
125.0	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		
72.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10		

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Apoyo fijo	
5	Nudo	

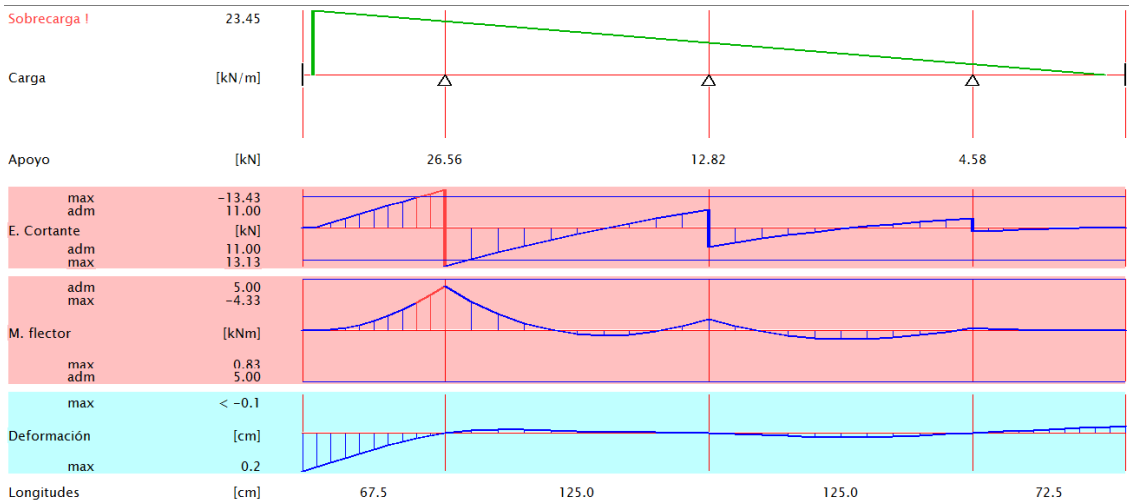
Cargas activas:

P.de hormigón	P [kN/m2]	e [cm]	a [cm]	b [cm]	c [cm]
	93.8	25.0	5.0	0.0	375.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.22	-0.004	0.00	0.00	0
	1	0.19	-0.004	-0.00	-0.41	3
	2	0.17	-0.004	-0.08	-1.97	17
	3	0.14	-0.004	-0.27	-3.50	31
	4	0.12	-0.004	-0.56	-5.01	45
	5	0.09	-0.003	-0.94	-6.48	58
	6	0.07	-0.003	-1.43	-7.93	72
	7	0.05	-0.003	-2.01	-9.35	84
	8	0.03	-0.003	-2.69	-10.74	97
	9	0.01	-0.002	-3.46	-12.10	-> 110
2	10	0.00	-0.002	-4.33	-13.43	-> 122
	0	0.00	-0.002	-4.33	13.13	-> 119
	1	-0.01	-0.001	-2.84	10.74	97
	2	-0.02	-0.000	-1.64	8.44	76
	3	-0.02	0.000	-0.72	6.24	56
	4	-0.01	0.000	-0.07	4.14	37
	5	-0.01	0.000	0.32	2.14	19
	6	-0.00	0.000	0.47	0.23	9
7	-0.00	0.000	0.38	-1.58	14	
8	-0.00	0.000	0.08	-3.29	29	

	9	-0.00	0.000	-0.44	-4.90	44
	10	0.00	0.000	-1.15	-6.41	58
3	0	0.00	0.000	-1.15	6.41	58
	1	0.01	0.000	-0.43	5.00	45
	2	0.01	0.001	0.11	3.68	33
	3	0.02	0.000	0.49	2.45	22
	4	0.02	0.000	0.73	1.33	14
	5	0.02	0.000	0.83	0.31	16
	6	0.02	-0.000	0.81	-0.62	16
	7	0.02	-0.000	0.68	-1.45	13
	8	0.01	-0.001	0.45	-2.19	19
	9	0.01	-0.001	0.13	-2.82	25
	10	0.00	-0.001	-0.25	-3.36	30
4	0	0.00	-0.001	-0.25	1.22	11
	1	-0.00	-0.001	-0.18	0.95	8
	2	-0.01	-0.001	-0.12	0.72	6
	3	-0.01	-0.001	-0.07	0.52	4
	4	-0.02	-0.001	-0.04	0.35	3
	5	-0.02	-0.001	-0.02	0.22	1
	6	-0.02	-0.001	-0.01	0.11	1
	7	-0.03	-0.001	-0.00	0.04	0
	8	-0.03	-0.001	-0.00	0.01	0
	9	-0.03	-0.001	0.00	-0.00	0
	10	-0.04	-0.001	-0.00	-0.00	0

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	26.56
	3	0.00	12.82
	4	0.00	4.58
<b>Suma apoyos</b>			<b>43.97</b>



Vemos que se supera el cortante máximo admisible. Además, la reacción en el apoyo inferior daría una carga por metro en el riel de 106,24 kN/m, que exigiría la colocación de 4 anclajes por tablero, a falta de calcular el riel.

El resultado nos obliga a cambiar la distribución de los rieles en altura, sin olvidar que uno de los requisitos es una huella de juntas y orificios de anclaje uniforme y simétrica. Como la presión máxima es aproximadamente el doble que la anterior,

deberemos colocar el doble de anclajes por tablero. Así, la nueva propuesta es la que da la siguiente huella de juntas entre tableros y distribución de orificios de anclaje.

Con esa distribución de rieles comprobamos la viga de madera, con la distancia entre vigas y la presión mencionadas.

Características:							Longq.total: 390.0 [cm]
Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]		Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes	
36.3	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
62.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
62.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
62.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
62.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
62.5	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	
41.3	4500	Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10	

Condición de apoyo:			Muelle [kN/cm]
nº	Tipo de apoyo		
1	Nudo		
2	Apoyo fijo		
3	Apoyo fijo		
4	Apoyo fijo		
5	Apoyo fijo		
6	Apoyo fijo		
7	Apoyo fijo		
8	Nudo		

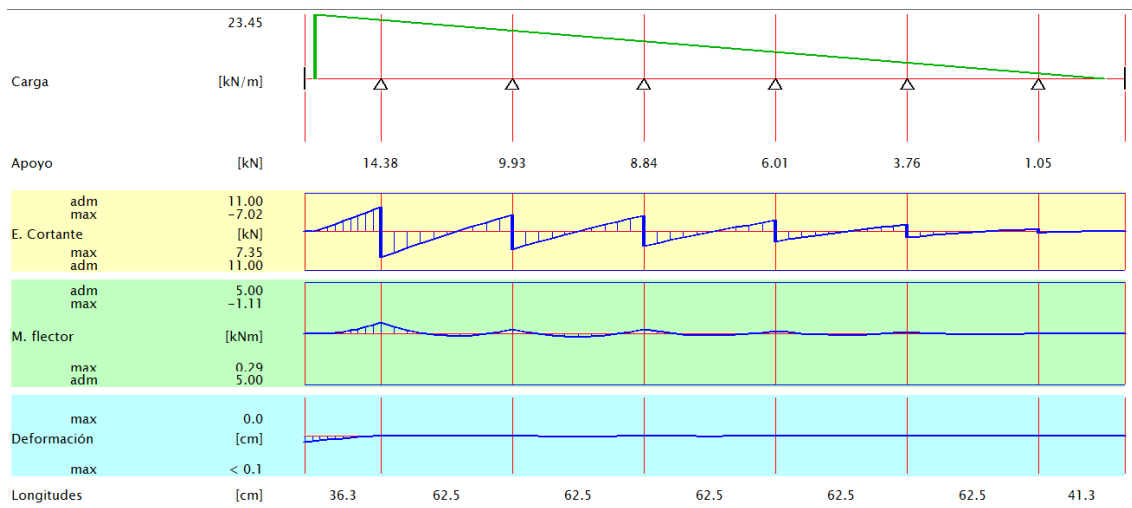
Cargas activas:					
P.de hormigón	P [kN/m2]	e [cm]	a [cm]	b [cm]	c [cm]
	93.8	25.0	5.0	0.0	375.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.01	-0.000	0.00	-0.00	0
	1	0.01	-0.000	0.00	-0.00	0
	2	0.01	-0.000	-0.01	-0.53	4
	3	0.01	-0.000	-0.04	-1.37	12
	4	0.01	-0.000	-0.10	-2.20	19
	5	0.01	-0.000	-0.20	-3.02	27
	6	0.00	-0.000	-0.32	-3.84	34
	7	0.00	-0.000	-0.48	-4.65	42
	8	0.00	-0.000	-0.66	-5.45	49
	9	0.00	-0.000	-0.87	-6.24	56
2	10	0.00	-0.000	-1.11	-7.02	63
	0	0.00	-0.000	-1.11	7.35	66
	1	0.00	-0.000	-0.70	6.02	54
	2	0.00	0.000	-0.36	4.71	42
	3	0.00	0.000	-0.11	3.43	31
	4	0.00	0.000	0.07	2.17	19
	5	0.00	0.000	0.17	0.94	8
	6	0.00	0.000	0.19	-0.27	3
	7	0.00	-0.000	0.13	-1.45	13
	8	0.00	-0.000	0.01	-2.61	23



	9	0.00	-0.000	-0.19	-3.75	34
	10	0.00	0.000	-0.46	-4.86	44
3	0	0.00	0.000	-0.46	5.07	46
	1	0.00	0.000	-0.18	3.98	36
	2	0.00	0.000	0.04	2.92	26
	3	0.00	0.000	0.19	1.88	17
	4	0.00	0.000	0.27	0.87	7
	5	0.00	-0.000	0.29	-0.12	5
	6	0.00	-0.000	0.26	-1.09	9
	7	0.00	-0.000	0.16	-2.03	18
	8	0.00	-0.000	0.00	-2.95	26
	9	0.00	-0.000	-0.21	-3.84	34
	10	0.00	-0.000	-0.48	-4.70	42
4	0	0.00	-0.000	-0.48	4.14	37
	1	0.00	0.000	-0.24	3.29	29
	2	0.00	0.000	-0.06	2.47	22
	3	0.00	0.000	0.07	1.68	15
	4	0.00	0.000	0.15	0.91	8
	5	0.00	0.000	0.18	0.17	3
	6	0.00	-0.000	0.17	-0.55	5
	7	0.00	-0.000	0.11	-1.25	11
	8	0.00	-0.000	0.01	-1.92	17
	9	0.00	-0.000	-0.13	-2.57	23
	10	0.00	-0.000	-0.31	-3.19	29
5	0	0.00	-0.000	-0.31	2.82	25
	1	0.00	0.000	-0.15	2.22	20
	2	0.00	0.000	-0.03	1.64	14
	3	0.00	0.000	0.06	1.09	9
	4	0.00	0.000	0.11	0.57	5
	5	0.00	0.000	0.13	0.07	2
	6	0.00	-0.000	0.12	-0.41	3
	7	0.00	-0.000	0.08	-0.86	7
	8	0.00	-0.000	0.01	-1.29	11
	9	0.00	-0.000	-0.08	-1.69	15
	10	0.00	-0.000	-0.20	-2.07	18
6	0	0.00	-0.000	-0.20	1.70	15
	1	0.00	0.000	-0.11	1.34	12
	2	0.00	0.000	-0.03	1.01	9
	3	0.00	0.000	0.02	0.71	6
	4	0.00	0.000	0.06	0.43	3
	5	0.00	0.000	0.07	0.17	1
	6	0.00	-0.000	0.08	-0.06	1
	7	0.00	-0.000	0.07	-0.27	2
	8	0.00	-0.000	0.04	-0.45	4
	9	0.00	-0.000	0.01	-0.61	5
	10	0.00	-0.000	-0.03	-0.75	6
7	0	0.00	-0.000	-0.03	0.31	2
	1	0.00	-0.000	-0.02	0.23	2
	2	0.00	-0.000	-0.01	0.17	1
	3	0.00	-0.000	-0.01	0.11	1
	4	0.00	-0.000	-0.00	0.07	0
	5	0.00	-0.000	-0.00	0.04	0
	6	0.00	-0.000	-0.00	0.01	0
	7	0.00	-0.000	-0.00	0.00	0
	8	0.00	-0.000	0.00	-0.00	0
	9	0.00	-0.000	0.00	-0.00	0
	10	0.00	-0.000	0.00	-0.00	0
Reacción en apoyos			Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]	
			2	0.00	14.38	
			3	0.00	9.93	
			4	0.00	8.84	
			5	0.00	6.01	
			6	0.00	3.76	
			7	0.00	1.05	
Suma apoyos					43.97	



La viga no supera los cortantes y momentos máximos admisibles y dado que la máxima reacción en los apoyos repercutada por metro de riel es de 57,52 kN/m, inferior a la que tenía el riel más exigido en el caso de hormigón convencional, que era de 66,04 kN/m, se puede obviar la comprobación del riel.

Sin embargo, los rieles de la parte superior del encofrado están muy poco exigidos y probaremos a eliminar alguno de ellos, en concreto el último y el antepenúltimo. El cálculo de la viga quedaría en ese caso como sigue.

Características:

Long.total: 390.0 [cm]

Longitud [cm]	Mom.Inercia [cm4]	Modulo E [kN/cm2]	E.Cortante adm [kN]	M.Flector adm [kNm]	Partes
36.3	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
62.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
62.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
62.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
62.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
62.5	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10
41.3	4500 Doka H 20 I	1000	11.00	5.00	10

Condición de apoyo:

nº	Tipo de apoyo	Muelle [kN/cm]
1	Nudo	
2	Apoyo fijo	
3	Apoyo fijo	
4	Apoyo fijo	
5	Nudo	
6	Apoyo fijo	
7	Nudo	
8	Nudo	

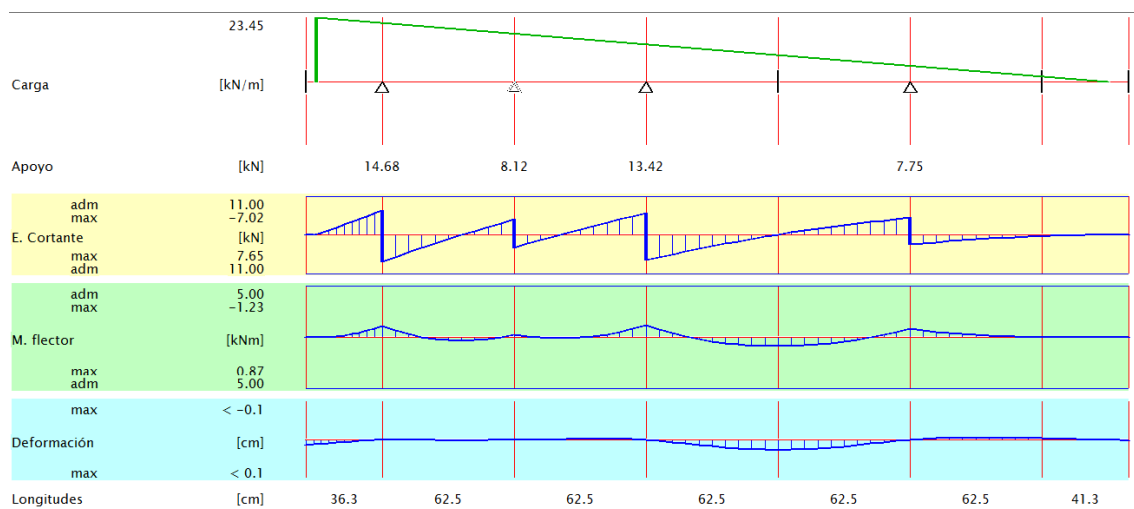
Cargas activas:

P.de hormigón [kN/m2]	P [kN/m2]	e [cm]	a [cm]	b [cm]	c [cm]
	93.8	25.0	5.0	0.0	375.0

Barra #	Punto #	Deformación [cm]	Giro [rad]	Momento [kNm]	E. Cortante [kN]	Utilización [%]
1	0	0.01	-0.000	-0.00	0.00	0
	1	0.01	-0.000	-0.00	-0.00	0
	2	0.01	-0.000	-0.01	-0.53	4
	3	0.01	-0.000	-0.04	-1.37	12
	4	0.01	-0.000	-0.10	-2.20	19
	5	0.01	-0.000	-0.20	-3.02	27
	6	0.00	-0.000	-0.32	-3.84	34
	7	0.00	-0.000	-0.48	-4.65	42
	8	0.00	-0.000	-0.66	-5.45	49
	9	0.00	-0.000	-0.87	-6.24	56
2	10	0.00	-0.000	-1.11	-7.02	63
	0	0.00	-0.000	-1.11	7.65	69
	1	-0.00	-0.000	-0.68	6.32	57
	2	-0.00	0.000	-0.32	5.02	45
	3	0.00	0.000	-0.05	3.73	33
	4	0.00	0.000	0.14	2.47	22
	5	0.00	0.000	0.26	1.24	11
	6	0.00	0.000	0.30	0.03	6
	7	0.00	-0.000	0.27	-1.15	10
	8	0.00	-0.000	0.16	-2.31	21
3	9	0.00	-0.000	-0.02	-3.45	31
	10	0.00	-0.000	-0.27	-4.56	41
	0	0.00	-0.000	-0.27	3.56	32
	1	-0.00	-0.000	-0.09	2.48	22
	2	-0.00	-0.000	0.04	1.41	12
	3	-0.00	-0.000	0.09	0.38	3
	4	-0.00	-0.000	0.08	-0.64	5
	5	-0.00	-0.000	0.01	-1.63	14
	6	-0.00	-0.000	-0.12	-2.59	23
	7	-0.00	-0.000	-0.31	-3.53	32
4	8	-0.00	0.000	-0.56	-4.45	40
	9	-0.00	0.000	-0.87	-5.34	48
	10	0.00	0.000	-1.23	-6.21	56
	0	0.00	0.000	-1.23	7.22	65
	1	0.00	0.000	-0.80	6.37	57
	2	0.01	0.001	-0.43	5.55	50
	3	0.01	0.001	-0.11	4.76	43
	4	0.01	0.001	0.17	3.99	36
	5	0.02	0.000	0.39	3.25	29
	6	0.02	0.000	0.57	2.53	22
5	7	0.02	0.000	0.71	1.83	16
	8	0.02	0.000	0.80	1.16	16
	9	0.02	0.000	0.85	0.51	17
	10	0.02	0.000	0.87	-0.11	17
	0	0.02	0.000	0.87	-0.11	17
	1	0.02	-0.000	0.84	-0.71	16
	2	0.02	-0.000	0.78	-1.29	15
	3	0.02	-0.000	0.68	-1.83	16
	4	0.02	-0.000	0.55	-2.36	21
	5	0.02	-0.000	0.39	-2.86	26
6	6	0.01	-0.001	0.19	-3.34	30
	7	0.01	-0.001	-0.03	-3.79	34
	8	0.01	-0.001	-0.28	-4.22	38
	9	0.00	-0.000	-0.56	-4.62	41
	10	0.00	-0.000	-0.86	-5.00	45
	0	0.00	-0.000	-0.86	2.75	24
	1	-0.00	-0.000	-0.70	2.39	21
	2	-0.00	-0.000	-0.56	2.06	18
	3	-0.00	-0.000	-0.44	1.76	15
	4	-0.00	-0.000	-0.34	1.48	13
7	5	-0.00	0.000	-0.25	1.22	11
	6	-0.00	0.000	-0.19	0.99	8
	7	-0.00	0.000	-0.13	0.78	7
	8	-0.00	0.000	-0.09	0.60	5
	9	-0.00	0.000	-0.05	0.44	3
	10	-0.00	0.000	-0.03	0.31	2
	0	-0.00	0.000	-0.03	0.31	2
	1	-0.00	0.000	-0.02	0.23	2

2	-0.00	0.000	-0.01	0.17	1
3	-0.00	0.000	-0.01	0.11	1
4	-0.00	0.000	-0.00	0.07	0
5	-0.00	0.000	-0.00	0.04	0
6	-0.00	0.000	-0.00	0.01	0
7	-0.00	0.000	-0.00	0.00	0
8	0.00	0.000	-0.00	-0.00	0
9	0.00	0.000	0.00	-0.00	0
10	0.00	0.000	-0.00	-0.00	0

Reacción en apoyos	Nudo	M.F. [kNm]	R. [kN]
	2	0.00	14.68
	3	0.00	8.12
	4	0.00	13.42
	6	0.00	7.75
<b>Suma apoyos</b>			<b>43.97</b>



La viga no supera los cortantes y momentos máximos admisibles y dado que la máxima reacción en los apoyos repercutida por metro de riel es de 58,72 kN/m, inferior a la que tenía el riel más exigido en el caso de hormigón convencional, que era de 66,04 kN/m, se puede obviar la comprobación del riel.

Eliminar estos rieles es bueno pues se aligera el encofrado, el montaje y ensamblaje de puesta a puesta es más rápido, pues se ahorra 1/3 de los niveles de rieles y por tanto la misma proporción de elementos de unión, placas, barras de anclaje, etc. Eso significa que no pasaremos barras de anclaje a esa altura, pero, si queremos cumplir con las exigencias estéticas, la marca del anclaje se debería conservar.

Para que la huella del encofrado quede como estaba previsto, simplemente será necesario colocar, en los puntos donde no se vaya a pasar barra de anclaje, un cono de PVC con tapón, atornillado al forro para evitar que se desprenda durante el hormigonado, de modo que quede la huella del cono como si efectivamente hubiera habido un anclaje.

El encofrado de los macizados superiores de las pilas no se ve afectado por el cambio. Dada su altura de 1,70 m, se conserva la ley de presiones hidrostática con que

se calculó para el caso de hormigón convencional, alcanzándose una presión máxima de hormigón fresco de  $42,5 \text{ kN/m}^2$ . Por lo tanto nos sirve el encofrado que originalmente se calculó para el macizado, sin necesidad de realizar modificaciones, salvo la instalación de la boquilla de conexión a la bomba.



# 4. ANEJOS





## 4.1 Bibliografía.

---

Para la redacción del presente trabajo se han consultado diversa normativa y documentación, que se relaciona a continuación.

### **Cálculo de presión de hormigón fresco:**

#### **Normativa e instrucciones:**

- DIN 1045:1978 Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [*DIN 1045:1978 Hormigón y hormigón armado. Proyecto y ejecución.*]
- DIN 4235:1978-12 Verdichten von Beton durch Rütteln. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [*Compactación del hormigón mediante vibradores*]
- DIN 18218:2010-01, Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [*DIN 18218:2010-01, Presión de hormigón fresco sobre encofrados verticales* ]
- DIN 18218:1980, Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [*DIN 18218:1980, Presión de hormigón fresco sobre encofrados verticales* ]
- EN 12812 Cimbras. Requisitos de Comportamiento y diseño general.
- EN 12350-2:2006 Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.
- EN 12350-3:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 3: Ensayo Vebe.
- EN 12350-4:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 4: Grado de compactibilidad.
- EN 12350-5:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 5: Ensayo de la mesa de sacudidas.
- EN 12350-8:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento.
- EN 12350-9:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 9: Hormigón autocompactante. Ensayo del embudo en V.
- EN 12350-10:2011 Ensayos de hormigón fresco. Parte 10: Hormigón autocompactante. Método de la caja en L.
- EN 12350-11:2010 Ensayos de hormigón fresco. Parte 11: Hormigón autocompactante. Ensayo de segregación por tamiz.
- EN 12350-12:2011 Ensayos de hormigón fresco - Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés.
- EN 206-1:2008 Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.
- EHE-08 Instrucción de hormigón estructural.

## Otras publicaciones:

- Schalungsplanung, Malpricht, Wolfgang, Fachbuchverlag Leipzig 2010 [*El proyecto de encofrado*]
- Ensayos en hormigón, CONTROLS Equipos de ensayo para la industria de la construcción, <http://www.controls.es/spa/>
- Cálculo de encofrados de gran altura mediante un Modelo de Elementos Finitos: estudio paramétrico, Eutiquio Gallego, José M<sup>a</sup> Fuentes, Álvaro Ramirez, Benjamín Navamuel, Francisco Ayuga, Informes de la Construcción, Vol. 59, 505, 73-81, enero-marzo 2007
- Concrete Pressure: New Industry Standard, MEVA Schalungs-Systeme GmbH, Industriestrasse 5, D-72221 Haiterbach [*Presión de hormigón: Una nueva normativa*]
- Frischbetondruck. Einflussfaktoren, Verantwortlichkeiten, Baupraxis in der DIN 18218:2010-01. Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn, Leipzig, Dr.-Ing. Alexander Reinisch und Dipl.-Ing. Jürgen Angerer, Amstetten (Österreich), BauPortal 3/2010 – [www.baumaschine.de/Betontechnik-Schalung](http://www.baumaschine.de/Betontechnik-Schalung) [*Presión de hormigón fresco: Factores de influencia, responsabilidad y buenas prácticas según la DIN 18218:2010-01*]
- Schalungstechnische Empfehlungen beim Einsatz von F5- und F6-Betonen sowie Selbstverdichtendem Beton (SVB), Prof. Dr.-Ing. C. Motzko, TU Darmstadt, Germany, Güteschutzverband Betonschalungen e.V. [*Recomendaciones sobre tecnología de encofrado en el empleo de hormigones de consistencia F5, F6 y HAC*]
- Frischbeton. Eigenschaften und Prüfungen. Dipl.-Ing. Michaela Biscopring, BetonMarketing West; Dr.-Ing. Thomas Richter, BetonMarketing Nordost. Verein Deutscher Zementwerke e.V. [*Hormigón fresco. Características y ensayos*]
- Presiones del hormigón sobre el encofrado. Confrontación objetiva de los distintos procedimientos de cálculo. Jacinto Martín Palanca. Revista de obras públicas, marzo 1984.
- Manual del hormigón. Sika. <http://esp.sika.com/>
- DIN Standard on Formwork Pressures Updated. ACI Committee 347, Formwork for Concrete, and the RILEM Technical Committee on Form Pressure Generated by Fresh Concrete. Concrete international / June 2010. [*La actualización de la norma DIN sobre la presión de hormigón fresco*]

## Fichas técnicas y otros documentos facilitados por diversos fabricantes en:

- <http://www.doka.com/es/index>
- <http://www.ulmaconstruction.es/es-es/encofrados>
- <http://www.peri.es/>
- <http://www.meva-international.com/en/index.php>

## Sistemas de encofrados verticales y sus variantes

### Normativa e instrucciones:

- DIN 18216:1986-12 Schalungsanker für Betonschalungen; Anforderungen, Prüfung, Verwendung, DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [*DIN 18216:1986-12 Anclajes para encofrados; Requisitos, ensayos y aplicaciones*]
- Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación
- EN 1995. Estructuras de madera.
- EN 12811. Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño general.
- EN 12812. Cimbras. Requisitos de Comportamiento y diseño general.
- Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras. UNE-EN 1990:2002/A 1:2005/AC:2010
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones sobre las estructuras. EN 1991-1-1. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento. UNE-EN 1991-1-4:2007/AC:2010.

### Otras publicaciones:

- Diversos artículos. Victor Yepes piqueras et al. Se puede consultar en la dirección <http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es/tag/encofrado/>
- Encofrado vertical. Sistemas trepantes (I). Nota técnica de prevención. José M<sup>a</sup> Tamborero del Pino. Instituto nacional de seguridad e higiene en el trabajo.

### Catálogos, instrucciones de uso, fichas técnicas y otros documentos facilitados por diversos fabricantes en:

- <http://www.doka.com/es/index>
- <http://www.ulmaconstruction.es/es-es/encofrados>
- <http://www.peri.es/>
- <http://www.alsina.com/alsina-en-el-mundo/espana/>
- <http://www.meva-international.com/en/index.php>
- <http://www.ischebeck.es/>

## Estética y acabado superficial

### Normativa e instrucciones:

- DBV/BDZ-Merkblatt "Sichtbeton". Ausgabe 2004. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. Berlin, und Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln. [*Nota técnica de hormigón visto. Recomendaciones.*]
- DBV-Merkblatt "Trennmittel für Beton – Teil A: Hinweise zur Auswahl und Anwendung". Ausgabe 3/1997. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin. [*Nota técnica de desencofrantes. Parte A: Criterios de elección y aplicación*]
- DIN 18217:1981-12 Betonflächen und Schalungshaut. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [Superficie de hormigón y forros de encofrado]
- Merkblatt über Sichtbetonflächen von Fertigteilen aus Beton und Stahlbeton. Fassung 1999. Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau, Bonn. [*Nota técnica de superficies de hormigón visto en elementos prefabricados de hormigón y hormigón armado*]

### Otras publicaciones:

- Betonflächen mit Sichtbeton anforderungen, Von Thomas Freimann, Sehnde-Höver, <http://www.beton-informationen.de/downloads/1-2004-05-02.pdf> [*Superficies de hormigón con requerimientos de hormigón visto*]
- Defectos superficiales en hormigón visto, María José Lana Lana, Instituto Eduardo torroja
- Reference Booklet: Fair-face Concrete, PERI GmbH, Postfach 12 64, 89259 Weißenhorn [*Manual de referencia: Hormigón visto*]
- Especificación, control de calidad y calidad superficial del hormigón visto autocompactante. Antonia Pacios Álvarez. V CONGRESO DE ACHE
- Clasificación superficial del hormigón visto. Gestión del diseño, construcción y recepción, Antonia Pacios Álvarez, 3º Congreso Iberoamericano sobre hormigón autocompactante. Avances y oportunidades.
- Sichtbetonbauwerke - Besonderheiten für Planung und Ausführung nach aktuellem Regelwerk, T. Freimann, Georg-Simon-Ohm Hochschule Nürnberg [*Obras de hormigón visto. Detalles para su proyecto y ejecución siguiendo la normativa actual*]
- Gestaltung von Ankerlöchern und Spannstellen bei Sichtbeton, Diethelm Bosold, opus C 6/2005 [*Configuración de orificios de anclaje en hormigón visto*]
- Scharfe Kanten bei Sichtbeton, Diethelm Bosold, opus C 2/2007 [*Cantos vivos en hormigón visto*]
- Sichtbeton: Sichtbetonklassen und Anforderungen, [www.heidelberger-beton.de/sichtbeton](http://www.heidelberger-beton.de/sichtbeton) [*Hormigón visto. Tipos y requerimientos*]
- Cuidados del Hormigón. Encofrados para hormigón. Enrique Alario. <http://www.enriquealario.com/>

### **Fichas técnicas y otros documentos facilitados por diversos fabricantes en:**

- <http://www.doka.com/es/index>
- <http://www.ulmaconstruction.es/es-es/encofrados>
- <http://www.peri.es/>





## 4.2 Planos.

---

A continuación se pueden consultar los planos de ejecución confeccionados para las aplicaciones prácticas propuestas.

