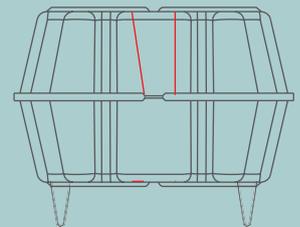
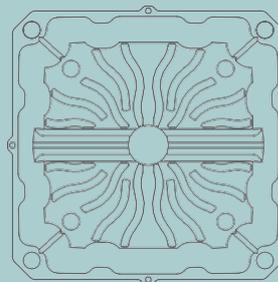
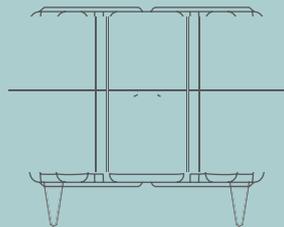
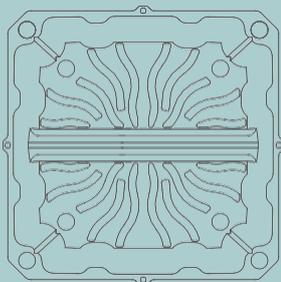


# MANUAL TÉCNICO

## NUEVO NAUTILUS - NUEVO NAUTILUS EVO

MODELADO, CÁLCULO, INSTALACIÓN IN SITU





## ÍNDICE

### MANUAL TÉCNICO NUEVO NAUTILUS EVO

<b>1.</b>	<b>Introducción</b>	<b>pag.05</b>
<b>1.1</b>	<b>Los forjados</b>	<b>pag.06</b>
1.1.1	Puntos fuertes	pag.06
1.1.2	Puntos débiles	pag.06
<b>1.2</b>	<b>Forjados aligerados</b>	<b>pag.07</b>
1.2.1	Ventajas	pag.07
<b>1.3</b>	<b>Forjados reticulares</b>	<b>pag.07</b>
1.3.1	Ventajas	pag.07
1.3.2	Puntos débiles	pag.08
1.3.3	Conclusiones	pag.08
<b>1.4</b>	<b>Forjados aligerados con cuerpos huecos</b>	<b>pag.09</b>
1.4.1	Ventajas	pag.09
1.4.2	Puntos débiles	pag.09
1.4.3	Conclusiones	pag.09
<b>1.5</b>	<b>Forjados aligerados con cuerpos huecos prismáticos en plástico</b>	<b>pag.10</b>
1.5.1	Características generales	pag.10
<b>2.</b>	<b>Datos técnicos</b>	<b>pag.11</b>
	Tablas de dimensiones	pag.12
<b>3.</b>	<b>Manual de cálculo</b>	<b>pag.15</b>
<b>3.1</b>	<b>Teoría de forjados</b>	<b>pag.16</b>
<b>3.2</b>	<b>Predimensionamiento</b>	<b>pag.17</b>
3.2.1	Determinación de espesor	pag.17
3.2.2	Determinación de tamaño de capitel mínimo	pag.18
3.2.3	Determinación de tamaño de capitel para no tener que colocar refuerzo a cortante	pag.18
<b>3.3</b>	<b>Cálculo de tensión</b>	<b>pag.19</b>
3.3.1	Método de franja	pag.19
3.3.1.a	Cálculo de momentos flectores	pag.19
	Forjado sobre pilar procedimiento de cálculo simplificado	pag.21
3.3.1.b	Cálculo de esfuerzos cortantes	pag.22
3.3.1.c	Cálculo de punzonamiento	pag.22
3.3.2	Método de Grashof	pag.22
3.3.3	Modelado F.E.M.	pag.24
3.3.4	Ejemplo práctico	pag.27
<b>3.4</b>	<b>Verificación</b>	<b>pag.29</b>
3.4.1	Cálculo de refuerzos de flexión	pag.29
3.4.2	Cálculo de refuerzos de método de franjas	pag.30
3.4.2.a	Cálculo de momentos de flexión	pag.30
3.4.3	Cálculo y verificación de refuerzo a cortante	pag.33
3.4.4	Tipos de refuerzo transversal	pag.34

3.4.5	Verificar interfaz entre las capas de hormigón coladas en momentos distintos.....	pag. 34
	Requisitos reglamentarios.....	pag.35
	Tener una idea de la distancia en la que se coloca armadura de cortante.....	pag.35
3.4.6	Cálculo y verificación de punzonamiento.....	pag.35
	Esquema de cálculo - verificación de la resistencia en el perímetro crítico.....	pag.36
	Resistencia al punzonamiento.....	pag.37
3.4.7	Control de movimiento.....	pag.38
3.5.7	Detalles constructivos.....	pag.39
4.	<b>Aplicación in situ.....</b>	<b>pag. 41</b>
4.1	Preparación del encofrado.....	pag.42
4.2	Colocación de la capa inferior del refuerzo.....	pag.43
4.3	Refuerzos adicionales.....	pag.43
4.4	Colocación de aligeramiento.....	pag.44
4.5	Colocación de la capa superior del refuerzo.....	pag.45
4.6	Separadores.....	pag.45
4.7	Refuerzos a cortante y punzonamiento.....	pag.46
4.8	Refuerzos perimetrales.....	pag.46
4.9	Requisitos para el hormigonado.....	pag.46
4.10	Diseño de mezcla de hormigón.....	pag.47
4.11	Apertura de cavidades antes del hormigonado.....	pag.47
4.12	Apertura de cavidades después de la construcción del forjado.....	pag.48
4.13	Utilización de pasadores y anclaje.....	pag.48
5.	Aplicaciones particulares.....	pag.49
5.1	Prefabricación.....	pag.50
5.2	Postesado.....	pag.50
5.3	Activación térmica de la masa.....	pag.50
6.	Certificados.....	pag. 51
6.1	Comportamiento durante la carga de fuego y resistencia al fuego.....	pag. 52
6.1.1	Método de la Isoterma de 500°C.....	pag.55
6.2	Comportamiento acústico.....	pag. 58
6.3	Conductividad térmica.....	pag. 59
7.	Embalaje y logística.....	pag. 61
7.1	NuevoNautilusEvo– condiciones estándar de embalaje para el transporte terrestre.....	pag.62
8.	Apéndice.....	pag. 63
8.1	Forjado de Kirchoff.....	pag.64
8.2	Régimen de tensión.....	pag.64
8.3	Acción interna.....	pag.65
8.4	Ecuación de equilibrio.....	pag.65
8.5	Condiciones del contorno.....	pag.66
8.6	Acciones internas en la sección genérica.....	pag.66



# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 LOS FORJADOS

Hoy en día, forjados de hormigón armado son bastantes comunes en el mercado de construcción. Aunque el sistema tradicional de forjados con vigas y forjados con bloques huecos todavía se usa mucho, otras tecnologías definitivamente han empezado a dominar.

Si nos fijamos en lo que pasa en el mundo, forjados con vigas se siguen usando solo en los países en los que los costos de los materiales representan un elemento económico predominante en comparación con el costo de la mano de obra. Los países más ricos e industrializados, en cambio, utilizan generalmente los sistemas de losa de cubierta.

Forjados de hormigón armado:

### 1.1.1 PUNTOS FUERTES

Las razones son claras, en cuanto a los forjados de hormigón armado:

1. Son muy sólidos gracias a la prevención de la deformación lateral, lo que les permite deformarse menos y reducir el espesor:
  - a la reducción del espesor ahorra los materiales;
  - b la reducción de masa permite la explotación máxima de la superficie del terreno, que supone un costo importante;
2. Vigas no son necesarias:
  - a reducen la huella volumétrica de la cubierta;
  - b evitan gasto de tiempo y coste de encofrado de las vigas;
  - c facilitan el paso de las instalaciones, reduciendo significativamente el tiempo de la instalación;
3. Son reforzados con mallas y barras rectas:
  - a reducen el coste de armadura de hierro, ya que el hierro forjado es más caro;
  - b es más fácil y más rápido instalar mallas y barras rectas;
  - c se pueden usar sistemas de reforzados prefabricados, para hacer el trabajo más rápido (como capas de armadura BAMTEC);
4. Tienen excelente comportamiento al fuego y acústico, gracias a su masa.

Si leemos los puntos anteriores, parece que no hay razones para no construir nuestros suelos con forjados, sin embargo estas estructuras también tienen sus puntos débiles, que de hecho limitan su uso, con respecto a otros métodos más eficientes:

### 1.1.2 PUNTOS DÉBILES

1. Son estructuras masivas:
  - a consumen gran cantidad de hormigón;
  - b pesan mucho: hay grandes luces entre pilares, pero el peso propio prevalece y el resultado es muy caro.
2. Son estructuras no dúctiles a los que no aplican los principios de la jerarquía de resistencia:
  - a no pueden funcionar con entramado;
  - b necesitan refuerzos con tabiques o similar;
  - c necesitan las estructuras bajas.



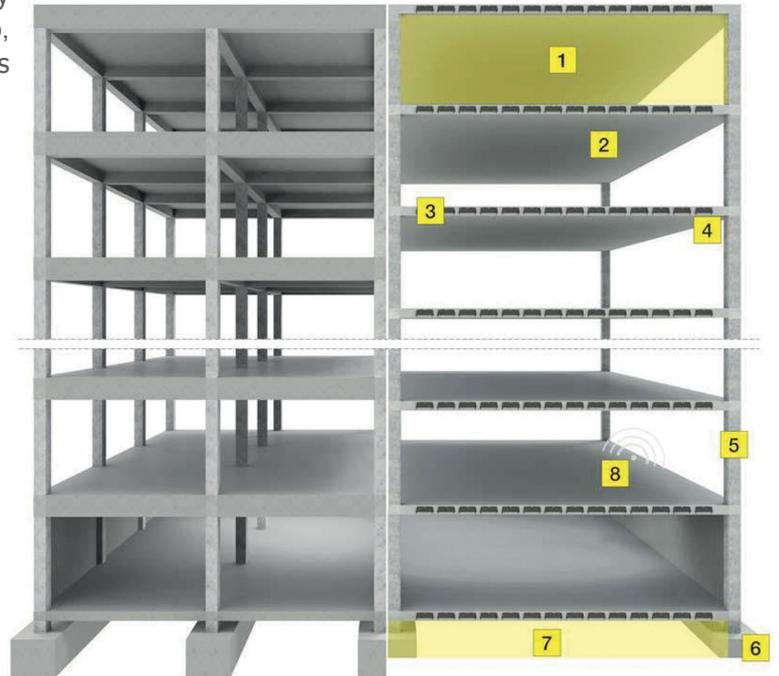
Figura 1 – forjados aligerados con Nuevo Nautilus Evo de Geoplast.

## 1.2 LOS FORJADOS ALIGERADOS

### 1.2.1 VENTAJAS

Crear una estructura con todas las características y puntos fuertes de un forjado, pero sin su peso propio, parecería ser una solución ideal, no obstante los forjados aligerados:

1. Limitan los volúmenes;
2. eliminan las vigas/sofito recto;
3. el hormigón es menos caro;
4. permiten las luces más grandes;
5. permiten optimización de las estructuras verticales;
6. reducen la carga sobre los cimientos;
7. reducen el volumen de excavación.



## 1.3 FORJADOS RETICULARES

Los forjados mantienen su estructura bidireccional y crean una nervadura ortogonal a través de la colocación de bloques desechables (de hormigón o terracota) o reutilizables (de plástico o fibra de vidrio), dejando capiteles masivos en los pilares para el punzonamiento.

### 1.3.1 VENTAJAS

Este tipo de solución ofrece múltiples ventajas:

1. Son forjados sin vigas;
2. Minimizan la cantidad de hormigón necesario;
3. Son muy ligeros;
4. Usan menos acero;
5. Los bloques para hacer las nervaduras son muy baratos.

### 1.3.2 PUNTOS DÉBILES

Estas estructuras también tienen algunas desventajas:

1. Pierden mucha inercia en comparación con los forjados macizos de igual espesor, por lo que tienen que compensar la mayor deformabilidad con mayor espesor;
2. Si no respetan ciertos parámetros geométricos no tienen suficiente rigidez torsional para ser considerados un FORJADO, por lo tanto tienen rendimiento menor que el equivalente forjado LLENO;
3. Deben ser reforzadas nervadura por nervadura similar a las vigas, con consecuente ralentización del proceso de colocación;
4. No tienen buen comportamiento acústico;
5. Tienen comportamiento al fuego mediocre (no más que REI 90');

6. Debido a la deformabilidad notable tienen un rango de utilización de luces y cargas limitado;
7. En caso de los bloques recuperables, excepto para algunas aplicaciones particulares, necesitan un falso techo.

### 1.3.3 CONCLUSIONES

Este tipo de solución es una excelente alternativa al forjado y mantiene sus características y ventajas pero en un campo de aplicación bien definido, aparte de estas aplicaciones se vuelven menos competitivos.



Figura 2 – ejemplo de forjado reticular

## 1.4 FORJADOS ALIGERADOS CON CUERPOS HUECOS

Los cuerpos huecos se incorporan en el vertido de hormigón, normalmente de poliestireno de baja densidad o de plástico, generalmente de forma cúbica. Los bloques permanecen incorporados en el vertido, creando una red de nervaduras encerradas entre dos forjados macizos superiores e inferiores.

### 1.4.1 VENTAJAS

Esta solución es más eficiente que mayoría de los forjados reticulares:

1. Gracias a la presencia del forjado inferior es solución ideal para todas las aplicaciones;
2. Se puede mantener el mismo grosor o incluso grosor inferior del forjado lleno;
3. Ligereza y el ahorro del hormigón están garantizados;
4. Se pueden reforzar de la misma manera que los forjados macizos;
5. Se reduce la cantidad de acero;
6. Tienen buen comportamiento acústico;
7. Tienen excelente comportamiento al fuego (hasta REI 240');
8. No necesitan techo falso.

### 1.4.2 PUNTOS DÉBILES

Estas estructuras también tienen algunas desventajas:

1. En comparación con forjados reticulares consumen más hormigón y pesan más;
2. Consumen más acero con el mismo consumo de hormigón e inercia en comparación con forjados reticulares, a causa del brazo de palanca inferior.

### 1.4.3 CONCLUSIONES

Este tipo de soluciones para pequeñas luces y cargas reducidas puede ser económicamente menos interesante que el forjado reticular, a pesar de tener rendimientos claramente superiores.

En cambio, es absolutamente competitivo en comparación con la solución del forjado lleno, sobre todo en el rango de espesores de 28 a 60 cm, y con luces entre 8 y 14 m.

## 1.5 FORJADOS ALIGERADOS CON CUERPOS HUECOS PRISMÁTICOS EN PLÁSTICO

### 1.5.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

En los últimos 10-15 años, los forjados aligerados se hacían usando bloques cúbicos en poliestireno de baja densidad.

Esta tecnología constructiva presentó algunas desventajas:

1. Fragilidad de los bloques, y susceptibilidad al clima (imbibición de agua);
2. Los bloques ocupaban mucho espacio y no facilitaban la logística del lugar de trabajo;
3. Fue difícil bloquearlos y mantenerlos levantados mediante refuerzos inferiores.  
Por esto fue necesario hacer el hormigonado del forjado inferior, colocar y bloquear los forjados aligerados, completar la colocación de los refuerzos y completar el hormigonado. Esta práctica hizo que el trabajo llevara mucho tiempo;
4. En caso de incendio se ha demostrado que el poliestireno sublima creando sobrepresión dentro del hueco que puede causar explosiones de los forjados, además estos gases son tóxicos.

En los últimos años ha aparecido una solución técnica en el mercado que permite, finalmente, superar estos límites. Se trata de encofrado en polipropileno reciclado, de dimensiones 52 x 52 cm con la altura variable. Pueden ser en versión "single" o "double", juntando dos de "single".



Figura 3 – colocación de aligeramientos Nuevo Nautilus Evo double



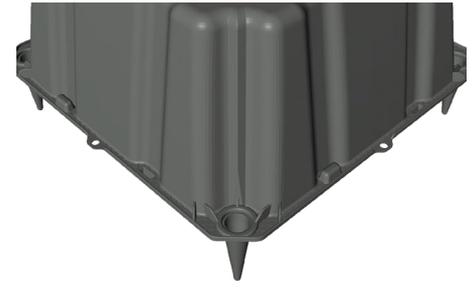
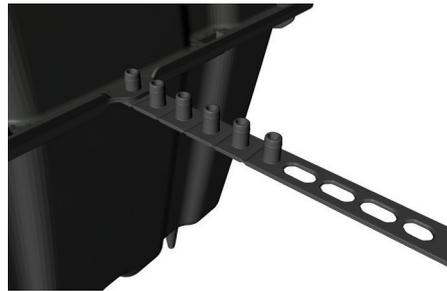
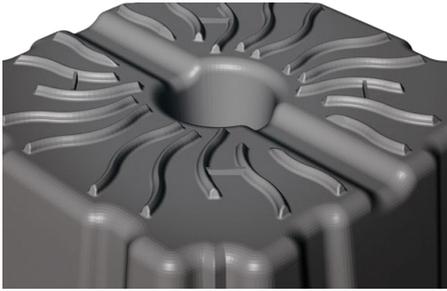
Figura 4 - aligeramiento en plástico versión "single"



Figura 5 – aligeramiento en plástico versión "double"



# 2. DATOS TÉCNICOS



## DISTANCIADORES SUPERIORES LA LENGÜETA LATERAL

## EL PIE INFERIOR

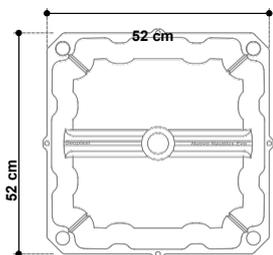


El encofrado en la parte superior está equipado con elementos distanciadores de 8 mm de espesor distribuidos homogéneamente. Estos elementos permiten colocar el encofrado superior directamente sobre el casetón asegurando su adecuado revestimiento con el hormigón.

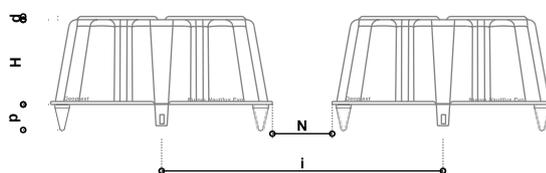
Los encofrados están equipados con elementos distanciadores laterales que permiten la colocación correcta de los elementos en función de la anchura de las viguetas, calculada en fase de diseño. Los elementos, marcados de 100 a 200 mm, se enganchan en los lazos laterales.

Los pies distanciadores inferiores son elementos integrantes del encofrado, se moldean simultáneamente con el resto del encofrado y permiten la creación de la losa inferior con el espesor calculado en fase de diseño. Los pies son de altura variable de 50 a 100 mm.

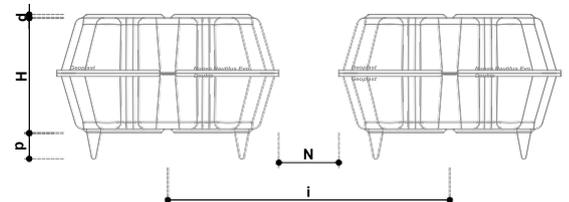
## TABLAS DE DIMENSIONES



### NUEVO NAUTILUS EVO SINGLE



### NUEVO NAUTILUS EVO DOUBLE



ALTURA	Pies p (mm)	Distanciador s (mm)	Dimensión real (mm)	Peso (kg) ± 10%	Anchura de nervadura N (mm)	Incidencia de los encofrados (pz./m <sup>2</sup> )	Consumo CLS (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Volumen del encofrado (m <sup>3</sup> /pz.)
<b>H10 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100	1.12	100	2.60	0.038	0.024
					120	2.44	0.041	
					140	2.30	0.045	
					160	2.16	0.048	
					180	2.04	0.051	
					200	1.93	0.054	
<b>H13 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130	1.18	100	2.60	0.057	0.028
					120	2.44	0.062	
					140	2.30	0.066	
					160	2.16	0.069	
					180	2.04	0.073	
					200	1.93	0.076	
<b>H16 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H160	1.25	100	2.60	0.077	0.032
					120	2.44	0.082	
					140	2.30	0.087	
					160	2.16	0.091	
					180	2.04	0.095	
					200	1.93	0.098	
<b>H20 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H200	1.35	100	2.60	0.099	0.039
					120	2.44	0.105	
					140	2.30	0.110	
					160	2.16	0.116	
					180	2.04	0.120	
					200	1.93	0.125	
<b>H24 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H240	1.45	100	2.60	0.120	0.046
					120	2.44	0.128	
					140	2.30	0.134	
					160	2.16	0.141	
					180	2.04	0.146	
					200	1.93	0.151	
<b>H28 SINGLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H280	1.55	100	2.60	0.142	0.053
					120	2.44	0.151	
					140	2.30	0.158	
					160	2.16	0.165	
					180	2.04	0.172	
					200	1.93	0.178	

ALTURA	Pies p (mm)	Distanciadores d (mm)	Dimensión real (mm)	Peso (kg) ± 10%	Anchura de nervadura N (mm)	Incidencia de los encontrados (pz./m <sup>2</sup> )	Consumo CLS (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Volumen del encontrado (m <sup>3</sup> /pz.)
<b>H20 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H100	2.24	100	2.60	0.099	0.048
					120	2.44	0.105	
					140	2.30	0.110	
					160	2.16	0.116	
					180	2.04	0.120	
200	1.93	0.125						
<b>H23 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H130	2.30	100	2.60	0.095	0.052
					120	2.44	0.103	
					140	2.30	0.111	
					160	2.16	0.118	
					180	2.04	0.124	
200	1.93	0.130						
<b>H26 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H130	2.36	100	2.60	0.114	0.056
					120	2.44	0.123	
					140	2.30	0.131	
					160	2.16	0.139	
					180	2.04	0.146	
200	1.93	0.152						
<b>H29 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H160	2.43	100	2.60	0.134	0.060
					120	2.44	0.144	
					140	2.30	0.152	
					160	2.16	0.160	
					180	2.04	0.168	
200	1.93	0.174						
<b>H30 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H200	2.47	100	2.60	0.136	0.063
					120	2.44	0.146	
					140	2.30	0.155	
					160	2.16	0.164	
					180	2.04	0.171	
200	1.93	0.178						
<b>H32 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H160 + H160	2.50	100	2.60	0.154	0.064
					120	2.44	0.164	
					140	2.30	0.173	
					160	2.16	0.182	
					180	2.04	0.189	
200	1.93	0.197						
<b>H33 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H200	2.53	100	2.60	0.156	0.067
					120	2.44	0.166	
					140	2.30	0.176	
					160	2.16	0.185	
					180	2.04	0.193	
200	1.93	0.201						
<b>H34 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H240	2.57	100	2.60	0.158	0.070
					120	2.44	0.169	
					140	2.30	0.179	
					160	2.16	0.189	
					180	2.04	0.197	
200	1.93	0.205						
<b>H36 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H160 + H200	2.60	100	2.60	0.175	0.071
					120	2.44	0.187	
					140	2.30	0.197	
					160	2.16	0.206	
					180	2.04	0.215	
200	1.93	0.223						
<b>H37 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H240	2.63	100	2.60	0.177	0.074
					120	2.44	0.189	
					140	2.30	0.200	
					160	2.16	0.210	
					180	2.04	0.219	
200	1.93	0.227						
<b>H38 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H280	2.67	100	2.60	0.180	0.077
					120	2.44	0.192	
					140	2.30	0.203	
					160	2.16	0.213	
					180	2.04	0.223	
200	1.93	0.231						
<b>H40 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H200 + H200	2.70	100	2.60	0.197	0.078
					120	2.44	0.210	
					140	2.30	0.221	
					160	2.16	0.231	
					180	2.04	0.241	
200	1.93	0.250						
<b>H41 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H280	2.73	100	2.60	0.199	0.081
					120	2.44	0.212	
					140	2.30	0.224	
					160	2.16	0.235	
					180	2.04	0.245	
200	1.93	0.254						
<b>H44 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H200 + H240	2.80	100	2.60	0.219	0.085
					120	2.44	0.232	
					140	2.30	0.245	
					160	2.16	0.256	
					180	2.04	0.267	
200	1.93	0.276						
<b>H48 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H240 + H240	2.90	100	2.60	0.241	0.092
					120	2.44	0.255	
					140	2.30	0.269	
					160	2.16	0.281	
					180	2.04	0.292	
200	1.93	0.303						
<b>H52 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H240 + H280	3.00	100	2.60	0.262	0.099
					120	2.44	0.276	
					140	2.30	0.293	
					160	2.16	0.306	
					180	2.04	0.318	
200	1.93	0.329						
<b>H56 DOUBLE</b>	0-50-60-70- 80-90-100	8	520 x 520 x H280 + H280	3.10	100	2.60	0.284	0.106
					120	2.44	0.301	
					140	2.30	0.317	
					160	2.16	0.331	
					180	2.04	0.344	
200	1.93	0.356						





# 3. MANUAL DE CÁLCULO

## 3.1 TEORÍA DE FORJADOS

Los forjados son elementos estructurales bidimensionales que, manteniendo su espesor, combinan un excelente rendimiento estructural, instalación rápida y ventajas tanto económicas como funcionales. El comportamiento estructural de los elementos de forjado se caracteriza por el comportamiento de flexión predominante (flexión, esfuerzo de corte, torsión), que garantiza la transferencia de cargas a lo largo de la trayectoria ortogonal de acuerdo con una sola dirección preferencial o dos o más direcciones preferenciales, y así se pueden distinguir “forjados unidireccionales”, en el primer caso, o “forjados bidireccionales” en el segundo caso.

Las cargas que descansan sobre el forjado se pueden transmitir de maneras diferentes, así que se pueden identificar siguientes categorías de forjados:

- Forjado con espesor constante en sus columnas con o sin capitel (flat slab);
- Forjado con espesor variable, con espesamiento local en correspondencia de las columnas (mushroom slab);
- Forjado con vigas de borde, colocadas en dos o cuatro lados;
- Forjados sobre muros de carga.

En cuanto a la fase de cálculo, los códigos están generalmente relacionados con el análisis elástico, por lo tanto en ausencia de fisuración, e ignorando los refuerzos, hipótesis aceptables en la fase de verificación en los estados límites de funcionamiento.

Cuando, sin embargo, se toman en consideración los estados límites últimos, la no linealidad del comportamiento, debido a las fisuras del hormigón y a la plastificación de acero, se tiene necesariamente en cuenta.

Sin duda, la teoría de la elasticidad sigue siendo la clave para comprender los muchos aspectos del comportamiento mecánico del forjado, en la teoría de desplazamientos pequeños. El modelo elástico, basado en la hipótesis de la continuidad de desplazamiento, tensiones y deformaciones, permite conservar el concepto de acción interna como la fuerza local resultante de tensiones que actúan sobre una sección unitaria, cualquier sea la naturaleza del esfuerzo.

Es obligatoria la referencia al método elástico.

En cuanto a los forjados aligerados, la forma del casetón configura el forjado como una serie de nervaduras cruzadas cerradas, superiormente e inferiormente, por dos forjados de espesor variable de elección.

Los resultados experimentales disponibles en la bibliografía certifican que esta estructura mantiene la misma naturaleza y comportamiento de un forjado ortotrópico de acuerdo con EC2.

Según el Eurocódigo 2, de hecho, en el análisis estructural no tiene que ser necesario dividir los forjados nervados o aligerados en elementos discretos, siempre que el ala o la parte estructural superior y las nervaduras transversales tengan la rigidez torsional adecuada.

Esta hipótesis es válida si:

- el paso de la nervadura no excede 1500 mm;
- la altura de la nervadura, debajo del ala, no es más que 4 veces su ancho;
- el espesor del ala tiene igual o mayor valor que el mayor valor entre  $1/10$  de la luz entre las nervaduras y 50 mm;
- hay nervaduras transversales alejadas entre si no más de 10 veces el espesor total del forjado.

Un paso de la nervadura diferente conduce a un mecanismo diferente resistente a la flexión; de hecho, en el forjado unidireccional, las zonas del forjado más alejadas de la propia nervadura parece que no colaboran plenamente.

Siguiendo la misma lógica, la distribución de los esfuerzos normales en el forjado y contra-forjado debidos a la flexión de la cubierta se concentran cerca de las nervaduras, y se van reduciendo alejándose de ellos (fenómeno denominado shear lag).

Este tipo de comportamiento es menos importante para las estructuras en cuestión, ya que las nervaduras en dos lados impiden que el comportamiento sea puramente unidireccional.

## 3.2 PREDIMENSIONAMIENTO

### 3.2.1 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR

La configuración constructiva en la que la tecnología **Nuevo Nautilus EVO** expresa su máximo potencial, es la de forjado bidireccional, es decir, en tal situación de tener una relación entre luces en las dos direcciones ortogonales expresadas como:

$$\frac{L_x}{L_y} \in \left\{ 1 < \frac{L_x}{L_y} < 1.7 \right\}$$

Fuera de este rango de comportamiento se convierte en puramente unidireccional.

Primera forma de obtener una dimensión indicativa del espesor del forjado es con proporciones simples, basadas en tipos estructurales que se usan y las luces a cubrir:

- forjados llenos en pilares  $d = \frac{L}{25}$
- forjados aligerados en pilares  $d = \frac{L}{28}$
- forjados llenos en vigas  $d = \frac{L}{30}$
- forjados aligerados en vigas  $d = \frac{L}{32}$

El tamaño mínimo de forjados superiores e inferiores está vinculado a requisitos mínimos de cobertura que se deben fijar a las barras. Dentro del forjado se debe asegurar la cobertura de refuerzo mínima requerida por las regulaciones para la categoría de la exposición relacionada con las hipótesis de cálculos realizados, más dos diámetros de refuerzos de base en las dos direcciones.

El espesor del forjado se reduce notablemente, con respecto al refuerzo básico compuesto de elementos con mallas electro soldadas, si se utilizan las soluciones de barra suelta.

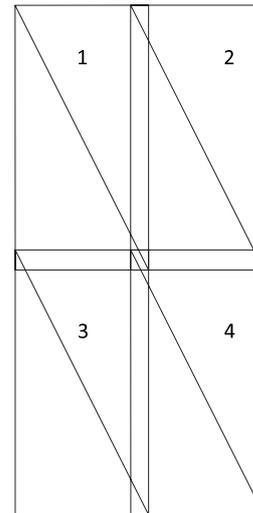


Figura 6 – distribución de mallas electro soldadas

Como se puede ver del diseño, la posición de armadura que contiene las mallas electro soldadas ofrece la necesaria superposición, por lo menos parcial, en la zona de límite entre dos mallas adyacentes. En la pequeña porción común a las cuatro mallas diseñadas será necesario tener espacio para colocar ocho barras en el forjado, más la distancia necesaria entre la barra inferior y la parte superior del forjado, y entre la barra superior y el encofrado, de manera que se permite un flujo adecuado de colada de hormigón.

A estas estimaciones geométricas hay que sumar consideraciones de la seguridad contra incendios; de hecho, mayores espesores se adaptan a una mejor resistencia a la carga de fuego.

Las dimensiones de las nervaduras también están relacionadas con el tipo de refuerzos adicionales requeridos; de hecho, si es necesario, y si se decide reforzar las nervaduras, hay que hacerlo de manera que se pueden colocar barras dentro de ellas, asegurando al mismo tiempo una distancia correcta entre los encofrados y el espacio entre refuerzo.

El espaciado mínimo debe ser tal que:

$$C_{barre} > \max \left\{ \varphi_x^{max}; \varphi_y^{max}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Además, a las nervaduras más masivas, como se explica más adelante, corresponde mayor resistencia al corte, por lo tanto, se puede requerir un tamaño más grande para poder controlar tensión elevada.

### 3.2.2 DETERMINAR LA DIMENSIÓN DEL CAPITEL MÍNIMO

Se recomienda dejar, alrededor de las zonas de soporte del forjado (columnas, muros de carga), zonas sin forjados aligerados, para poder permitir la transmisión de las acciones cortantes al tener la resistencia de la zona completa.

La extensión de capiteles sobre los pilares se puede calcular en primer lugar tomando como la extensión mínima la que contiene el perímetro de punzonamiento capaz de resistir sin refuerzo, y en cualquier caso no inferior de  $2,75 d$  del borde de pilar, donde  $d$  es altura útil de la sección.

El perímetro crítico,  $u_{out}$ , tiene la siguiente expresión, como se define en el Eurocódigo 2 en el punto 6.4.5 (4), como se señaló antes:

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd c} \cdot d}$$

Por lo tanto, cuando se obtiene la dimensión de la circunferencia fácil volver al radio, y por lo tanto a la dimensión mínima del capitel:

$$R_{cap} = \frac{u_{out}}{2 \pi}$$

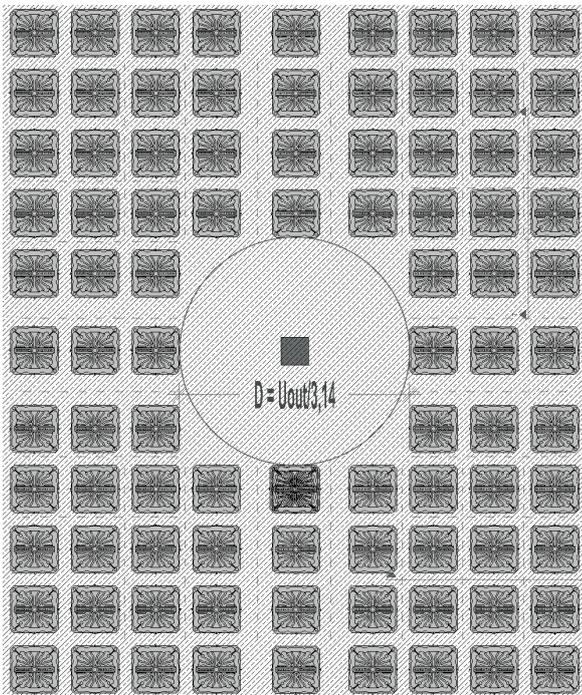


Figura 7 – no aligerada área de hormigón dimensiones - capitel

### 3.2.3 DETERMINAR LA DIMENSIÓN DE CAPITEL PARA NO TENER QUE COLOCAR ARMADURA DE CORTANTE

Si no desea implementar la prueba de cortante, y reforzar la nervadura del forjado, es posible ampliar el área de forjado completo, para que la tensión en el área aligerada esté siempre menor o igual a la resistencia a cortante del hormigón propio.

Se puede obtener una idea de cuál debe ser la dimensión del capitel para lograr este resultado de la siguiente manera:

Consideremos un forjado que consiste en una serie infinita de campos, con luces en dos direcciones  $L_x$  y  $L_y$  vamos a analizar un pilar; ese pilar tendrá un capitel de siguientes dimensiones  $C_x$   $C_y$  sometido a una carga  $P$ ; excluimos la contribución de la carga sobre los capiteles, que, fuertemente reforzados para flexión y punzonamiento negativos, se pueden considerar aquí como restricciones rígidas.

La acción vertical ejercida sobre el resto de cubierta es:

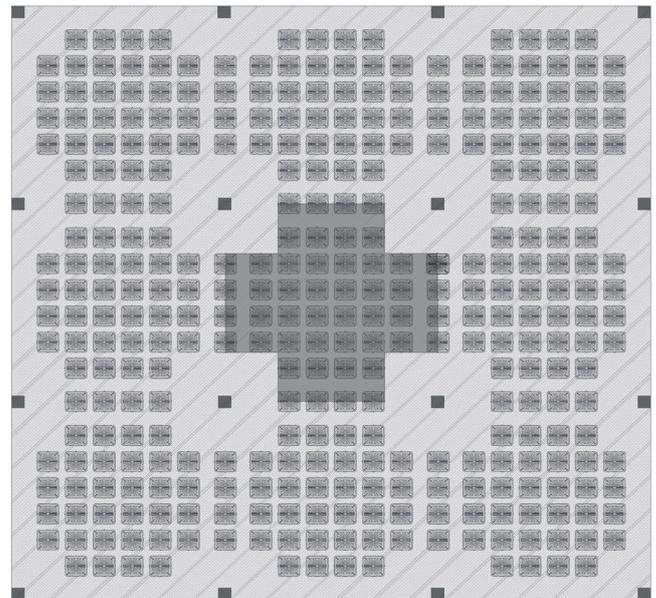


Figura 8 - área sometida a la considerada acción cortante

$$V_{Ed} = p \cdot \left( L_x \cdot L_y - 4 \cdot \frac{C_x}{2} \cdot \frac{C_y}{2} \right)$$

Esta acción es contrarrestada por la resistencia a cortante de las nervaduras en la interfaz entre capiteles y la parte restante del forjado, que se puede expresar como:

$$V_{Rd} = n \cdot V_{Rd,C} = \frac{4 \cdot \left( \frac{C_x}{2} + \frac{C_y}{2} \right)}{i} \cdot V_{Rd,C}$$

Donde  $V_{Rd,C}$  es el corte resistente del propio hormigón de nervadura,  $n$  ( $n^\circ$ ) está también el número de nervaduras que contribuyen, que se puede calcular como el perímetro de capiteles en el campo considerado, dividido por las distancias entre ejes de las nervaduras.

Por lo tanto, la acción de resistencia total es la suma de las acciones de resistencia de las nervaduras.

Al igualar la tensión y la resistencia, puedo buscar las dimensiones del capitel  $C_x$ ,  $C_y$ , que satisfacen la relación; en el caso de que quieren proporcionar capiteles cuadrados, la ecuación se simplifica a:

$$p \cdot (L_x \cdot L_y - c^2) = \frac{4 \cdot c \cdot V_{Rd,C}}{i}$$

Esta es una ecuación de segundo grado que se puede resolver en  $c$ :

$$c^2 \cdot [p] + c \cdot \left[ \frac{4 \cdot V_{Rd,C}}{i} \right] - p \cdot L_x \cdot L_y = 0$$

Alternativamente, se pueden buscar dimensiones de capitel, manteniendo las dimensiones distintas  $C_x$  y  $C_y$ , pero habrá que insertar ecuación adicional para que el sistema se pueda resolver; por ejemplo se puede establecer que la relación entre  $C_x$  y  $C_y$ , esté la misma como entre  $L_x$  y  $L_y$ .

### 3.3 CÁLCULO DE TENSIÓN

#### 3.3.1 MÉTODO DE FRANJA

##### 3.3.1.a Cálculos de momentos flectores

Dentro del Método Estático, el estado límite último de una losa se caracteriza por alcanzar el momento límite en una o más secciones.

Por lo tanto, el campo de momentos debe obedecer la ecuación de equilibrio de flexión de la losa:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Existen a priori campos de momentos infinitos que pueden satisfacer esta ecuación, pero hay solo una solución exacta, correspondiente a la formación de la cinemática. Con la excepción de un número limitado de casos simples, es prácticamente imposible determinar la solución exacta sin el uso de cálculo automático.

Sin embargo, es posible obtener soluciones satisfactorias,

aunque aproximadas, independientemente de la formación de mecanismo cinemático, como propone, por ejemplo, Hillerborg, cuyo Método de franjas es fácil de usar.

Este método no tiene en cuenta la torsión, así que la ecuación de equilibrio es:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

En la losa fisurada están presentes por lo menos tres mecanismos resistentes a torsión, y por lo tanto, en principio, la torsión no se puede ignorar. Sin embargo, al dimensionar los refuerzos (objetivo del método de Hillerborg), es prudente no tener en cuenta la torsión, ya que los tres mecanismos mencionados anteriormente (torsión en la zona comprimida, trabazón de los agregados en pisos fisurados y el efecto pasador de la armadura) a menudo dependen de los factores que quedan fuera del control del diseñador, como las extensiones de la zona comprimida, la apertura de las fisuras y la rigidez flexural local de los refuerzos.

Esta hipótesis de la torsión insignificante, corresponde a la hipótesis de un modelo mecánico que incluye la losa de un conjunto de franjas colocadas en las direcciones  $x$  e  $y$ , cada una sometida a flexión y a esfuerzo cortante.

Por lo tanto, las franjas colocadas a lo largo de la línea  $x$  absorben una parte de la carga,  $\alpha \cdot p$ , y las franjas en la dirección  $y$  la parte restante  $(1 - \alpha) \cdot p$  esto se puede traducir con las ecuaciones:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -\alpha \cdot p_u$$

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -(1 - \alpha) \cdot p_u$$

Por las razones prácticas, al coeficiente  $\alpha$  no se pueden asignar los valores variables con continuidad, sino los valores constantes en las zonas.

La losa se debe, entonces, dividir en zonas, cada una con su propio  $\alpha$  valor. La elección de ese valor se debe hacer sobre la base de la flexión más efectiva en la transmisión de la carga de contorno, según el criterio siguiente: Dado que en cada areola  $dx dy$  de la losa se cruzan dos franjas flexionadas, una paralela al eje  $x$  y otra paralela al eje  $y$ , la carga que actúa sobre esa areola se transmite al contorno principalmente por la franja que es más rígida durante la flexión (con luces menores, y/o con restricciones extremas más rígidas y/o conectando la areola con la restricción más cercana); por lo tanto, en la transmisión de la carga al contorno prevalece la dirección  $x$  ( $\alpha \rightarrow 0$ ) o la dirección  $y$  ( $\alpha \rightarrow 1$ ) dependiendo de si la franja alineada con  $x$  o la alineada con  $y$  es más rígida localmente.

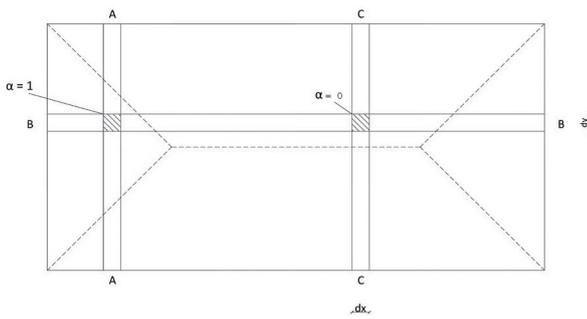


Figura 9 – representación del método de franjas según Hillerborg.

Más detalles:

- losa uniformemente ligada al contorno: a las zonas más cercanas a los lados alineados con el eje y se deben asignar los valores más altos de  $\alpha$  (entre 0.5 y 1), mientras que a las zonas más cercanas a los lados alineados con el eje x se deben asignar los valores pequeños de  $\alpha$  (entre 0 y 0.5) figura A. Para las zonas que tienen la misma distancia promedio entre dos lados igualmente unidos, También es razonable establecer  $\alpha=0.5$  y adoptar la distribución como en la figura B.

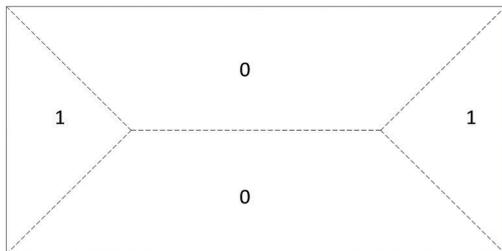


Figura 10 - Distribución posible (A) en una losa rectangular apoyada al contorno.

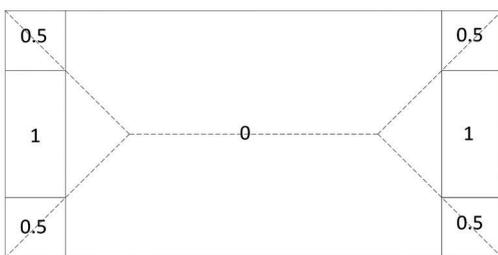


Figura 11 – Distribución posible (B) en una losa rectangular apoyada al contorno.

- Losa con restricciones en contornos mixtos: la proximidad a una junta alineada con y resulta en valores más grandes de  $\alpha$ , mientras la proximidad con un borde libre alineado con y resulta en un valor nulo de  $\alpha$ , ya que no es posible (por la falta de restricción y la continuidad estructural) la transmisión de carga en dirección x (ortogonal al borde mismo).

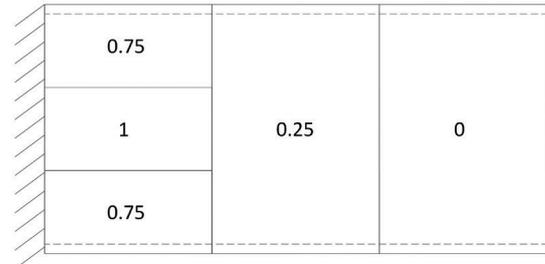


Figura 12 – redistribución posible en una losa rectangular con restricciones en los contornos mixtos.

El método de las franjas también da la razón para los llamados “balancines”, que son zonas de contorno para las ranuras, y que actúan como vigas de soporte reales para las franjas que son ortogonales e interrumpidas por la presencia de la fisura.

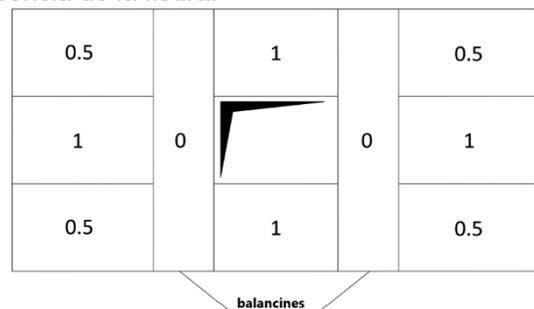


Figura 13 – ejemplo de losa con ranura y balancines (dimensiones geométricas asignadas).

En cada franja, el refuerzo se debe dimensionar sobre la base del máximo momento (el dimensionamiento es conservativo):

$$m_{xu} = m_{xu}(\alpha, p_u, P_u)$$

o

$$m_{yu} = m_{yu}(1 - \alpha, p_u, P_u)$$

Cabe señalar que siempre hemos hablado del dimensionamiento de armadura, aunque en realidad el método de las franjas permite evaluar los momentos de refuerzo necesarios.

$$m_{xu} = A_x \cdot f_{yd} \cdot z; m_{yu} = A_y \cdot f_{yd} \cdot z$$

En estas fórmulas, el espesor de la losa  $t$  aparece por el brazo de palanca interno  $z = 0.8 \cdot t$ , por lo tanto, si, como es habitual, se indica el espesor de la losa  $t$ , los refuerzos se dimensionan; pero si se indican los refuerzos, se dimensiona el espesor.

## Losa sobre pilares Procedimiento de cálculo simplificado

El diseño de un campo de losa sobre pilares bajo la acción de carga vertical se puede simplificar de siguiente manera. Por los motivos obvios del equilibrio, la suma de los momentos resultantes  $M^+$  y  $M^-$ , a lo largo de las secciones correspondientes a los pilares y en luces, en la dirección  $x$ , debe ser igual al momento total causado por la carga  $w \cdot l_x \cdot l_y^2 / 8$ ; un esquema similar se puede tomar en consideración para los momentos en dirección  $y$ .

Teniendo en cuenta las dimensiones de las secciones de los pilares, sigue una reducción del momento máximo causado por las cargas en comparación con el caso del apoyo puntiforme; es posible considerar un valor de las luces reducido por la mitad de la dimensión del pilar en cada extremo. Considerando, por ejemplo, la dirección  $y$ , con luz  $l_y$  y el pilar de la dimensión  $b_y$ , es posible derivar un valor total de la flexión en la dirección igual a:

$$M_T = M^+ + M^- = \left(1 - \frac{b_y}{l_y}\right)^2 \cdot w \cdot \frac{l_x \cdot l_y^2}{8} < w \cdot \frac{l_x \cdot l_y^2}{8}$$

El dimensionamiento del refuerzo se lleva a cabo dividiendo este momento total en el momento positivo de la luz, y uno negativo en la sección de soporte, identificado por la línea que conecta dos columnas. El porcentaje de  $M_T$  que lleva cada sección se determina haciendo referencia a la distribución de los momentos flectores de la solución elástica. Según la hipótesis de Parker e Gamble es posible dividir el momento total en dos direcciones:

$$M_T = \left(1 - b_y / l_y\right)^2 \cdot w \cdot l_x \cdot l_y^2 / 8$$

o

$$\left(1 - b_x / l_x\right)^2 \cdot w \cdot l_y \cdot l_x^2 / 8$$

atribuyendo el 65% a los momentos negativos sobre el apoyo, y el 35% restante a los momentos positivos en las luces. De esta observación nació un procedimiento de diseño que divide la losa en dos franjas, una lateral, que conecta los pilares, y una central, cada una de las cuales lleva la parte del momento total; la base de este método es, por lo tanto, el uso para el proyecto de valor promedio de los momentos flectores. Los porcentajes del momento total que lleva cada una de las franjas, se eligen siempre con la referencia a la solución elástica: el 70% del momento negativo  $M^-$  se asigna a la franja lateral en las columnas, y el 30% a la franja central.

Por otra parte, el momento positivo se divide igualmente, el 50% a las franjas laterales, y el 50% las centrales. La franja lateral se puede representar dividida en dos partes de las cuales cada una ocupa el 20% de la anchura del campo (en total ocupan 40% de la anchura, y la central el 60%).

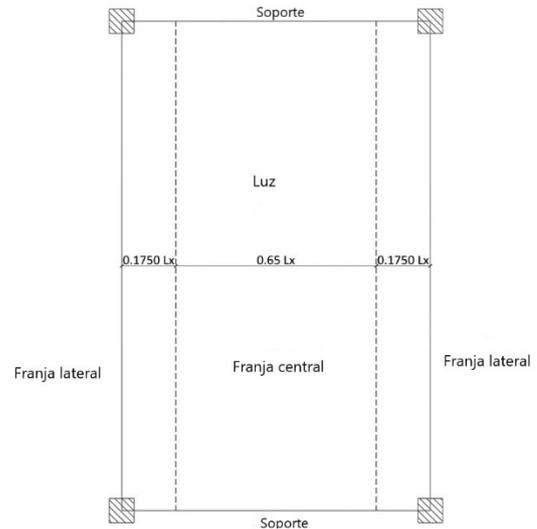


Figura 14 – esquema para el cálculo del diseño en la dirección  $y$  – anchura de las franjas laterales y centrales.

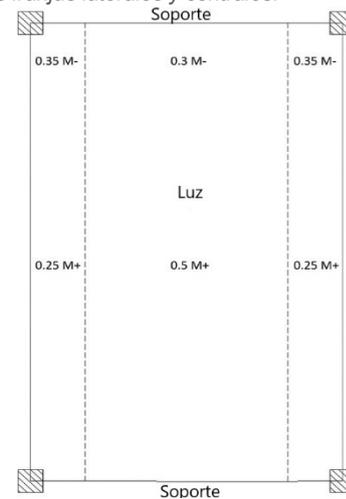


Figura 15 - esquema para el cálculo del diseño- momentos de competencia de cada franja.

Dado que las divisiones anteriores se han hecho a partir de la solución elástica, se recomienda proceder sin redistribuir los momentos entre los valores de soporte y los de luces, para tener un buen comportamiento de la estructura, con fisuración y deflexiones limitadas. Otra razón para evitar las redistribuciones es el peligro del punzonamiento de las losas en correspondencia con el soporte de los pilares, que se puede facilitar por el punzonamiento debido a la flexión y a la elasticidad de los refuerzos en esas zonas.

### 3.3.1.b Cálculo de esfuerzos cortantes

Consideremos un forjado que consiste en una serie infinita de campos, con luces en las dos direcciones  $L_x$  y  $L_y$ , y capitel de dimensiones  $C_x$ ,  $C_y$ , sometido a una carga:

suponiendo que el corte debido a la reacción de los pilares sea absorbido por los capiteles (verificación del punzonamiento de la columna), el forjado aligerado debe ser capaz de resistir la fuerza cortante de la carga vertical y que actúa sobre porción del forjado que se puede ver en la figura siguiente:

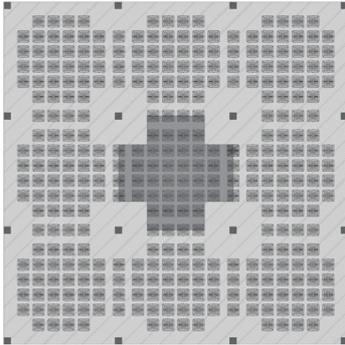


Figura 16 – área sometida a la acción cortante considerada

$$V_{Ed} = p \cdot \left( L_x \cdot L_y - 4 \cdot \frac{c_x \cdot c_y}{4} \right)$$

Esta acción debe ser absorbida por las nervaduras al interfaz entre los capiteles y la porción restante del forjado. La fuerza cortante para cada una de las nervaduras será:

$$V_{Ed} = n^o \cdot v_{Ed} = \text{int} \left\{ \frac{4 \cdot \left( \frac{c_x}{2} + \frac{c_y}{2} \right)}{i} \right\} \cdot v_{Ed,C}$$

$$v_{Ed,C} = \frac{V_{Ed} \cdot i}{4 \cdot \left( \frac{c_x}{2} + \frac{c_y}{2} \right)}$$

### 3.3.1.c Cálculo del punzonamiento

Si  $p$  es la última carga que actúa sobre la losa, los capiteles deben ser capaces de resistir la reacción del pilar igual a:

$$P_{Ed} = p \cdot L_x \cdot L_y$$

### 3.3.2 MÉTODO DE GRASHOF

El método alternativo simplificado se basa en un análisis que compara el comportamiento de una losa sobre una viga ficticia. Este análisis se basa en la deformación de los campos de losa debido a las cargas distribuidas uniformemente. Se imagina la división del campo de forjado en muchas franjas, en el límite infinitesimal, a y b, ortogonales entre sí. La carga distribuida será llevada por la franja del forjado lleno de acuerdo con el comportamiento bidireccional; las dos franjas en las que se ha descompuesto el campo genérico de la losa llevarán una parte de la carga basada en la rigidez de las franjas, esas partes se encontrarán aplicando la siguiente fórmula aproximada (Grashof):

$$q_a = q \cdot \frac{b^4}{K \cdot a^4 + b^4}; \quad q_b = q_{TOT} - q_a$$

Una vez determinada la carga competente para las franjas a y b, se podrá aplicar la simplificación del modelo de la viga continua.

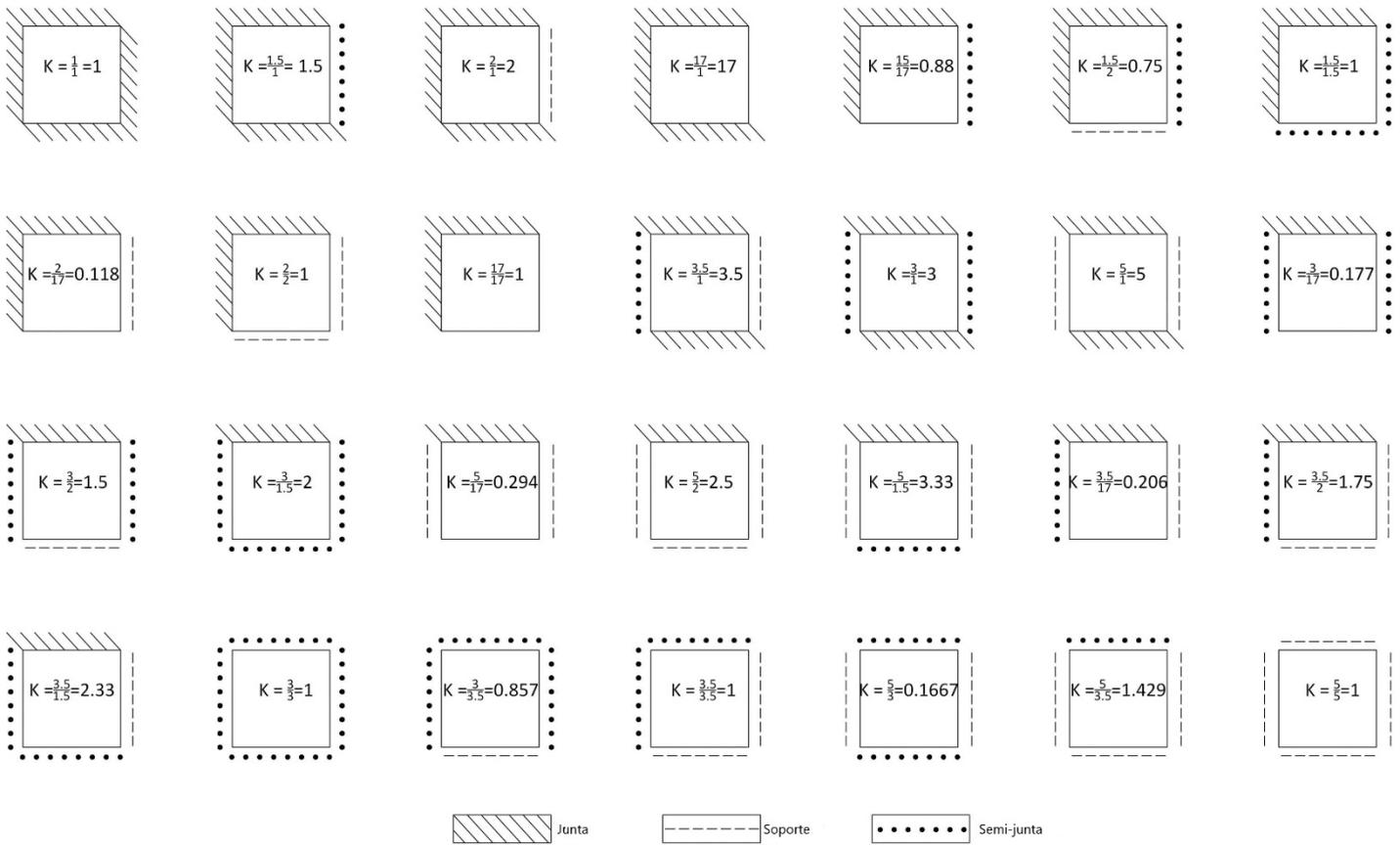


Figura 17 – esquemas de restricción

### 3.3.3 MODELADO F.E.M.

Es posible modelar los elementos finitos forjados de hormigón armado aligerados con elementos de **Nuevo Nautilus EVO**, como los forjados llenos con valores reducidos de rigidez y masa. Es posible adoptar una de las siguientes soluciones:

- modelar el forjado con **Nuevo Nautilus EVO** como un forjado de espesor de la construcción, pero con coeficientes multiplicativos para la reducción de masa e inercia;
- modelar el forjado con **Nuevo Nautilus EVO** como un forjado lleno de espesor reducido, para obtener rigidez y peso equivalentes;
- modelar el forjado con **Nuevo Nautilus EVO** como un forjado de espesor de la construcción, pero introducir los coeficientes en el material del hormigón armado de la porción del forjado ocupada por aligeramiento, con el fin de reducir módulo de Young y su propio peso.

La solución **a** se obtiene de manera siguiente:  
Recordando que el valor de la rigidez flexural es  $D$ :

$$D = \frac{E \cdot I}{(1 - \nu^2)}$$

Donde:

- $E$  es el Módulo de Young;
- $I$  es el Momento de inercia;
- $\nu$  es el Módulo de Poisson.

Nuestro objetivo es modelar los elementos finitos del forjado isotrópico, con la misma rigidez que de un forjado aligerado:

$$D_{full} = D_{void}$$

$$\frac{E_{full} \cdot I_{full}}{(1 - \nu^2)} = \frac{E_{void} \cdot I_{void}}{(1 - \nu^2)}$$

$$R_f = \frac{E_{void} \cdot I_{void}}{E_{full} \cdot I_{full}}$$

El coeficiente  $R$  obtenido es el coeficiente de reducción que se aplica a un forjado lleno en el programa con elementos finitos para obtener la rigidez flexural equivalente a la del forjado con **Nuevo Nautilus EVO**, y, si el material es el mismo, se convierte en:

$$R_f = \frac{I_{void}}{I_{full}} < 1$$

#### CALCULAR LA INERCIA DE LA NERVADURA DEL FORJADO ALIGERADO

ELEMENTOS	INERCIA [mm <sup>4</sup> ]	BARICENTRO [mm]	ÁREA [mm <sup>2</sup> ]	VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]
H10	38577300	48.3	46361	0.024
H13	84834500	62.9	60350	0.028
H16	158272000	77.6	74339	0.032
H20	309335100	97.1	92909	0.039
H23	448121900	115.3	106712	0.052
H24	534784000	116.6	111643	0.046
H26	648180500	130.0	120701	0.056
H28	849526400	136.2	130295	0.053
H29	901349400	145.0	134690	0.060
H30	1002580000	151.2	139353	0.063
H32	1212130200	160.0	148600	0.064
H33	1332396800	165.8	153342	0.067
H34	1465266900	171.8	158004	0.070
H36	1729333800	180.5	167331	0.071
H37	1883915700	186.3	171994	0.074
H38	2052377400	192.2	176649	0.077
H40	2373891500	200.0	185982	0.078
H41	2570833000	206.8	190645	0.081
H44	3163889700	220.0	204635	0.085
H48	4109701700	240.0	223200	0.092
H52	5230090000	260.5	241938	0.099
H56	6534840000	280.0	280590	0.106

Por lo tanto, la inercia de la nervadura aligerada se puede encontrar utilizando Huygens-Steiner, como:

$$I_{x/y}^{void} = \frac{1}{12} B_t \cdot H_t^3 + B_t \cdot H_t \left( \frac{H_t}{2} - y_G^{void} \right)^2 - I_{x/y}^{nau} - A_{naut} \cdot \left[ \left( y_G^{naut} + S_i \right) - y_G^{void} \right]^2$$

- $H_t$  : espesor total del forjado;
- $B_t$  : distancia entre ejes de la nervadura;
- $y_G^{void}$  : baricentro de la sección aligerada final;
- $y_G^{naut}$  : baricentro de la zona vacía;
- $I_{x/y}^{void}$  : momento de inercia en dirección x u y de la sección aligerada final;
- $I_{x/y}^{nau}$  : momento de inercia en dirección x u y de la zona vacía;
- $A_{naut}$  : superficie de la zona vacía.

Dividiendo la cantidad obtenida por la longitud de la distancia entre ejes entre los encofrados, se encuentra el valor de inercia por metro lineal. Mientras la inercia (por metro lineal) de la sección sólida puede ser calculada como la de un rectángulo con altura igual a la altura de la sección de hormigón, y de anchura igual a la anchura de un elemento **Nuevo Nautilus EVO**, más la dimensión de la nervadura, cantidad equivalente para un forjado aligerado puede ser calculada como la del perfil *I*, con alas inferiores y superiores dadas por los forjados, y el núcleo con las dimensiones de la nervadura.

La solución **b** se obtiene encontrando el espesor de una losa llena, que tiene la misma rigidez flexural como la losa aligerada:

$$S_t = \frac{E \cdot I_{void}}{(1 - \nu^2)} = \frac{E \cdot H_t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

Resolviéndola, se da expresión de espesor ficticio:

$$H_f = \sqrt[3]{12 \cdot I_{void}}$$

De manera similar a la que se hizo para la rigidez de flexión, la rigidez torsional y de cortante también se deben reducir para modelar de manera correcta el comportamiento del forjado aligerado

$$R_t = \frac{S_{t,void}}{S_{t,full}} < 1$$

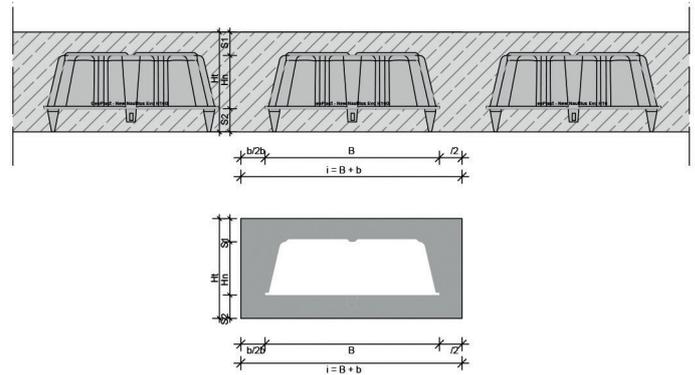


Figura 18 – sección tipo – cálculo de coeficiente de reducción

La rigidez torsional del forjado lleno se determina según la fórmula:

$$I_t = \alpha \cdot H_{tot}^3 \cdot i$$

Donde el factor  $\alpha$  es la función de la relación:  $i/H_{tot}$

$i/H_{tot}$	1.5	2.0	3.0	4.0
$\alpha$	0.196	0.229	0.263	0.281

$i/H_{tot}$	6.0	8.0	10.0	$\infty$
$\alpha$	0.299	0.307	0.313	0.333

De manera similar se puede obtener para el forjado aligerado, usando la fórmula de Bredt:

$$t_1 = \frac{N_{x/y}}{2}$$

$$t_2 = S_s$$

$$t_3 = S_i$$

$$b_k = i - T_1$$

$$d_k = H_t - \frac{S_s}{2} - \frac{S_i}{2}$$

$$I_t^{void,x/y} = \frac{4 \cdot b_k \cdot d_k}{\frac{2}{b_k \cdot t_1} + \frac{1}{d_k \cdot t_2} + \frac{1}{d_k \cdot t_3}}$$

Así que el factor de reducción resulta ser:

$$R_t = \min \left\{ \frac{I_t^{void,x}}{I_t^{full}}; \frac{I_t^{void,y}}{I_t^{full}} \right\} < 1$$

El factor multiplicativo que tiene en cuenta la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante se obtiene a partir de la comparación entre las áreas resistentes al esfuerzo cortante del forjado lleno y de la nervadura del forjado aligerado:

$$R_s = \frac{A_{s,void}}{A_{s,full}} < 1$$

Mientras una porción de ancho unitario del forjado lleno reacciona completamente al esfuerzo cortante, el área del cortante del forjado aligerado se da solo por el área llena de la sección.

En cuanto al propio peso del forjado aligerado, esto se puede calcular restando el volumen del encofrado **Nuevo Nautilus EVO** por metro cuadrado, del peso que corresponde al forjado lleno:

$$W_{void} = \left[ H_{tot} - \frac{1}{(52 \text{ cm} + B)^2} \cdot Vol_{Naut} \right] \cdot \gamma_{cls}$$

Este valor permite encontrar el factor de reducción del peso propio:

$$R_w = \frac{W_{void}}{W_{full}} < 1$$

### 3.3.4 EJEMPLO PRÁCTICO

Imaginemos que necesitamos realizar el predimensionamiento del siguiente campo del forjado:

- $L_x = L_y = 8 \text{ m}$
- $G_{k2} = 2 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{k1} = 5 \text{ kN/m}^2$
- Hormigón: clase de resistencia C32/40

A partir de las estimaciones del predimensionamiento podemos suponer que el forjado aligerado debería tener el espesor igual a:

$$H_{tot} = \frac{L}{28} = 29 \text{ cm}$$

Posiblemente perfeccionado más tarde, una vez creado el nuestro modelo de cálculo F.E.M.

Supongamos que reforzamos con malla de base  $\varnothing 8$  20x20, con un recubrimiento de hormigón de 30 mm, el forjado debe ser de dimensiones tales como para poder acomodar dos diámetros de malla de base, el recubrimiento de hormigón, más un diámetro de distancia entre la malla de base y el elemento de aligeramiento:

$$S_{min} = c + 2 \cdot \varphi + \varphi = 30 \text{ mm} + 2 \cdot 8 \text{ mm} + 8 \text{ mm} = 54 \text{ mm}$$

Redondeando, la dimensión mínima para el forjado inferior y superior es de 60 mm. Por lo tanto:

$$H_{nau} = 29 \text{ cm} - 12 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Puesto que el aligeramiento de 17 cm no existe en el catálogo, supongamos que utilizamos el aligeramiento **Nuevo Nautilus EVO H16**. Para poder tener 29 cm de espesor total, habrá que proceder a adquirir 7 cm del forjado inferior y 6 cm de forjado superior; de hecho, es preferible utilizar el mayor de los dos espesores del forjado inferior, de tal forma que se garantice mayor recubrimiento de las barras de refuerzo, que resulta en la mejora de la reacción al fuego.

Siempre, como la primera estimación, podemos suponer una distancia entre ejes de 14 cm, y, si no es suficiente, se aumentará el espesor. En ese caso tendremos máximo impacto teórico de aligeramiento igual a:

$$i = \frac{1}{(0.52 + 0.14)^2} = 2.30 \text{ casseri/m}^2$$

El peso propio de la losa será por lo tanto:

$$G_{kl} = \left( 0.29 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} - 2.30 \frac{\text{pz}}{\text{m}^2} \cdot 0.032 \frac{\text{m}^3}{\text{pz}} \right) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Este valor de peso propio no será el valor correcto ya que no toma en cuenta las áreas completas, no obstante, lo podemos usar como primera estimación.

En este punto podemos calcular la dimensión mínima del capitel necesario:

$$p = 1.3 \cdot G_{kl} + 1.5 + G_{k2} \cdot 1.5 \cdot Q_{k1} = 17.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 1.15 \text{ (pilastro centrale)}$$

$$v_{Rd,c} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$d = H_{tot} - c = 29 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 26 \text{ cm}$$

$$V_{Ed} = 17.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 64 \text{ m}^2 = 1123.2 \text{ kN}$$

El valor obtenido multiplicando la carga última por el área de la influencia del pilar central

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = 9.74 \text{ m}$$

Esto significa que por lo menos un área circunscrita por una circunferencia de diámetro debe dejarse alrededor del pilar sin aligeramientos.

$$D_{cap} = u_{out} / \pi = 3.10 \text{ m}$$

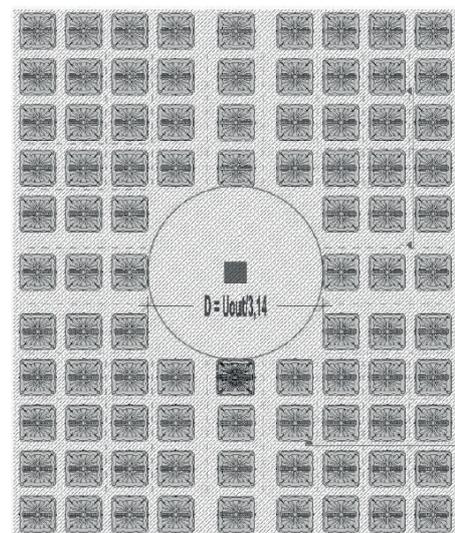


Figura 19 – perímetro crítico y área sin aligeramiento

Si, en cambio, nuestra intención es encontrar la dimensión del capitel como para evitar tener que insertar refuerzo a cortante, el cálculo es siguiente (como se explicó anteriormente):

$$c^2 \cdot [p] + c \cdot \left[ \frac{4 \cdot V_{Rd,c}}{i} \right] - p \cdot L_x \cdot L_y = 0$$

Donde:

$$i = 0.66 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c} = 18.03 \text{ kN}$$

Resolviéndolo se obtiene la dimensión máxima de capitel:

$$c = 5.49 \text{ m}$$

Se puede proceder entonces, definida la geometría de la cubierta, a iniciar la creación del de los elementos finitos. Teniendo en cuenta que el capitel estimado mínimo es 3.10 m ancho, suponiendo la eliminación por encima del pilar un número entero de aligeramientos, se tomará un capitel mínimo que equivale a:

$$C_{reale} = 5 \cdot 0.66 + 0.14 = 3.44 \text{ m}$$

En este punto podemos calcular el peso propio de manera más precisa:

1. La superficie de referencia total equivale a:

$$8 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} = 64 \text{ m}^2$$

2. La superficie sin aligeramiento será igual a:

$$3.44 \text{ m} \cdot 3.44 \text{ m} = 11.83 \text{ m}^2$$

3. La superficie aligerada neta será por lo tanto:

$$64 - 11.83 = 52.17 \text{ m}^2$$

4. El peso propio del forjado macizo es:

$$0.29 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot 25 \text{ kN}/\text{m}^3 = 7.25 \text{ kN}/\text{m}^2$$

El peso propio promedio de la losa será por lo tanto:

$$G_{kl} = \frac{7.25 \text{ kN}/\text{m}^2 \cdot 11.83 \text{ m}^2 + 5.41 \text{ kN}/\text{m}^2 \cdot 52.17 \text{ m}^2}{11.83 \text{ m}^2 + 52.17 \text{ m}^2} = 5.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se puede notar que en comparación con la estimación inicial, el peso real efectivo difiere en aproximadamente el 6%, que es una imprecisión, por lo tanto, aceptable.

En esta fase, no obstante, se tienen que combinar los requisitos mínimos de capitel, con la conveniencia de aligeramiento máximo, respetando las distancias mínimas de la zapata al borde del forjado (en el orden de 30-40 cm).

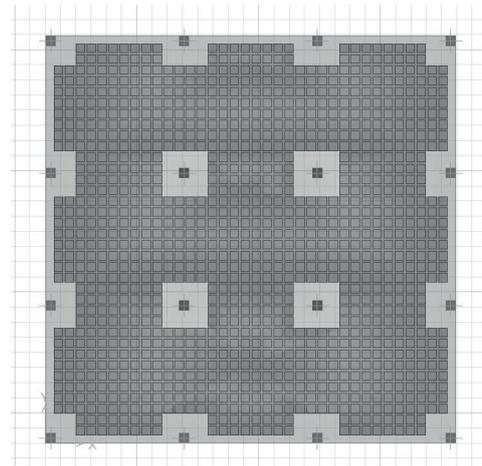


Figura 20 – modelo FEM, 2D.

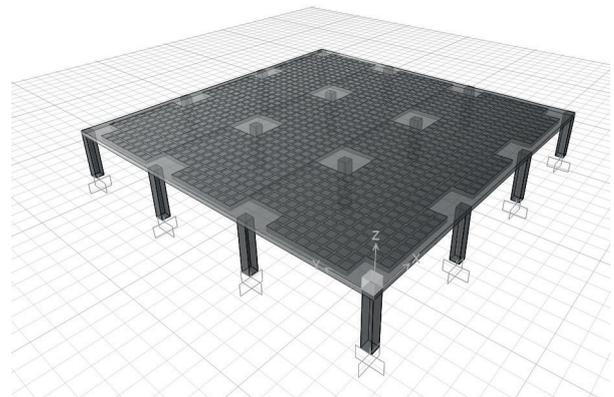


Figura 21 - modelo FEM, 3D.

$$R_{M,11} = 0.88$$

$$R_{M,22} = 0.88$$

$$R_{M,12} = 0.73$$

$$R_{T,13} = 0.61$$

$$R_{T,23} = 0.61$$

$$R_{MASS} = 0.75$$

## 3.4 VERIFICACIÓN

### 3.4.1 CÁLCULO DE REFUERZO A FLEXIÓN

El cálculo se hace en la hipótesis que en presencia de la carga última el refuerzo, en dos direcciones  $x$  e  $y$ , desarrolla últimos momentos resistentes:

$$m_{xu} = z_x \cdot f_{yd} \cdot A_x \approx 0.9 \cdot d_x \cdot f_{yd} \cdot A_x$$

$$m_{yu} = z_y \cdot f_{yd} \cdot A_y \approx 0.9 \cdot d_y \cdot f_{yd} \cdot A_y$$

La hipótesis del desarrollo simultáneo de los últimos momentos resistentes implica una ductilidad infinita de las barras de refuerzo, por lo tanto el comportamiento elástico es insignificante; además, la congruencia entre las extensiones de las dos familias de barras no se puede tomar en cuenta, debido a que el hormigón se fisura bajo la tensión y no se considera como una restricción del refuerzo.

A continuación se introduce el método del momento normal, utilizado para el dimensionamiento local de la rotura del refuerzo: por lo tanto, es diferente de otros métodos, llamados globales, en los cuales el refuerzo se dimensiona y se basa en el comportamiento de todo el colapso de la estructura (como el método de las líneas de rotura).

Los últimos momentos resistentes desarrollados por los refuerzos en una posición que tiene el eje normal  $n$  y un eje tangente  $t$  toman las siguientes expresiones:

$$m_{nu} = m_{xu} \cos^2 \theta + m_{yu} \sin^2 \theta$$

$$m_{tu} = m_{xu} \sin^2 \theta + m_{yu} \cos^2 \theta$$

$$m_{ntu} = (m_{xu} - m_{yu}) \cdot \sin \theta \cos \theta$$

Se puede ver que el segundo miembro no tiene el momento de torsión, porque las barras se imaginan como hilos tensos, junto con el hormigón comprimido, el único mecanismo resistente que el refuerzo desarrolla es la flexión.

Para cualquier posición, y para cualquier orientación de  $n$ , el cálculo de refuerzo debe cumplir siguientes condiciones:

$$M_n \leq m_{nu}$$

$$M_{nt} \leq m_{ntu}$$

Observe como, sin embargo, en el hormigón armado, aunque fisurado, existen diferentes mecanismos que permiten la resistencia a la torsión:

- Acción pasador (dowel action) desarrollada por el refuerzo estirado en la zona fisurada;

- continuidad del material en la zona comprimida;
- trabazón de los agregados de las caras fisuradas.

Estos mecanismos, aunque no estén al mismo tiempo al máximo de sus acciones, contribuyen a la satisfacción de la segunda desigualdad escrita.

El próximo paso es identificar la posición más crítica, en correspondencia con la cual aquí está la distancia mínima entre el momento resistente y el momento de actuación, que se puede expresar como:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{nu} - M_n) = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{nu} - M_n) = 0$$

Aprovechamiento óptimo de los recursos de la sección en cuestión, sugiere imponer la igualdad entre el momento de tensión y el momento resistente, o sea:

$$m_{nu} (\theta_{cr}) - M_n (\theta_{cr}) = 0$$

La tercera ecuación se obtiene imponiendo que las ecuaciones anteriores estén cumplidas con la cantidad mínima del refuerzo:

$$\frac{d}{d\theta} (A_x + A_y)_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (A_x + A_y)_{\theta_{cr}} = 0$$

Sin embargo, recordando la definición de los momentos resistentes últimos, expuesta al principio del párrafo, existe una proporcionalidad directa entre los refuerzos y los momentos mencionados:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{xu} + m_{yu})_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{xu} + m_{yu})_{\theta_{cr}} = 0$$

Finalmente, se observa que el  $m_{xu} + m_{yu} = m_{nu} + m_{tu}$  el resultado se obtiene:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{nu} + m_{tu})_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{nu} + m_{tu})_{\theta_{cr}} = 0$$

Se puede demostrar que, para  $M_x > 0$ ,  $M_y > 0$  es decir, al borde inferior estirado, expresiones para el diseño de refuerzo se presentan de manera siguiente:

$$m_{xu} = M_{xu} + |M_{xyu}|$$

$$m_{yu} = M_{yu} + |M_{xyu}|$$

Y supone la necesidad de tener una distribución de refuerzo que desarrolla, en ambas direcciones, un momento resistente positivo.

En cambio, para determinar el refuerzo en el borde superior (momento resistente negativo), tenemos las siguientes expresiones:

$$m_{xu} = M_{xu} - |M_{xyu}|$$

$$m_{yu} = M_{yu} - |M_{xyu}|$$

El modelo matemático que se acaba de mostrar corresponde a un preciso modelo físico, con formación de un marco de lazos (las barras de refuerzos) y puntales, en el borde estirado.

Las expresiones de resolución que se encuentran deben ser aplicadas de manera conjunta en cada punto de la estructura: de hecho, hay puntos que tienen una flexión débil y una torsión fuerte, y eso es hasta que se verifiquen las desigualdades siguientes:

$$|M_{xu}| < |M_{xyu}|$$

$$|M_{yu}| < |M_{xyu}|$$

En ese caso, el esfuerzo de tensión requiere los refuerzos estirados.

### 3.4.2 CÁLCULO DEL REFUERZO MÉTODO DE FRANJAS

#### 3.4.2a Cálculo de los momentos flectores

Dentro del Método Estático, el estado límite último de una losa se caracteriza por el logro del momento límite en una o más secciones.

Por lo tanto, el campo de los momentos debe obedecer la ecuación del equilibrio de flexión de la losa:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Existen a priori campos de momento infinito que pueden cumplir esta ecuación, pero solo hay una solución exacta, correspondiente a la formación de la cinemática.

Con la excepción de un número limitado de casos simples, es prácticamente imposible determinar la solución exacta sin el uso de cálculo automático. Sin embargo, es posible obtener soluciones satisfactorias, aunque aproximadas, independientemente de la formación de mecanismo cinemático, como propone, por ejemplo, Hillerborg, cuyo Método de franjas es fácil de usar.

Este método no tiene en cuenta la torsión, así que la ecuación de equilibrio es:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

En la losa fisurada están presentes por lo menos tres mecanismos resistentes a torsión, y por lo tanto, en principio, la torsión no se puede ignorar. Sin embargo, al dimensionar los refuerzos (objetivo del método de Hillerborg), es prudente no tener en cuenta la torsión, ya que los tres mecanismos mencionados anteriormente (torsión en la zona comprimida, trabazón de los agregados en pisos fisurados y el efecto pasador de la armadura) a menudo dependen de los factores que quedan fuera del control del diseñador, como las extensiones de la zona comprimida, la apertura de las fisuras y la rigidez flexural local de los refuerzos.

Esta hipótesis de la torsión ignorada, corresponde a la hipótesis de un modelo mecánico que incluye la losa hecha de un conjunto de franjas colocadas en las direcciones  $x$  y  $y$ , cada una sometida a flexión y a esfuerzo cortante. Por lo tanto, las franjas colocadas a lo largo de la línea  $x$  absorben una parte de la carga,  $\alpha \cdot p$ , y las franjas en la dirección  $y$  la parte restante  $(1 - \alpha) \cdot p$  esto se puede traducir con las ecuaciones:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -\alpha \cdot p_u$$

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -(1 - \alpha) \cdot p_u$$

Por las razones prácticas, al coeficiente  $\alpha$  no se pueden asignar los valores variables con continuidad, sino los valores constantes en las zonas.

La losa se debe, entonces, dividir en zonas, cada una con su propio  $\alpha$  valor. La elección de ese valor se debe hacer sobre la base de la flexión más efectiva en la transmisión de la carga de contorno, según el criterio siguiente: Dado que en cada areola  $dx dy$  de la losa se cruzan dos franjas flexionadas, una paralela al eje  $x$  y otra paralela al eje  $y$ , la carga que actúa sobre esa areola se transmite al contorno principalmente por la franja que es más rígida durante la flexión (con luces menores, y/o con restricciones extremas más rígidas y/o conectando la areola con la restricción más cercana); por lo tanto, en la transmisión de la carga al contorno prevalece la dirección  $x$  ( $\alpha \rightarrow 0$ ) o la dirección  $y$  ( $\alpha \rightarrow 1$ ) dependiendo de si la franja alineada con  $x$  o la alineada con  $y$  es más rígida localmente.

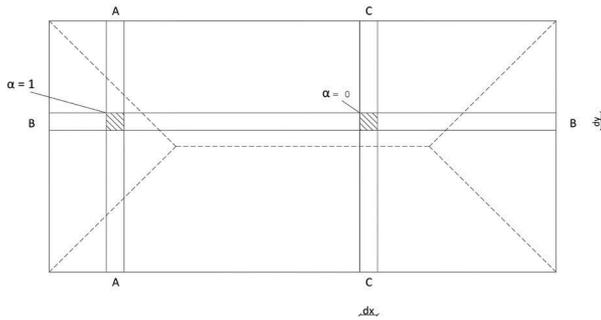


Figura 22 – representación del método de franjas de Hillerborg

Más detalles:

- losa uniformemente ligada al contorno: a las zonas más cercanas a los lados alineados con el eje y se deben asignar los valores más altos de  $\alpha$  (entre 0.5 y 1), mientras que a las zonas más cercanas a los lados alineados con el eje x se deben asignar los valores pequeños de  $\alpha$  (entre 0 y 0.5) figura A. Para las zonas que tienen la misma distancia promedio entre dos lados igualmente unidos, También es razonable establecer  $\alpha=0.5$  y adoptar la distribución como en la figura B.

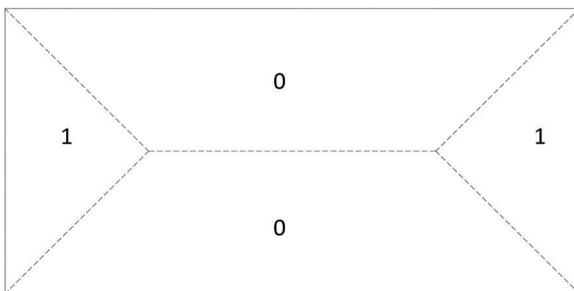


Figura 23 – posibles distribuciones (A) en una losa rectangular apoyada al contorno

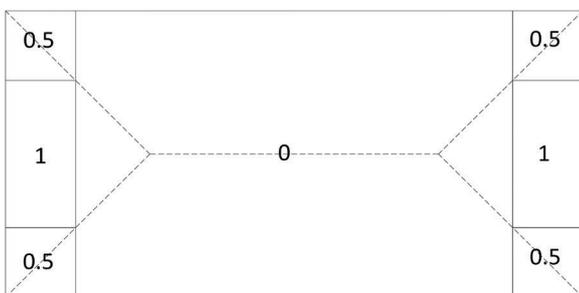


Figura 24 – posible distribución (B) en una losa rectangular apoyada al contorno

- Losa con restricciones en contornos mixtos: la proximidad a una junta alineada con y resulta en valores más grandes de  $\alpha$ , mientras la proximidad con un borde libre alineado con y resulta en un valor nulo de  $\alpha$ , ya que no es posible (por la falta de restricción y la continuidad estructural) la transmisión de carga en dirección x (ortogonal al borde mismo).

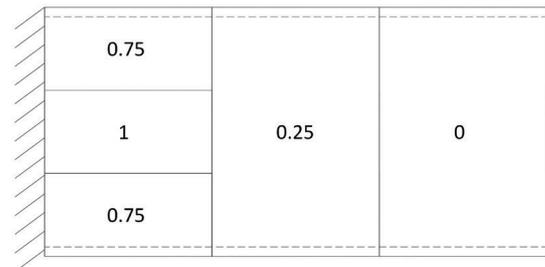


Figura 25 - redistribución posible en una losa rectangular con restricciones en los contornos mixtos

El método de las franjas también da la razón para los llamados “balancines”, que son zonas de contorno para las ranuras, y que actúan como vigas de soporte reales para las franjas que son ortogonales e interrumpidas por la presencia de la fisura.

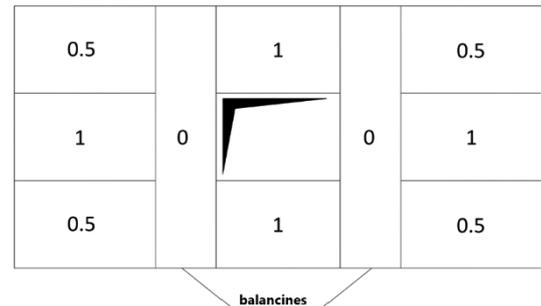


Figura 26 - ejemplo de losa con ranura y balancines (dimensiones geométricas asignadas).

En cada franja el refuerzo se debe dimensionar sobre la base del máximo momento (el dimensionamiento es conservativo):

$$m_{xu} = m_{xu}(\alpha, p_u, P_u)$$

o

$$m_{yu} = m_{yu}(1 - \alpha, p_u, P_u)$$

Una vez determinados los momentos de tensión, los cálculos y verificaciones del refuerzo se puede realizar con método a rotura habitual en la sección de diseño habitual en la sección de diseño ilustrado cualitativamente en la figura de abajo.

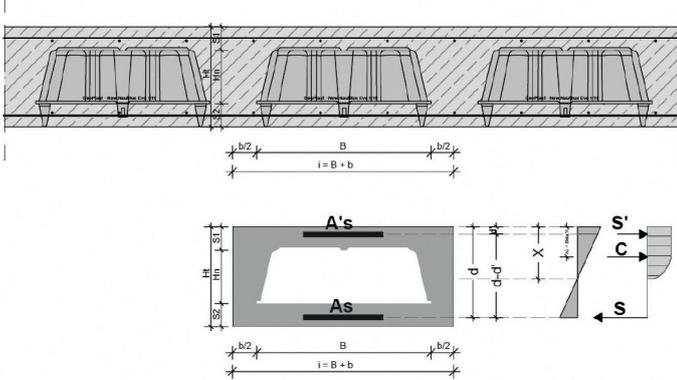


Figura 23 - sección que se usa para el cálculo con el método a rotura

### 3.4.3 CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ARMADURA DE CORTANTE

Obtenido el valor de la acción de tensión de corte, utilizando el nomograma o el análisis de elementos infinitos, el cálculo de armadura de cortante se puede obtener con el mismo procedimiento aplicado al perfil I. La resistencia de la nervadura en ausencia de refuerzo transversal se calcula como:

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

Los términos que aparecen en esta ecuación son:

- $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón, expresada en mega pascales;
- El porcentaje del refuerzo estirado, dispuesto a resistir la flexión:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

A medida que aumenta este valor, crece la resistencia a cortante, por el aumento de efecto de malla;

- el término

$$\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2}\right)$$

tiene en cuenta el efecto dimensional. En relación con los fenómenos de la rotura por fragilidad, las losas de espesor mayor tienen menos resistencia al punzonamiento por unidad de superficie a lo largo del perímetro crítico. Este término no puede ser mayor de 2;

- $b_w \cdot d$  es la zona resistente al cortante, donde el primer término es la anchura del núcleo de la vigueta, mientras el segundo es la altura útil.

El Eurocódigo (6.2.1(4)) informa que:

“Si, sobre la base de los cálculos del diseño de cortante, no se requiere la armadura de cortante, se recomienda utilizar por lo menos el refuerzo mínimo según el **punto 9.2.2**. Este refuerzo mínimo se puede omitir en los elementos como forjados (lentos, nervados, vacíos) donde se puede producir la distribución transversal de cargas. [...]”

En las zonas donde el cortante sobrepase la resistencia a cortante del hormigón, es necesario insertar la armadura de cortante.

El diseño de los elementos con armadura de cortante se basa en un modelo de celosía,  $\gamma$ , para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia al cortante se define como:  $V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,c} \}$

Donde:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

Los términos que aparecen en esta ecuación son:

- $A_{sv}$ , área de la sección transversal de la armadura de cortante;
- $s$ , el paso de estribos;
- $f_{ywd}$ , la resistencia a la fluencia del diseño de la armadura de cortante;
- Se recomienda que el ángulo  $\theta$ , que representa el ángulo de inclinación del puntal del hormigón con respecto a la eje de la viga, sea limitado:  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ . Recuerde que establecer el valor máximo corresponde a encontrar la cantidad mínima de armadura necesaria para satisfacer la acción cortante.
- $z$  es el brazo de palanca interno, por elemento de altura constante, corresponde al momento flector máximo en el elemento considerado.

Mientras la resistencia máxima del hormigón es:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Donde:

- $v_1$  es un coeficiente de la resistencia del hormigón fisurado por el cortante, cuyo valor se puede encontrar en el apéndice nacional de Eurocódigo, mientras su valor recomendado es:

$$v_1 = v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \text{ (con } f_{ck} \text{ in MPa)}$$

- $\alpha_{cw}$  es un coeficiente que tiene en cuenta la interacción de la tensión del corriente esfuerzo y cualquier esfuerzo de compresión axial. Su valor es unitario para las estructuras no pretensadas.

En una situación más general, en la que la armadura de cortante se inserta en un ángulo  $\alpha$ , la resistencia al cortante equivale al valor más bajo entre:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

### 3.4.4 TIPOLOGÍA DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

Existen varios tipos de la armadura transversal usada: clavo de punzonamiento (shear studs), ganchos abiertos (shear hooks), estribos cerrados; estos detalles de construcción también se pueden encontrar en “Fib Bulletin 2: Structural Concrete”

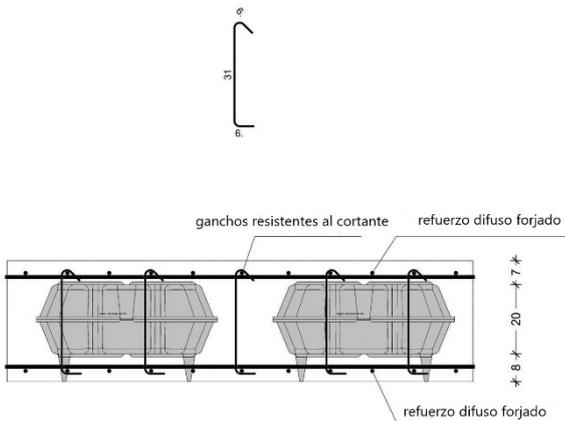


Figura 28 – ganchos resistentes al corte

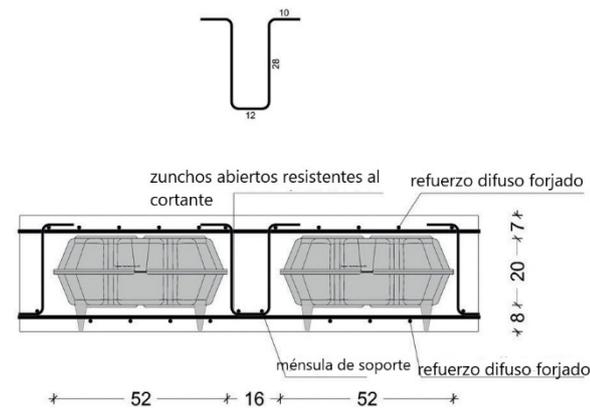


Figura 29 – zunchos abiertos resistentes al corte

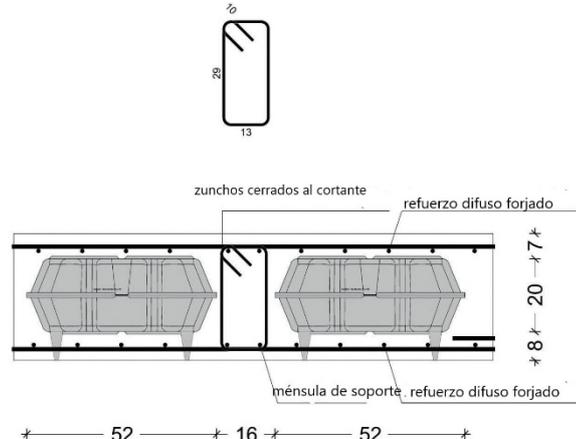


Figura 30 – ganchos resistentes al corte

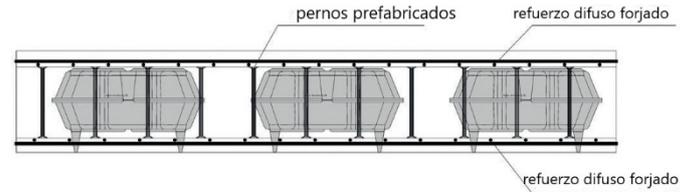


Figura 31 – pernos prefabricados resistentes al corte

### 3.4.5 VERIFICACIÓN DE LA INTERFAZ ENTRE CAPAS DE HORMIGÓN COLADAS EN DIFERENTES MOMENTOS

El valor de la fuerza del deslizamiento tensado que se genera entre las capas de hormigón coladas en momentos diferentes puede ser estimado con la referencia a EC2 par. 6.2.5:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{Z \cdot b_i}$$

Donde:

- $\beta$  es la relación entre la fuerza longitudinal en la última colada del hormigón y la fuerza longitudinal total en la zona comprimida o estirada, ambas calculadas en la sección considerada;
- $V_{Ed}$  es la fuerza al cortante transversal;
- $Z$  es el brazo interno de palanca ( $\sim 0,9 \cdot d$ )
- $b_i$  es la anchura de la interfaz (en nuestro caso igual a la distancia entre el aligeramiento);

La resistencia al cortante del diseño de la interfaz se da por:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Donde:

- $C = 0,40$
- $\mu = 0,7$
- $f_{ctd}$  resistencia a la tracción del diseño del hormigón
- $\sigma_n$  tensión producida por la fuerza externa mínima que actúa sobre la interfaz, que puede actuar simultáneamente con la fuerza cortante, positiva si viene de compresión, pero tal que  $\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$  es negativo si viene de tensión. Si  $\sigma_n$  es la tracción se recomienda suponer que  $c \cdot f_{ctd}$  es igual a 0;
- $\rho = A_s / A_i$  relación entre área de armadura que atraviesa la interfaz y el área de la interfaz;
- $v$  Coeficiente de reducción de resistencia mencionado en el punto 6.2.2 (6);

- $\sigma$  es un factor que tiene en cuenta las juntas de construcción indentadas, tal que  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Verifique si  $v_{Edi}$  es menor que  $v_{Rdi}$ .

$$\frac{L_{x/y}}{2} : p \cdot L_{x/y} = \left( \frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - x \right) : V_{Rd}$$

$$\frac{L_{x/y}/2}{p \cdot L_{x/y}} = \frac{\left( \frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - x \right)}{V_{Rd}}$$

$$x = \frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - \frac{V_{Rd}}{2p}$$

Obviamente, esto es solo el control de primeras aproximaciones y no pretende ser una restricción regulatoria.

### 3.4.6 CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE PUNZONAMIENTO

Las fuerzas cortantes son factores a menudo dominantes en el comportamiento de las losas, que influyen fuertemente en el diseño. Las fuerzas cortantes son máximas en las columnas o sobre otros apoyos o cargas concentradas, o bien cuando ocurre la introducción de las fuerzas concentradas en dirección transversal al plano medio de una losa.

Si consideramos una losa que descansa sobre una columna, la reacción transmitida por el pilar debe distribuirse en el hormigón en la interfaz entre losa y columna; existen notables esfuerzos cortantes, igual que momentos negativos muy altos, y en consecuencia una concentración considerable de los esfuerzos. Esto puede provocar una ruptura imprevista por penetración a lo largo de la losa, con la formación de fisuras diagonales que atraviesan el espesor del hormigón. Este fenómeno es llamado fallo por punzonamiento.

Inicialmente se manifiesta con la apertura de las fisuras circulares alrededor de la cabeza del pilar; estas son seguidas de aperturas de fisuras en dirección radial empezando por el pilar; sobre 2/3 de la carga de rotura ocurre la apertura de fisuras en forma de cono truncado, de la parte baja de la interfaz entre columna y losa hacia el exterior; a medida que la carga aumenta, la ruptura aparece de manera repentina con un aumento repentino de fisuras en forma de cono truncado, Sin previo aviso en cuanto a deformaciones.

La presencia de refuerzo a flexión aumenta la resistencia al punzonamiento. En algunos casos un porcentaje de refuerzo a flexión que es demasiado pequeño por encima de las columnas puede llevar al fallo; por lo tanto, es necesario dimensionar el refuerzo en estas zonas también por el peligro del punzonamiento, igual que de tensiones flexural. Sobre la base de estas observaciones es posible esquematizar el fenómeno del punzonamiento de maneras diferentes:

## REQUISITOS REGLAMENTARIOS

En los forjados llenos, nervados o aligerados, no es necesario colocar el refuerzo mínimo al cortante donde la distribución transversal de la carga es posible, según informado en el Eurocódigo en el punto 6.2.1(4):

“Si, sobre la base de los cálculos del diseño de cortante, no se requiere la armadura de cortante, se recomienda utilizar por lo menos el refuerzo mínimo según el punto 9.2.2. Este refuerzo mínimo se puede omitir en los elementos como forjados (llenos, nervados, vacíos) donde se puede producir la distribución transversal de cargas.”

El mismo enfoque se puede encontrar en la normativa británica BS8110 1997, *Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction al punto 3.6 Ribbed slabs (with solid or hollow blocks or voids).*

## TENER UNA IDEA DE LA DISTANCIA EN LA QUE SE COLOCA LA ARMADURA DE CORTANTE

En el párrafo anterior se calculó la cantidad de armadura necesaria para resistir el máximo esfuerzo cortante, sin embargo, no es necesario que esta cantidad se vuelva a poner sobre todas las luces aligeradas, de hecho el cortante, lejos de los apoyos, disminuye en valor, hasta solo poder ser apoyado por la contribución del hormigón. Si quiere tener una idea orientativa de cuál es la distancia dentro de la cual es obligatorio colocar la armadura, puede seguir siguiente razonamiento:

Consideremos un forjado que consiste en una serie infinita de campos, con luces en dos direcciones  $L_x$  y  $L_y$ , y analicemos un pilar; ese pilar tendrá un capitel de dimensiones  $c_x$ ,  $c_y$ . Imaginando que el cortante en la losa varía linealmente con la carga  $p$ , la acción tendrá el valor máximo en correspondencia con el pilar (con el valor  $p \cdot L_{x/y}$ , dado que tenemos dos campos del forjado que descargan sobre el pilar), y se anulará en la línea central.

Si el objetivo es encontrar la distancia de pilar fuera de la cual la armadura de cortante ya no es necesaria, con una simple proporción triangular tenemos:

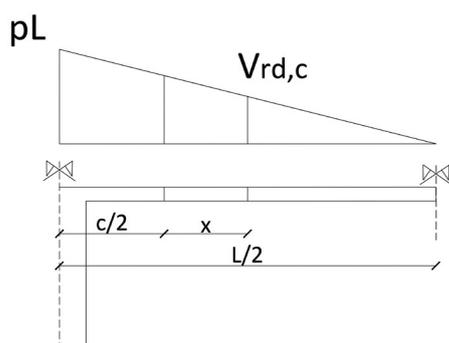


Figura 32 – cálculo de la distancia  $x$

- considerar el equilibrio en condiciones del fallo entre la tensión en la base de cono y la fuerza de tracción en los refuerzos superiores colocados para absorber los momentos flectores correspondientes;
- representar el mecanismo resistente por medio de celosía con bielas de hormigón comprimido y varillas de tensión debido a la contribución resistente del hormigón de tracción y de los refuerzos dispuestos para contrastar la apertura de las fisuras diagonales.

Es necesario comprobar cuidadosamente que se cumplan las condiciones de seguridad, debido a la naturaleza frágil del fenómeno, que no garantiza ninguna advertencia en el caso el fallo de la losa. El punzonamiento en condiciones extremas puede provocar que una cubierta caiga sobre la subyacente, desencadenando un efecto de cadena de este y comenzando un colapso gradual. Con el fin de evitar el riesgo de fallas frágiles antes mencionadas, se colocan refuerzos especiales, llamados refuerzos de punzonamiento, que pasan por el cono de la rotura verticalmente, para absorber la tensión de tracción a través de la fisura; desde el punto de vista estático desempeñan la función de biela tensa en la esquema de celosía. Para poder realizar esta función los refuerzos transversales se deben anclar de manera adecuada.

Si se utilizan los zunchos, deben estar conectados a los refuerzos de flexión que, por lo tanto, también actúan como soportes de zunchos. Este tipo de solución es posible en las losas y cimientos de espesor medio, si por el contrario es espesor es pequeño, es necesario recurrir a dispositivos especiales, como por ejemplo a los sistemas constituidos por barras cortas transversales equipadas con losas de anclaje que se pondrán en la colada paralelamente al plano medio, o creando cestas de armaduras que consisten en el entrelazamiento de barras transversales paralelas al plano de apoyo.

## ESQUEMA DE CÁLCULO – VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN EL PERÍMETRO CRÍTICO

Dada la complejidad del fenómeno de falla por punzonamiento, las normas adoptan procedimientos simplificados de verificación, definiendo una superficie de verificación en el espesor de la losa, ortogonal al plano medio, en el que los esfuerzos cortantes no deben superar el valor predeterminado de la resistencia del material.

La superficie definida por el EC2 está a distancia de dos veces la altura útil de la losa. De esta manera se evalúa el perímetro de referencia  $u$ , que se debe multiplicar por la altura útil  $d$  para obtener la superficie de referencia. Obviamente la superficie de verificación cambia cuando las columnas se colocan al borde o en un ángulo de la losa, o si hay aperturas en la losa que reducen la superficie disponible, o cuando el efecto de las cargas horizontales es sensible.

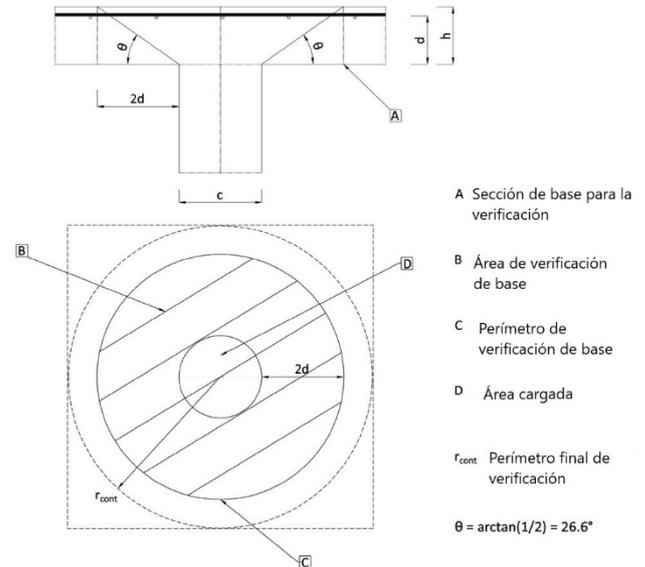


Figura 33 - punzonamiento

Para simplificar el cálculo, el Eurocódigo 2 propone, por primero, el planteamiento simplificado de los coeficientes de amplificación del esfuerzo medio que se obtiene con una distribución uniforme de la acción transmitida del pilar a la superficie de verificación.

La tensión se puede, por lo tanto, calcular así:

$$v_{sd} = \beta \frac{V_{sd}}{u \cdot d}$$

Donde:

- $V_{sd}$  es el valor del cálculo de la fuerza total del cortante actuante;
- $u$  es el perímetro de la sección crítica;
- $\beta$  es el coeficiente que considera la distribución no uniforme de los esfuerzos.

Los valores de  $\beta$  están propuestos en el Eurocódigo 2 de manera diferente, dependiendo de si la estructura en presencia de las cargas laterales se basa en elementos de apoyo, o solo en la rigidez del conjunto losa-columna.

En el primer caso el coeficiente  $\beta$  vale:

- $\beta = 1.15$  para el pilar interno;
- $\beta = 1.4$  para el pilar lateral;
- $\beta = 1.5$  para el pilar de esquina.

## RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO

La elección de superficie de referencia no corresponde mucho al modo de falla concreto. Sin embargo, algunos elementos que coinciden con la realidad física se introducen, uno vinculado con la resistencia del material, la contribución de los refuerzos de punzonamiento, y uno que se debe a la presencia de los refuerzos dispuestos para la flexión.

En caso de dada tensión de punzonamiento  $V_{sd}$  igual a la reacción de columna, y la resistencia  $V_{Rd}$ , los valores de tensión y resistencia, esfuerzos dimensionales,  $v_{sd}$   $v_{Rd}$  se calculan dividiendo estas acciones por el área de la superficie de referencia, igual a  $u \cdot d$ .

La resistencia del material al punzonamiento se obtiene de la resistencia a cortante del hormigón aumentada con la multiplicación por el coeficiente  $k$  para tener en cuenta los efectos beneficiosos del mecanismo de malla del hormigón a lo largo de la fisura diagonal.

Una contribución importante a la resistencia a punzonamiento viene del refuerzo de flexión estirado colocado en la parte superior del pilar, que pasando por la fisura de forma cónica actúa como el soporte para el pilar (con un efecto similar al del pasador del refuerzo en la falla del cortante de las vigas). La fórmula de verificación toma en cuenta el porcentaje del refuerzo  $\rho_l$ , promedio entre los porcentajes en las dos direcciones ortogonales.

La resistencia del propio hormigón, en ausencia de armadura de punzonamiento, se define como:

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Donde:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  (con  $d$  en mm) coeficiente que tiene en cuenta el engranaje;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$  armadura longitudinal media en la parte superior del pilar;

Se recomienda tomar  $\rho_x$ ,  $\rho_y$  como valores promedios del porcentaje de la armadura tensionada, adecuadamente anclada, encima del pilar, calculados en relación con una anchura igual a la dimensión transversal del pilar aumentada por  $3d$  en cada lado.

Si se utilizan los refuerzos de punzonamiento:

$$v_{Rd,tot} = 0.75 \cdot v_{rdc} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{1}{u \cdot d}\right)$$

También se debe comprobar la resistencia al punzonamiento que ofrece el hormigón inmediatamente antes del pilar:

$$v_d = \beta \cdot \frac{V_d}{u_0 \cdot d} < v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Donde:

- $V_d$  es el valor del cálculo de la fuerza total cortante que actúa;
- $u_0$  es el perímetro de la sección crítica cerca del pilar (varios, dependiendo de la posición del pilar);
- $\beta$  es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de la tensión;
- $v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] (MPa)$

Tiene en cuenta la resistencia de hormigón fisurado a causa del cortante.

### 3.4.7 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

La verificación de los desplazamientos de una estructura es fundamental para asegurar que se conservan las exigencias del aspecto y funcionalidad, evitando daños a tabiques, acabados y marcos de puertas y ventanas.

En algunos casos, es posible que se requieran ciertos límites para asegurar el correcto funcionamiento de la maquinaria o instalaciones apoyadas por la estructura, o el estancamiento del agua en el techo.

Finalmente, a veces es necesario imponer límites desde el punto de vista de vibraciones, para evitar las molestias de los habitantes, o daño estructural.

La Legislación Europea permite omitir el cálculo y la verificación de los desplazamientos, si los elementos de la losa no superan el valor límite de la relación entre luz y espesor. Cuando la estructura es más delgada que estos límites es necesario hacer las calculaciones.

Desde un punto de vista general, el cálculo riguroso de los desplazamientos ocurre a través de la integración de la curvatura del elemento bajo la carga cuasi-permanente. Con este fin, para el cálculo de la deflexión es posible aplicar sustancialmente los mismos métodos que se pueden usar para las vigas, aplicados a una franja de losa a lo largo de la que se evalúan las curvaturas.

Considerando la respuesta de un elemento flexionado, se puede notar la presencia de las zonas de hormigón íntegro y de las fisuras; es necesario considerar en el cálculo tanto el comportamiento de la sección de tracción totalmente reactiva (etapa I – elástica), como de las secciones parcializadas sin hormigón que reaccionan a la tracción (etapa II – fisuración), evaluando así la mayor deformabilidad debida a las fisuraciones. Por lo tanto, es importante considerar el porcentaje de armadura presente en las secciones y su esfuerzo de tensión.

Es necesario también tener en cuenta el aumento de los desplazamientos debido a las deformaciones viscosas. En este sentido, las cargas permanentes y casi permanentes que actúan sobre la estructura deben tomarse en consideración.

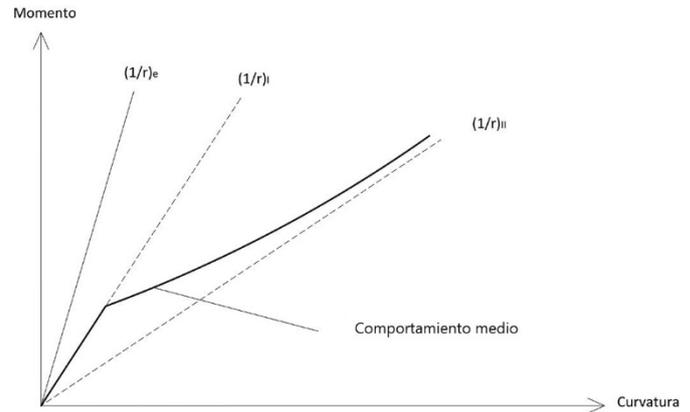


Figura 34 - relación momento - curvatura "promedio" para el cálculo de los desplazamientos

La relación momento – curvatura define la respuesta en términos de deformación de la sección para un valor dado de tensión. Primero, se representa la respuesta elástica lineal  $(1/r)_e$ , que corresponde a una sección completamente reactiva, sin considerar el estado de fisuración. Si se toman en cuenta los efectos de la viscosidad, siempre bajo la hipótesis de una sección completamente reactiva, se obtendrá la línea recta  $(1/r)_i$ . La etapa II, sin embargo, tiene en cuenta el estado completamente fisurado. La respuesta global puede ser evaluada definiendo un comportamiento "promedio"  $(1/r)_m$  entre estos.

El comportamiento promedio se define en el Eurocódigo 2 y en la legislación italiana como:

$$\left(1/r\right)_m = (1 - \zeta) \cdot \left(1/r\right)_I + \zeta \cdot \left(1/r\right)_{II}$$

El coeficiente de distribución  $\zeta$  está entre 0 y 1, y crece con el aumento de la tensión en el acero, que se evalúa en el cálculo de las secciones flexionadas; para valores creciente del momento flector, el comportamiento promedio se acerca al nivel  $\left(1/r\right)_{II}$ . Esto refleja, desde el punto de vista físico, la reducción progresiva del efecto de rigidez del hormigón con el crecimiento de las tensiones y la apertura de fisuras.

La fórmula para derivar  $\zeta$  es la siguiente:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_s}\right)^2$$

- $\beta_1 = 1$  para barras de adherencia mejorada, 0.5 para barras lisas;
- $\beta_2 = 1$  para carga a corto plazo, 0.5 para cargas permanentes o cíclicas;
- $\sigma_{st}$  tensión en el acero en etapa II en correspondencia con la carga de fisuración;
- $\sigma_s$  tensión en el acero en etapa II en correspondencia con la carga actuante.

La cantidad  $\sigma_{st}/\sigma_s$  se puede sustituir, en primera aproximación, por  $M_{cr}/M_{medio}$

Las losas que descansan sobre los pilares son construcciones económicas debida al espesor pequeño de la estructura y a la simplicidad de la construcción. Por esta razón, el control de las deflexiones es especialmente importante.

En condiciones de la carga y restricciones simétricas, la deflexión máxima en el centro del campo no se toma en consideración en relación con las luces medidas en paralelo a los lados de la losa, sino en relación a una luz igual a la línea diagonal de la losa.

Alternativamente, se puede tomar en consideración el desplazamiento relativo entre el centro de la losa y sus bordes (que será menor que el desplazamiento máximo), en relación con una luz igual al lado de la losa. La deflexión máxima en esta franja que corresponde a la mediana de longitud  $l$  es aproximadamente 0.75 veces la deflexión máxima.

Finalmente, es posible medir la relación entre el descenso máximo e la línea que une dos pilares, y las luces iguales al lado de la losa. La deflexión máxima para la franja de losa sobre uno de los lados del campo es aproximadamente 0.71 veces la deflexión máxima.

Para la verificación es, por lo tanto, apropiado y conceptualmente correcto utilizar la relación equivalente a  $0.75f_{max}/l$ , menos estricta que  $f_{max}/l$ , ya que en algunos casos anteriormente expuestos, la mayor relación deflexión – luces es precisamente  $0.75 f_{max}/l$ .

### 3.5.7 DETALLES DE LA CONSTRUCCIÓN

Para las losas sobre pilares, el análisis estructural con elementos finitos planos conduce a evaluar momentos flectores y torsores con valores elevados en las proximidades de los apoyos de pilares o paredes. En el estado límite último, el uso del método elástico proporciona la posibilidad de redistribuir las acciones internas, con el fin de tener en cuenta la gran hiperestaticidad interna de la losa, que no obstante se reduce con la progresión de la fisuración del hormigón y de la plasticidad de la armadura. El Eurocódigo 2, para la cantidad mínima y máxima de refuerzo de flexión, hace referencia al párrafo que se refiere a los requisitos para las vigas, pero con la adición de los requisitos para el refuerzo transversal; para las losas unidireccionales, de hecho, se debe planificar en una cantidad no menor de 20% del área de refuerzo principal. Otros requisitos se refieren al paso máximo de las barras  $S_{max}$  recomendado:

- Para el refuerzo principal,  $3h < 400 \text{ mm}$ , siendo  $h$  altura total de la losa;
- $3.5h < 450 \text{ mm}$  para el refuerzo secundario.

En las zonas con las cargas concentradas o del momento máximo, los valores anteriores son respectivamente:

- Para el refuerzo principal,  $2h < 250 \text{ mm}$ , siendo  $h$  altura total de la losa;
- para el refuerzo secundario  $3h < 400 \text{ mm}$ .

En un borde libre es necesario disponer el refuerzo en la dirección paralela y ortogonal al mismo borde; para estos fines se pueden utilizar los refuerzos calculados para la losa, preparados para extenderse hasta el borde y crear un cierre de hierro en forma de C. Este refuerzo resiste la torsión de manera eficaz, que es especialmente alta cerca de los apoyos, y requiere estar anclado suficientemente.

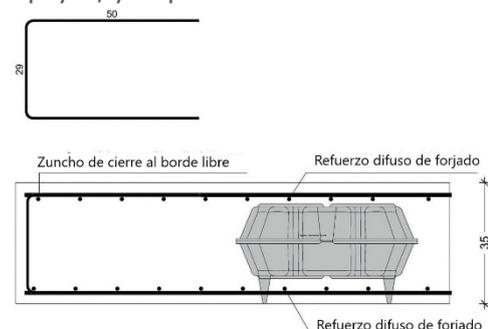


Figura 35 – detalle de refuerzo de cierre del borde libre

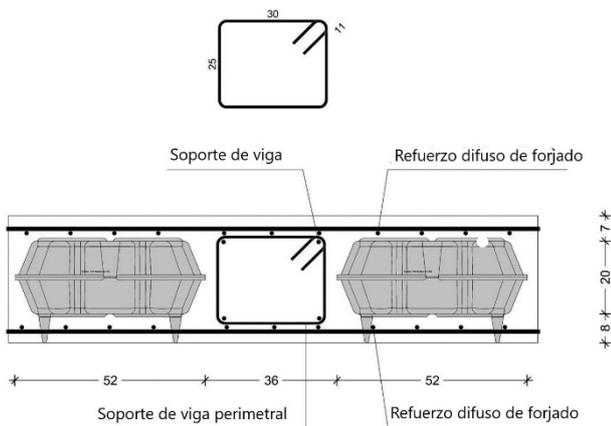


Figura 36 – detalle de construcción de aligeramiento con viga perimetral de rigidez

Si los resultados se obtienen de un análisis de elementos finitos, el momento negativo de los pilares o los muros se debe tomar no en el propio apoyo, ya que es afectado por el efecto de pico de la discontinuidad, sino a una distancia del borde del apoyo que normalmente es aproximada al espesor de la losa.

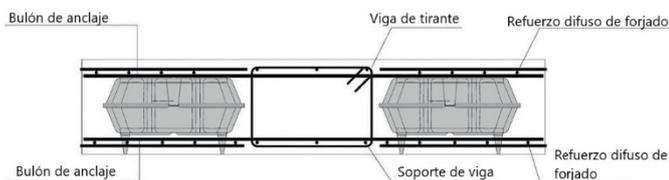


Figura 37 - detalle de construcción de aligeramiento con vigas gruesas

El refuerzo en correspondencia con el apoyo de pilares deben ser debidamente espesados, dado que los picos de tensión se producen en estas zonas. El EC2, en el capítulo 9.4 escribe:

“[...] se recomienda colocar refuerzos de extradós de área  $0.5 A_t$  dentro de una anchura igual a la suma de 0.125 veces las anchuras de paneles tomadas en cada lado de los pilares.  $A_t$  representa el área de refuerzos necesaria para apoyar el momento negativo actuante entero en una anchura, equivalente a la suma de dos medios paneles tomada en cada lado de los pilares.

Se recomienda que en los pilares internos se colocan refuerzos inferiores ( $\geq 2$  barras) en cada dirección y que estos refuerzos cruzan el pilar.”

En cuanto a los pilares de borde o de ángulo algunas indicaciones geométricas que deben respetarse para transmitir los momentos de flexión de la losa al pilar se hacen explícitas, que se traduce en la definición de una anchura efectiva  $b_e$  donde se pueden concentrar los refuerzos perpendiculares al borde libre.

Anchuras efectivas mayores se presentan en la legislación británica BS 8110, de nuevo para momentos desequilibrados en una dirección perpendicular al borde.



# 4. APLICACIONES IN SITU

## 4.1 PREPARACIÓN DEL ENCOFRADO

El forjado aligerado con elementos **Nuevo Nautilus Evo** se ejecuta de una manera similar a una losa maciza.

La colada necesita el encofrado horizontal continuo, posiblemente realizado utilizando los forjados prefabricados de hormigón armado (predalles).

En este caso, consulte la sección correspondiente.

El encofrado puede ser de tipo tradicional, tablas de madera o paneles colocados sobre una malla adecuada de vigas en forma de H, de madera, o también de acero o aluminio.

Se recomienda, siempre que sea posible, utilizar encofrados específicos para construir los forjados in situ, con paneles modulares y puntales con cabezales de caída.

Estos sistemas maximizan la productividad in situ.



Figura 38 – encofrado del forjado hormigonado in situ con encofrados modulares de metal



Figura 39 – encofrado de forjado colado in situ con encofrados tradicionales de madera y paneles de contrachapado



Figura 40 – encofrado de forjado colado in situ con encofrados modulares de madera

## 4.2 COLOCACIÓN DE LA CAPA INFERIOR DE REFUERZOS

Una vez preparado el encofrado inferior se deben colocar espaciadores de barras de refuerzo y la malla básica del refuerzo de la capa inferior.

Se recomienda elegir espaciadores adecuados para dejar pasar fácilmente el hormigón durante la colada de la primera capa.

En general, existe un refuerzo básico y ajustes adecuados, donde sea necesario.

La malla de refuerzo básica se podrá colocar mediante barras cruzadas simples, por medio de mallas electro soldadas o mallas de rollo (alfombra), cruzando dos capas:

- Refuerzo con una barra sencilla: en  $(d_x, d_y)$  diámetro y el paso  $(e_x; e_y)$  según el diseño, descansando en los espaciadores adecuados para garantizar el cubrimiento (C) previsto por el diseño.

El espesor mínimo del forjado inferior (y por lo tanto de la zapata de aligeramiento) en este caso será:

$$H_1 = C + d_x + d_y + \text{MAX} [d_x; d_y]$$

- Refuerzo con mallas electro soldadas: diámetro  $(dx; dy)$  y el paso según el diseño  $(e_x; e_y)$ , descansando en los espaciadores adecuados para garantizar el cubrimiento (C) previsto por el diseño. El uso de mallas electro soldadas acelera la instalación de los refuerzos, pero note que los paneles deben estar superpuestos por lo menos  $2e$ , por lo tanto, en los puntos de unión de 4 paneles la superposición de los refuerzos ocupa un espacio igual a  $8(dx + dy)$ , por lo tanto el espesor mínimo del forjado inferior (y por lo tanto de la zapata de aligeramiento) será:

$$H_1 = C + 8(d_x + d_y) + \text{MAX} [d_x; d_y]$$

Para evitar este inconveniente, se sugiere utilizar mallas apropiadas y racionalizadas de tipo especial.

- Refuerzo en forma de rollo (alfombra): refuerzo alfombra es una patente especial de la empresa alemana BAMTEC®: se trata de rollos de barras de diámetro y paso variables producidos con el control numérico con una interfaz directa al programa de cálculo estructural F.E.M. Se producen de tal manera que puedan proporcionar al forjado la resistencia de diseño una vez colocado.



Figura 41 – colocación de la malla de refuerzo inferior

## 4.3 REFUERZOS ADICIONALES

Cualquier refuerzo adicional a la malla básica se puede hacer de la siguiente manera:

1. Mediante la variación de paso y el diámetro del refuerzo de base localmente: en este caso, verifique que el espesor del forjado inferior (altura de la zapata) sea adecuado para garantizar el cubrimiento adecuado de las barras en la zona debajo del aligeramiento.
2. Añadiendo barras en número y diámetro adecuados para obtener el momento de resistencia necesario dentro de las nervaduras que se crean entre un aligeramiento y otro. La anchura de la nervadura debe ser tal que garantice el espacio necesario para respetar la distancia entre barras establecida por la normativa.

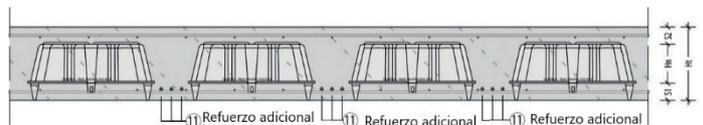


Figura 42 – ejemplo de refuerzos adicionales con barras sueltas y aligeramiento de tipo “single”

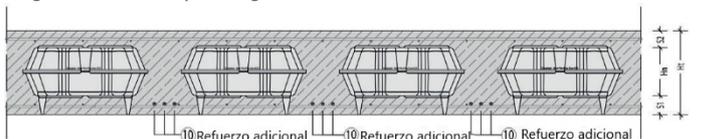


Figura 43 - ejemplo de refuerzos adicionales con barras sueltas y aligeramiento de tipo “double”

3. Colocando las jaulas prefabricadas con barras de refuerzo soldadas en soporte abierto (en forma de U), entrecruzadas.

Este sistema permite instalar en el mismo tiempo cualquier refuerzo mediante el esfuerzo cortante, donde sea necesario. La anchura de la nervadura debe ser tal que garantice el espacio necesario para respetar la distancia entre barras establecida por la normativa.

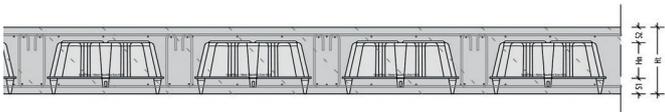


Figura 44 – ejemplo de refuerzo adicional prefabricado y aligeramiento de tipo “single”

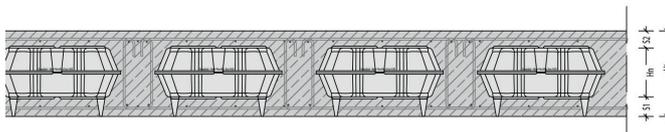


Figura 45 - ejemplo de refuerzo adicional prefabricado y aligeramiento de tipo “double”



Figura 46 – distribución del aligeramiento



Figura 47 - distribución del aligeramiento

## 4.4 COLOCACIÓN DE ALIGERAMIENTOS

Una vez colocada la capa inferior de refuerzo, se puede proceder con la instalación de aligeramiento.

NOTA: en el caso de los aligeramientos DOUBLE, antes de colocarlos se deben ensamblar dos medias-cáscaras “UP” y “DOWN”, entregados en sitio en paletas separadas. El acoplamiento ocurre de manera simple mediante juntas “clips”.

Para la instalación de aligeramiento, siga el siguiente procedimiento:

1. Identificar en el dibujo proporcionado por GEOPLAST S.p.A. o en el proyecto, los punto(s) de inicio de la instalación, que se enumeran adecuadamente.
2. Colocar el aligeramiento directamente sobre el encofrado inferior.
3. Atar los elementos juntos usando la correa de separación, teniendo cuidado que el perno se enganche en correspondencia con el número correspondiente de la anchura de nervadura prevista en el proyecto y mostrado en las secciones de los diseños proporcionados por GEOPLAST S.p.A. o en el proyecto estructural.



Figura 48 – correa de separación para la conexión del aligeramiento

## 4.5 COLOCACIÓN DE LA CAPA SUPERIOR DEL REFUERZO

La malla de refuerzo básica se podrá colocar mediante barras cruzadas simples, por medio de mallas electro soldadas o mallas de rollo (alfombra), cruzando dos capas:

- Refuerzo con una barra sencilla: en diámetro ( $d_x$ ;  $d_y$ ) y el paso ( $e_x$ ;  $e_y$ ) según el diseño, descansando en los espaciadores adecuados para garantizar el cubrimiento (C) previsto por el diseño. El espesor mínimo del forjado inferior (y por lo tanto de la zapata de aligeramiento) en este caso será:

$$H_1 = C + d_x + 2d_y$$

- Refuerzo con mallas electro soldadas: diámetro ( $d_x$ ;  $d_y$ ) y el paso según el diseño ( $e_x$ ;  $e_y$ ), descansando en los espaciadores adecuados para garantizar el cubrimiento (C) previsto por el diseño. El uso de mallas electro soldadas acelera la instalación de los refuerzos, pero note que los paneles deben estar superpuestos por lo menos  $2e$ , por lo tanto, en los puntos de unión de 4 paneles la superposición de los refuerzos ocupa un espacio igual a  $8(d_x + d_y)$ , por lo tanto el espesor mínimo del forjado inferior (y por lo tanto de la zapata de aligeramiento) será:

$$H_1 = C + 8(d_x + d_y) + \text{MAX}[d_x; d_y]$$

Para evitar este inconveniente, se sugiere utilizar mallas apropiadas y racionalizadas de tipo especial.

- Refuerzo en forma de rollo (alfombra): refuerzo alfombra es una patente especial de la empresa alemana BAMTEC©: se trata de rollos de barras de diámetro y paso variables producidos con el control numérico con una interfaz directa al programa de cálculo estructural F.E.M. Se producen de tal manera que puedan proporcionar al forjado la resistencia de diseño una vez colocado.



Figura 49 – colocación de las barras de refuerzo superiores



Figura 50 - colocación de las barras de refuerzo superiores

## 4.6 SEPARADORES

La malla electro soldada de hasta 8 mm de diámetro se puede colocar directamente sobre los aligeramientos, equipada con un separador radial especial.

Alternativamente, se deben usar celosías especiales (una cada 2-3 nervios) o las clásicas caballetes de "OMEGA".



Figura 51 – separadores de plástico y fibrocemento

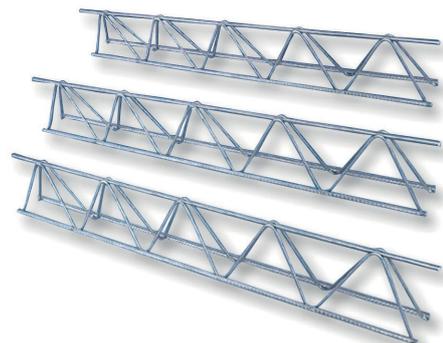


Figura 52 – separadores de plástico y fibrocemento

## 4.7 REFUERZO DE CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

Dado que estas barras se deben anclar a la malla inferior y superior, se deben colocar últimas.

Normalmente se utilizan ganchos o clavos especiales de cabeza ancha equipados con soporte especial de posicionamiento.

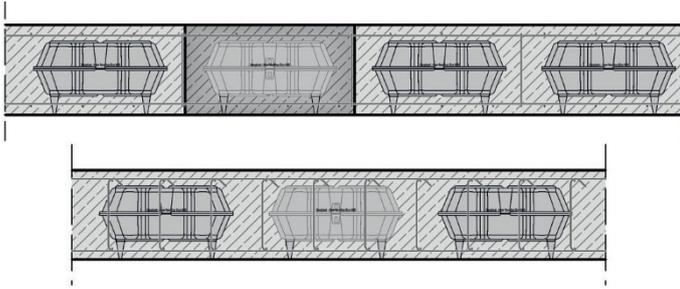
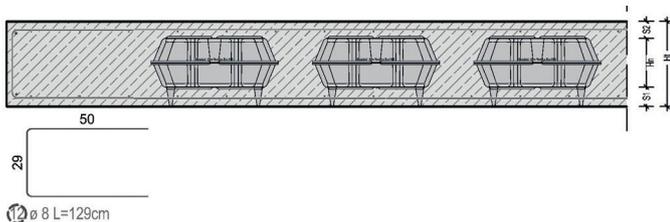


Figura 53 – refuerzo de cortante: sección longitudinal y transversal

## 4.8 REFUERZO PERIMETRAL

Las franjas perimetrales del forjado aligerado se deben dejar en el hormigón sólido en la anchura por lo menos igual al espesor H del forjado.

Deben proporcionarse barras apropiadas en forma de U diseñadas para asegurar el correcto anclaje de las barras de capa inferior y superior, según lo indicado en las normas.



## 4.9 REQUISITOS PARA EL HORMIGONADO

Los materiales aligerantes tienden a flotar en el hormigón fresco, por este motivo es necesario tomar algunas precauciones durante el hormigonado, que se realizará en dos fases el mismo día.

**NOTA: ¡por ninguna razón debe perforar los aligeramientos! La fuga de aire, de hecho, elimina la flotación, pero permite que el hormigón penetre en las cavidades, provocando así un aumento del peso de la estructura, no previsto en el proyecto. Esto podría causar el colapso de la estructura.**

Vierta el hormigón dirigiendo la bomba o el cubo hacia las nervaduras, de manera que se aproveche la presión del hormigón y hacer que deslice bien debajo del aligeramiento. Rellene el hormigón hasta un máximo de 4 cm sobre la altura de zapata. Si el encofrado tiende a elevarse, no insista y continúa con otro. Hay que vibrar con cuidado, y comprobar visualmente que el hormigón fluye bien por debajo de los aligeramientos y comprobar que el hormigón sube por el cono hasta el nivel del vertido alrededor del encofrado (el principio del sifón). Siga de esta manera hasta completar toda la superficie del forjado.

Para completar el hormigonado, espere el tiempo necesario hasta que el hormigón, aunque todavía fresco, no empiece a fraguar y pierda algo de su fluidez.

Un intervalo de tiempo indicativo puede ser el siguiente:

1. De 90' a 120' para temperaturas superiores de 20°C.
2. De 120' a 240' para temperaturas inferiores de 20°C.

Una indicación práctica del estado correcto de maduración del hormigón consiste meter una barra de refuerzo y ver si, cuando se extrae, deja un agujero.



Figura 55 – cono correctamente relleno

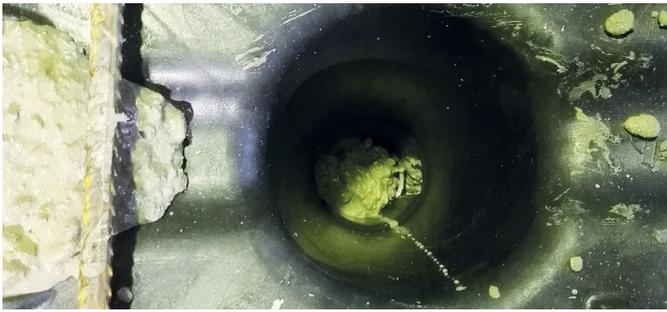


Figura 56 – cono correctamente rellenado, insistir en la vibración hasta alcanzar el estado de la imagen anterior



Figura 57 – la huella en el hormigón indica el momento adecuado para empezar de nuevo el hormigonado

Para las superficies de hormigonado mayores de 500 m<sup>2</sup> no es necesario prever las interrupciones en el vertido, ya que el tiempo necesario para preparar la primera capa es normalmente superior a 120'. Para las superficies de hormigonado menores de 500 m<sup>2</sup>, se aconseja organizar con anticipación de aproximadamente 60' minutos de espera para la segunda capa. Si la segunda capa se hace más que 4 horas con respecto a la primera, se recomienda proveer adecuadas barras de construcción como en correspondencia con la junta fría.



Figura 58 – hormigonado de la primera capa

## 4.10 DISEÑO DE MEZCLAS DE HORMIGÓN

Para el correcto diseño de mezclas del hormigón, confíe en el tecnólogo del proveedor del hormigón.

Granulometría, fluidez, aditivos se deben elegir a base del espesor del forjado inferior, diámetro y paso de las barras, condiciones ambientales en las que se llevará a cabo el hormigonado.

Para el hormigonado de la primera capa de hormigón es ideal utilizar la clase de consistencia S5 y se aconseja utilizar hormigón de fluidez de clase inferior a S4.

## 4.11 APERTURA DE LAS CAVIDADES ANTES DEL HORMIGONADO

El forjado aligerado con elementos de **Nuevo Nautilus Evo** permite hacer fácilmente huecos y aperturas de cualquier dimensión.

Si el tamaño de la cavidad puede inscribirse dentro de las medidas del plan de aligeramiento y no interrumpe las nervaduras, no se requerirá ningún refuerzo específico. Para dimensiones más grandes es necesario comprobar la necesidad de colocar refuerzos adecuados durante la fase de diseño. En cualquier caso, el refuerzo de tipo mostrado en la imagen de abajo se debe proporcionar alrededor de las cavidades.



Figura 59 – preparaciones de las cavidades antes del hormigonado

## 4.12 APERTURA DE CAVIDADES DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN DEL FORJADO

Siempre se podrán abrir agujeros nuevos en correspondencia con aligeramiento, de tamaño máximo que se puede inscribir en las medidas del plan del aligeramiento, siempre y cuando no cortan las nervaduras. Cavidades de dimensiones más grandes se pueden hacer incluso después del hormigonado del forjado, no olvidando hacer la verificación estática de las fuerzas sobre los bordes de apertura debido a la interrupción de la continuidad del forjado y posible restauración de su resistencia mediante refuerzos especiales. El forjado se debe apoyar adecuadamente, si es necesario.

El procedimiento se muestra en las figuras a continuación.

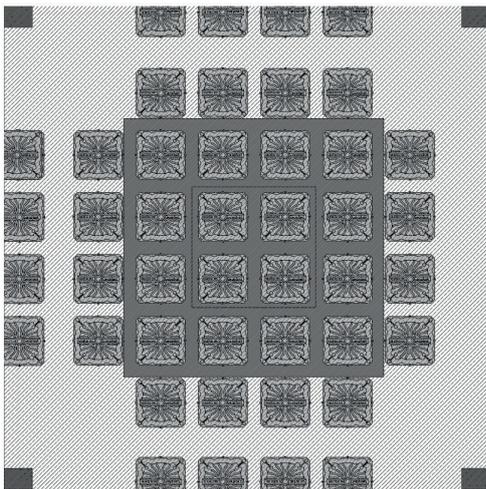


Figura 62 – de color morado oscuro apertura a realizar, morado claro el agujero a realizar

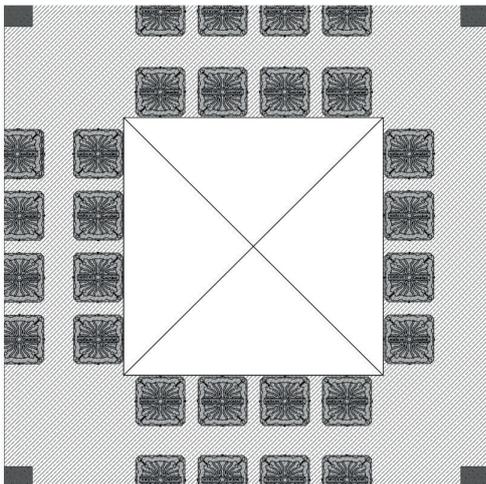


Figura 63 – agujero temporáneo

## 4.13 UTILIZACIÓN DE PASADORES Y ANCLAJES

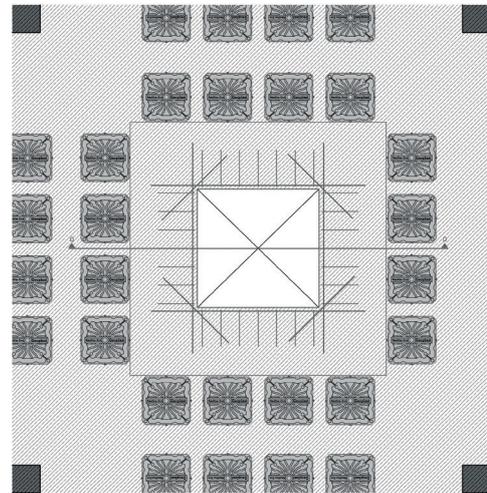


Figura 64 – agujero final con el refuerzo

Se pueden utilizar pasadores y anclajes, de tipo químico (resina epoxi) igual que de tipo mecánico, para colgar cargas en el forjado inferior.

Consulte las hojas de datos técnicos de proveedores (como Hilti, Fisher, etc.) para utilizar de manera correcta (modelo, dimensión, longitud etc.) los pasadores de acuerdo con el espesor del forjado inferior/superior y las cargas soportadas por el forjado.



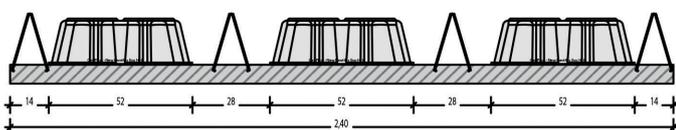
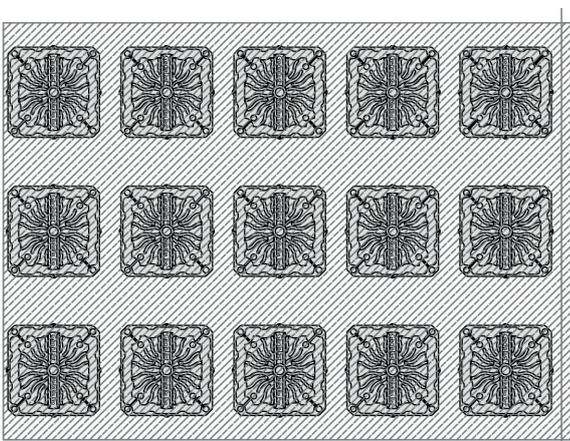
# 5. APLICACIONES PARTICULARES

## 5.1 PREFABRICACIÓN

Se pueden hacer losas coladas in situ utilizando como base de encofrado los forjados semi-prefabricados (predalles). Las principales ventajas de esta solución son los menores costos de encofrado (especialmente en términos del tiempo desarme). El uso de esta técnica de construcción requiere precauciones adicionales:

1. Para el levantamiento, los forjados tienen que tener lateralmente dos semi-nervaduras de celosía. Teniendo en cuenta que los elementos **Nuevo Nautilus Evo** tienen anchura de 52 cm, se pueden usar solo forjados de 240 cm de anchura y el encofrado con distancia entre ejes de 80 cm.
2. En la dirección transversal se puede reducir la distancia entre ejes con el fin de reducir el consumo del hormigón, modelando así una losa anisotrópica.
3. El acero del refuerzo debe ser necesariamente colocado exclusivamente en las nervaduras o, como máximo, en la primera capa del proyecto, ya incluida en la planta, se puede prever dentro de los forjados prefabricados.
4. Una vez colocados juntos, los forjados deben ser unidos mediante barras de costura, calculadas de forma adecuada, a lo largo del perímetro.

Sobre la base de lo anteriormente expuesto, la desventaja principal de esta solución será el mayor consumo de hormigón y acero en comparación con la solución equivalente totalmente colada in situ.



## 5.2 POSTESADO

Se pueden hacer los forjados postesados aligerados con elementos **Nuevo Nautilus Evo** con cables postesados colocados en dos direcciones. Esta tecnología permite superar los límites intrínsecos de la luz la carga del sistema de la losa aligerada (losas aligeradas con luces mayores de 15-16 m están en riesgo de cortante y punzonamiento, a menos que se utilizan los hormigones de alta resistencia y elevados porcentajes de los refuerzos), o para reducir aún más el espesor del forjado aprovechando al máximo las ventajas debidas a la estructura aligerada. Los cables se pueden colocar directamente en las nervaduras, o bandas gruesas adecuadamente posicionadas y dimensionadas.



Figura 64 – cables postesados sobre losa plana

## 5.2 ACTIVACIÓN TÉRMICA DE LA MASA

La última frontera del ahorro de energía es la activación térmica de las masas.

Esta tecnología incluye el empotramiento de los tubos en la estructura de hormigón por los que agua fluirá a una temperatura adecuada. De este modo la estructura entera del edificio contribuye a climatización de las habitaciones, con un ahorro de energía notable.

Este tipo de tecnología es compatible con el sistema **Nuevo Nautilus Evo** y se ha usado varias veces con éxito. Este diseño estructural debe ser obviamente flanqueado desde el principio con el de la planta.

Si le interesa esta solución, le recomendamos ponerse en contacto el líder del mercado, la compañía finlandesa UPONOR:

<https://www.uponor.com/>



# 6. CERTIFICADOS

## 6.1 COMPORTAMIENTO DURANTE CARGA DE FUEGO Y LA RESISTENCIA AL FUEGO

El forjado aligerado con los elementos de Nuevo Nautilus Evo se ha sometido a pruebas dos veces y de acuerdo a la legislación vigente de Europa.

El comportamiento bajo la carga de fuego del forjado aligerado con elementos de Nuevo Nautilus Evo se atestigua con siguientes documentos:

- Informe de prueba n° CSI1890FR realizado de acuerdo con las normas UNI EN 1365-2 : 2002 y UNI EN 1363-1: 2012 emitido por CSI BOLLATE (MI);
- Informe de prueba n° RS17-011 GEOPLAST - MC - RE según la norma NF - EN 1363-1 : 2013 - 03 NF - EN 1365 - 2 : 2014-12 emitido por CSTB (Francia);
- Nomograma de dimensionamiento n° 26067076\_AL1 para la resistencia al fuego emitido por CSTB (Francia);

En particular, las pruebas realizadas destacan lo siguiente:

1. La resistencia al fuego REI, igual que para los forjados llenos, es la función de la cubierta de hormigón, el número y el diámetro del refuerzo, espesor total del forjado y anchura de las nervaduras;
2. Es posible obtener cualquier clase de resistencia al fuego REI prevista por las normas, teniendo en cuenta los parámetros anteriores;
3. La presencia de las cavidades vacías no empeora la conducción del calor dentro de la estructura y no genera presiones excesivas que pueden provocar la explosión del forjado.
4. El descantillado (*spalling*) de las cubiertas del hormigón sigue el comportamiento de las estructuras tradicionales del hormigón armado.

Las copias de los informes de las pruebas están disponibles previa solicitud por escrito a:

[engineering@geoplast.it](mailto:engineering@geoplast.it)

Nomograma de dimensionamiento para la resistencia al fuego se especifica en las páginas siguientes.



**CSTB**  
le futur en construction

Direction Sécurité Structures et Feu  
Division Mécanique et Résistance au feu



COFRAC  
Association Française  
pour le Contrôle  
Technique des  
ESSAIS

Laboratoire pilote agréé par le Ministère de l'Intérieur (Arrêté du 5 février 1959 modifié)

## Rapport d'essais n° RS17-011

### Concernant une dalle en béton

Ce rapport d'essais atteste uniquement des caractéristiques de l'objet soumis aux essais et ne préjuge pas des caractéristiques de produits similaires. Il ne constitue pas une certification de produits au sens du code de la consommation. Seul le rapport électronique signé avec un certificat numérique valide fait foi en cas de litige. Ce rapport électronique est conservé au CSTB pendant une durée minimale de 10 ans. La reproduction de ce rapport électronique n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 14 pages et 48 pages d'annexes.

**A LA DEMANDE DE :**

**GEOPLAST Spa**  
VIA MARTIRI DELLA LIBERTA, 6,  
35010 GRANTORTO PD  
ITALIE

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT  
Siège social > 84 avenue Jean Jaurès - Champs-sur-Marne - 77447 Marne-la-Vallée cedex 2  
Tél. +33 (0)1 64 93 83 20 - [resistance@cstb.fr](mailto:resistance@cstb.fr) - [www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)  
MARNE-LA-VALLÉE / PARIS / GRENOBLE / NANTES / SOPHIA ANTIPOLES

> Laboratoire membre de l'association :



1/14



**CSTB**  
le futur en construction



COFRAC  
Association Française  
pour le Contrôle  
Technique des  
ESSAIS

Rapport d'essais n° RS17-011

**OBJET**

Essai de résistance au feu concernant une dalle en béton incorporant un système d'allègement de plancher

**TEXTES DE REFERENCE**

- Arrêté du 22 mars 2004 modifié
- Norme NF EN 1363-1 : 2013-03
- Norme NF EN 1365-2 : 2014-12
- Protocole spécifique CSTB

**NATURE DE L'ESSAI**

Détermination de la satisfaction aux critères de performances de l'article 3 de l'arrêté du 22 mars 2004 modifié

**OBJET SOUMIS À L'ESSAI**

Matériau présenté par	: GEOPLAST Spa
Marque commerciale / Identification	: NEW NAUTILUS EVO®
Fabricant	: GEOPLAST Spa
Provenance	: Usine de GRANTORTO PD (35010) ITALIE
Date de réception	: 20/10/2017
Date de l'essai	: 06/02/2018

**Opérateurs d'essais / Assistant ou Tuteur :**

- Responsables d'essais : **Miguel CRUZ / José PESTANA**
- Opérateur de conduite du four : **Stéphane CHARUEL**

Fait à Marne-la-Vallée, le 1<sup>er</sup> mars 2018

Document préparé par : *Miguel CRUZ*



Signature numérique de  
Romuald AVENEL

Le Responsable de pôle  
Division Mécanique et Résistance au feu

Romuald AVENEL

NIRéf : 26067074 - MC/SL - 18.008  
TREélecVF\_DT\_R3\_rev02 / DSSF\_MRF-559\_TREélec\_Rév-01 - le 01/07/2017

2/14

Es posible, alternativamente en los países de la UE y los países no pertenecientes a la UE donde se permite este procedimiento, utilizar los métodos analíticos, como los elementos finitos para análisis térmico con la aplicación de las curvas de temperatura estandarizadas.

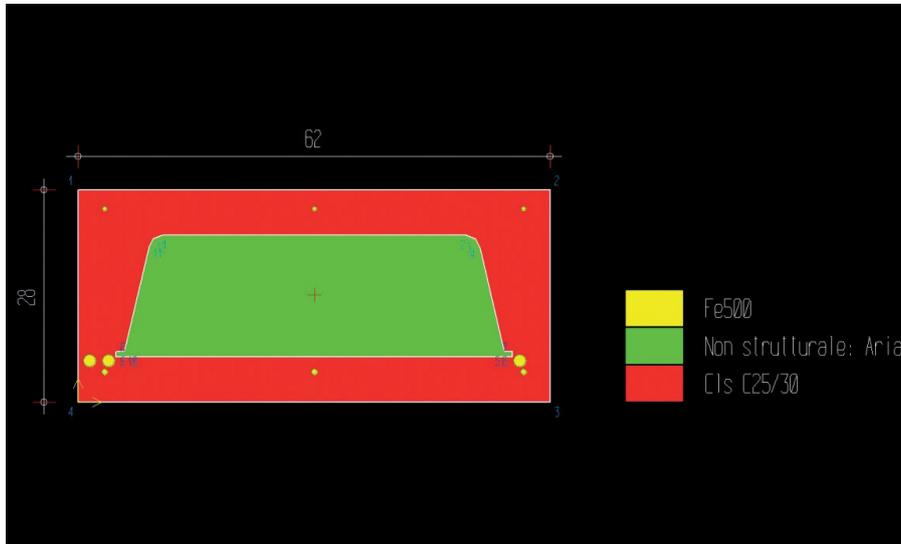


Figura 66 – modelado de la sección transversal del forjado (vacío, hormigón y acero)

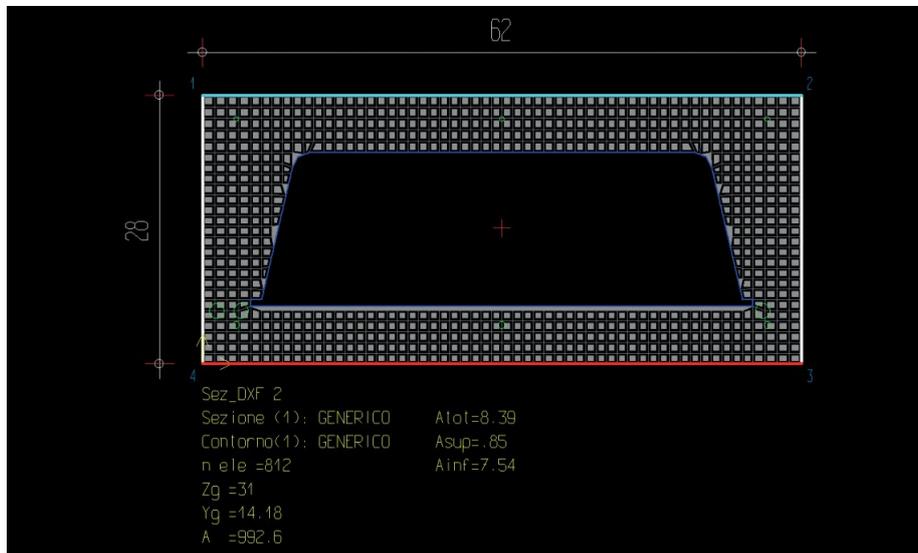


Figura 67 - modelo F.E.M. de la sección

Nuestro departamento técnico puede hacer el cálculo analítico previa solicitud, enviando todos los datos necesarios por correo electrónico a: [engineering@geoplast.it](mailto:engineering@geoplast.it).

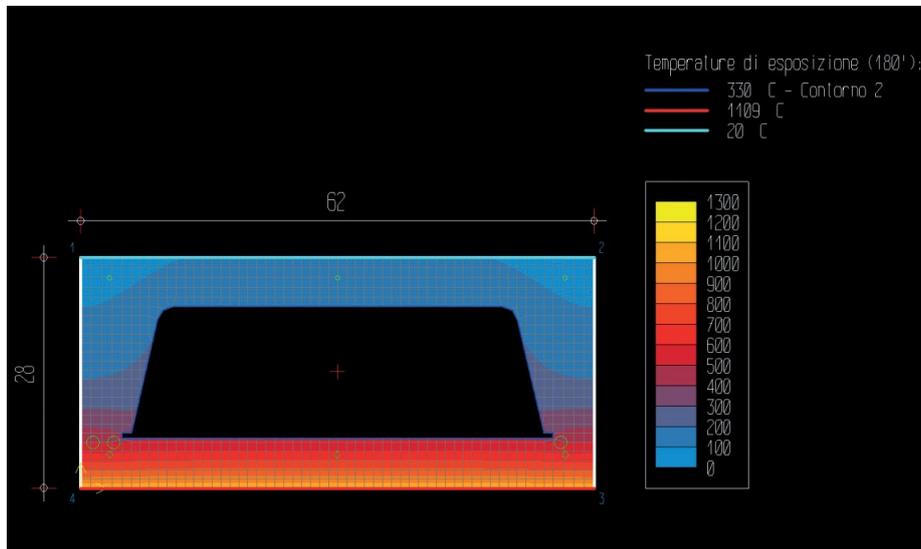


Figura 68 – cálculo de la conducción térmica para la aplicación de la curva  $T(^{\circ}C,t)$  de la temperatura estandarizada

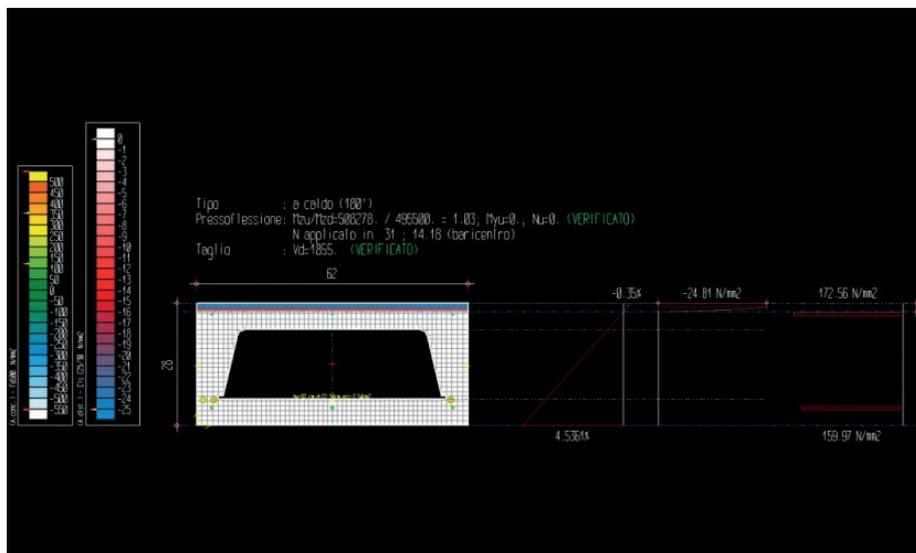


Figura 69 – cálculo del Momento y Resistencia al Cortante bajo la acción del fuego

### 6.1.1 MÉTODO DE LA ISOTERMA DE 500°C

El nomograma obtenido de los ensayos de laboratorio y posterior análisis numérico permite hacer las pruebas en caliente de la sección del forjado aligerado con Nuevo Nautilus Evo de acuerdo con el método observado en el Apéndice B1 de UNI EN 1992 1-2:2005, al que nos referimos para más detalles.

Básicamente, se trata de reducir la sección resistente, descuidando la contribución del hormigón que se estima tener temperatura superior a 500°C y reduciendo la resistencia del acero de refuerzo en función de la temperatura de verificación, luego realizando la prueba de la sección como si estuviera hecha en frío.

Gracias al nomograma es posible tener el perfil de la temperatura en la sección para un espesor determinado del forjado inferior y para una determinada duración del incendio (30-60-90-120-180 min.) mediante cuales será fácil obtener las reducciones adecuadas que hay que realizar en la sección.

#### CONFIGURACIÓN 8-180

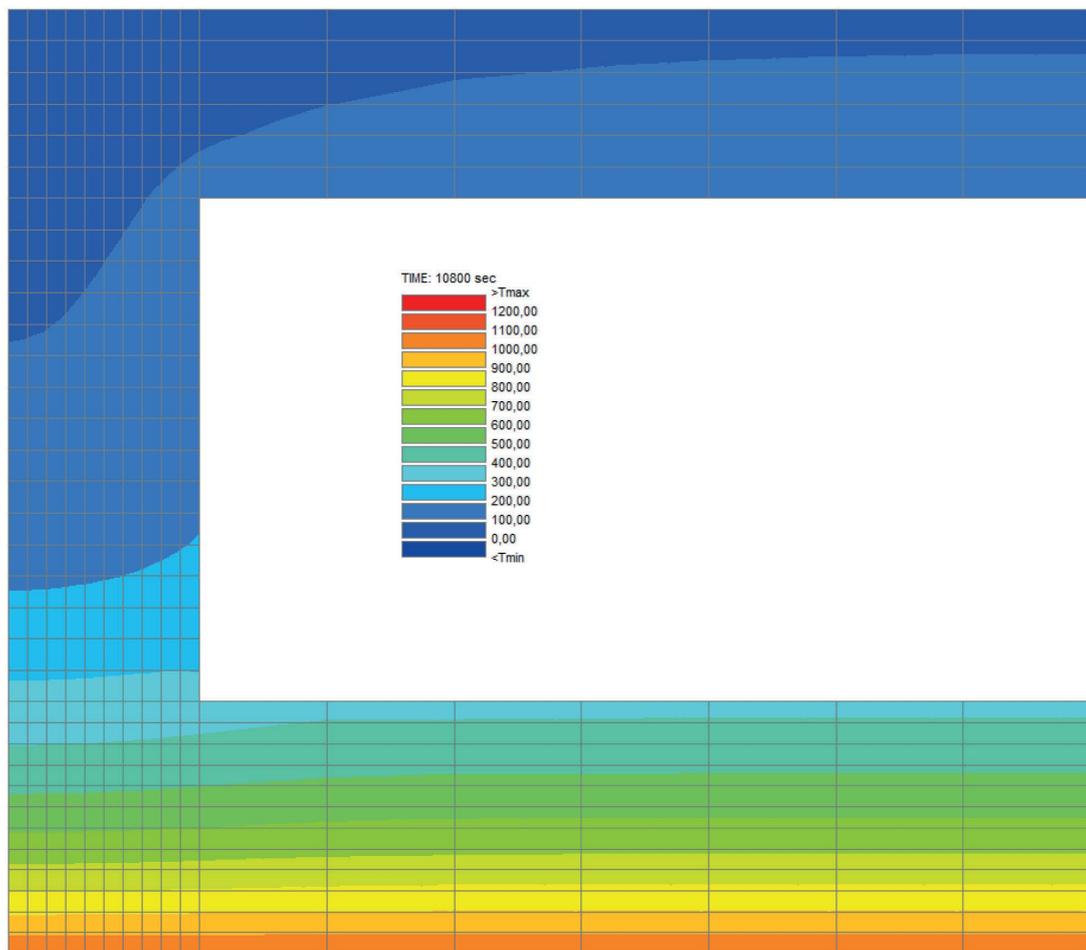


Figura 70 – configuración de las isotermas para S1=80 mm en 180 min

Y \ X (mm)	3	9	15	21	27	33	39	45	51	57	80	120	160	200	240	280	320
295,0	65	65	65	66	67	68	69	71	72	74	79	87	91	93	94	94	95
285,0	67	68	68	69	70	71	73	74	76	78	84	92	96	99	100	100	100
275,0	71	71	72	73	74	75	77	79	81	83	90	99	103	106	107	108	108
265,0	75	75	76	77	78	80	82	85	87	90	98	108	114	117	119	120	120
255,0	79	79	80	81	83	85	88	91	95	98	109	122	129	133	135	137	137
245,0	83	83	84	86	88	91	94	98	103	109	124	141	149	154	158	159	160
235,0	87	87	89	90	92	95	99	104	110	119	Configuración 8 - 180						
225,0	91	91	92	94	97	100	104	109	116	126							
215,0	94	95	96	98	100	103	108	114	121	131							
205,0	97	98	99	101	103	106	111	118	126	135							
195,0	100	100	102	103	106	110	115	121	130	140							
185,0	103	103	105	107	110	114	119	126	134	144							
175,0	107	108	109	111	115	119	124	131	140	150							
165,0	113	114	115	118	121	126	131	138	147	157							
155,0	122	123	124	127	130	135	141	148	156	166							
145,0	135	135	137	140	143	148	154	161	169	178							
135,0	152	153	154	157	160	165	170	177	184	193							
125,0	174	175	176	179	182	186	191	196	203	210							
115,0	201	201	203	205	208	211	215	219	224	230							
105,0	231	232	233	235	237	240	243	246	250	253							
95,0	266	267	268	269	271	274	276	279	281	281							
85,0	307	307	308	309	311	313	315	318	320	322							
76,7	344	345	345	347	348	350	353	355	358	362	377	389	389	391	391	391	392
70,0	378	379	379	381	382	384	387	389	392	396	409	422	423	425	425	425	425
63,3	416	416	417	418	420	422	424	427	430	433	445	458	460	462	462	462	462
56,7	458	458	459	460	462	463	466	468	471	474	485	497	501	502	503	503	503
50,0	505	505	506	507	508	510	512	514	517	520	530	542	546	547	548	548	548
43,3	557	557	558	559	560	562	564	566	568	571	580	591	596	597	597	598	598
36,7	616	616	616	617	619	620	622	624	626	628	636	647	651	653	653	653	653
30,0	682	682	682	683	684	686	687	689	691	692	700	709	713	715	715	715	715
23,3	756	756	757	757	758	759	761	762	764	765	771	779	783	784	785	785	785
16,7	840	840	840	841	841	842	843	844	845	847	852	858	861	862	862	862	862
10,0	933	933	933	933	934	935	935	936	937	938	941	945	947	948	948	948	948
3,3	1035	1035	1035	1035	1035	1036	1036	1036	1037	1037	1038	1040	1041	1041	1041	1041	1041

Figura 71 – nomograma para la reducción de la sección y temperaturas estimadas de hierro - S1=80 mm en 180 min

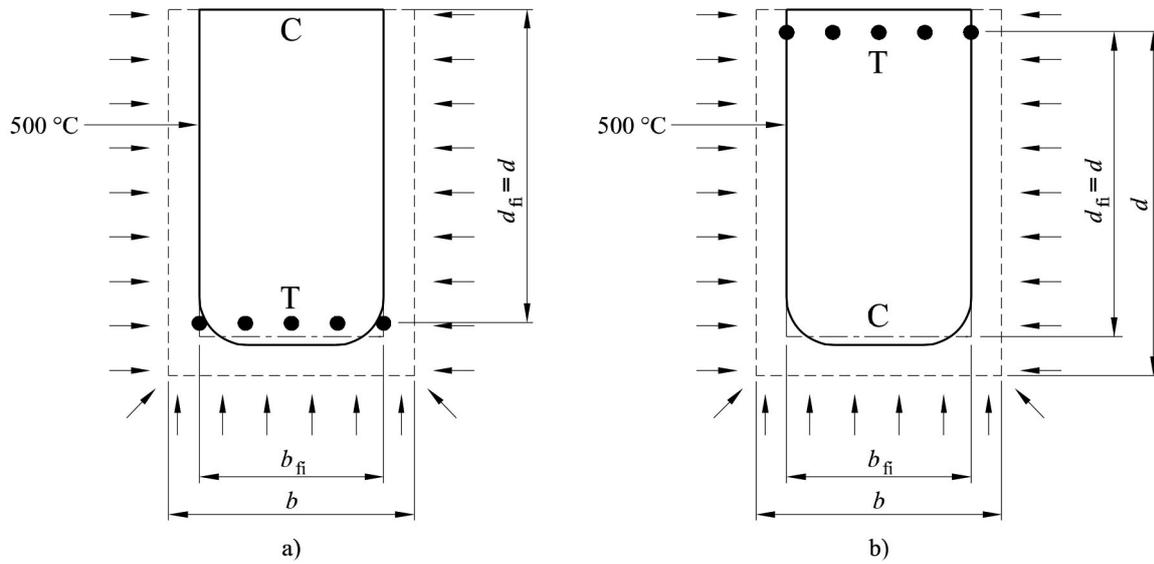


Figura 72 – reducción de la sección sometida al incendio

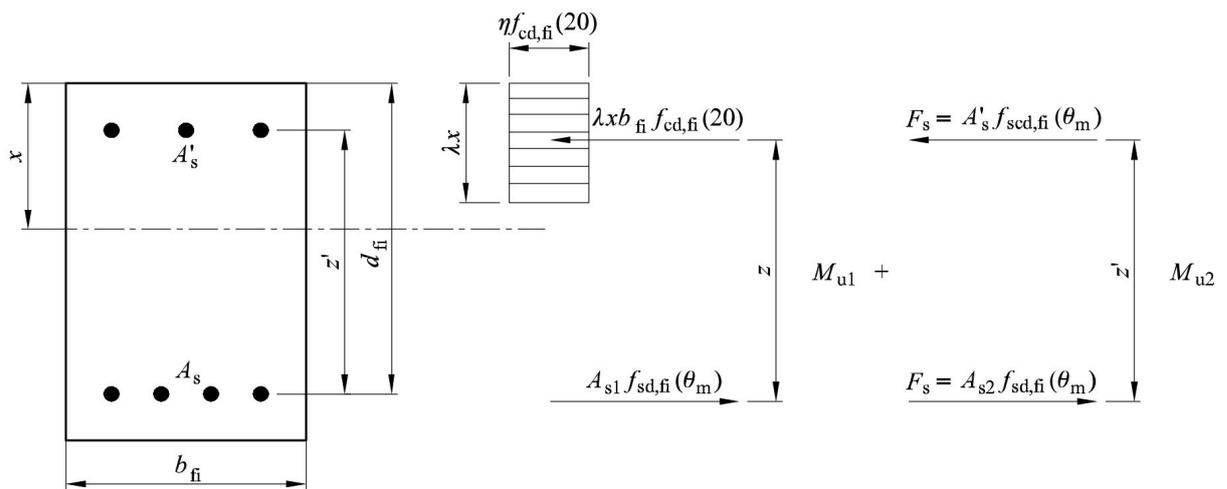


Figura 73 – esquema estático para la prueba en caliente

Para más detalles, consulte UNI EN 1992 1-2:2005, en particular los párrafos:

- 4.1
- 4.2
- 4.2.4
- APÉNDICE B.1

## 6.2 COMPORTAMIENTO ACÚSTICO

Para calcular el aislamiento acústico  $R_w$  y el nivel del ruido de impacto  $L_{n,w}$  en el forjado desnudo (sin la contribución de los acabados), es necesario hacer referencia al forjado lleno con el mismo peso, determinando la masa de superficie  $m'$  en  $kN/m^2$ .

Para estimar los valores de referencia se pueden usar fórmulas de validez comprobada presentes en CEN, IEN Galileo Ferraris, DIN).

También están disponibles, previa solicitud, algunos informes de pruebas realizadas in situ en forjados aligerados al desnudo y con solera.

**STUDIO ING. VINCENZO BACCAN**  
acustica industriale, architettonica e ambientale  
Corso del Popolo, 161 - ROVIGO - tel. 0425.200040  
info@studiobaccan.it

### RAPPORTO DI PROVA N. 54/10

**Data di emissione:** 08/06/2010

**Committente:** Geoplast SpA  
Via Martiri della Libertà, 6/8 - Grantorto (PD)

**Tipo di prova:** Misurazione in opera dell'isolamento acustico per via aerea tra ambienti secondo la norma tecnica UNI EN ISO 140-4 (2000)

**Oggetto della prova:** Solaio tra piano primo e piano terra presso edificio plurifamiliare in via Santocchia a Foligno (PG)

**Identificazione della partizione:** Solaio tra stanza letto al piano primo e stanza letto al piano terra

**Caratteristiche costruttive:**  
- intonaco, cm 1  
- soletta alleggerita con elementi Geoplast Nautilus, sp. cm 5+16+4  
- cemento alleggerito per rasatura impianti, cm. 10-11  
- materiale resiliente  
- massetto autolivellante, cm 7-8

**Superficie della partizione comune:** 9,6 mq.

**Volume dell'ambiente emittente:** 28 mc.

**Volume dell'ambiente ricevente:** 28 mc.

**Data di esecuzione della prova:** 04/06/2010

La stratigrafia della partizione di prova è stata dichiarata dal Committente

Il presente rapporto di prova è composto da n. 6 pagine

ing. Vincenzo Baccan

Pagina  
n. 1 di 6

### RAPPORTO DI PROVA N. 54/10 Misurazione in opera dell'isolamento acustico per via aerea tra ambienti

**Committente:** Geoplast SpA - Via Martiri della Libertà, 6/8 - Grantorto (PD)  
**Data di emissione:** 08/06/2010 **Data di prova:** 04/06/2010

**Condizioni di prova:** Le misure sono state eseguite ad edificio quasi completato. I fori di porte e finestre sono stati tamponati con pannelli in cartongesso. Come ambiente emittente è stata scelta la stanza al primo piano.

**Strumentazione impiegata:**  
- Fonometro bicanale 01dB mod. Symphonie S/N 00882;  
- Preamplificatore ACLAN mod. PRE 12H S/N 00881;  
- Microfono GRAS mod. 40AE S/N 166999;  
- Preamplificatore ACLAN mod. PRE 21A S/N 20312;  
- Microfono Mikrotech Gefell mod. MK250 S/N 2888;  
- Calibratore acustico ACLAN mod. CAL01 S/N 11038;  
- Sorgente di rumore dodecaedrica Look Line mod. D301;  
I certificati di taratura della catena di misura sono stati emessi in data 20/5/10 dal centro n. 164 (certificati n. F0516\_10 e n. F0517\_10) e in data 28/1/10 dal centro n. 164 (certificato n. C0361\_10).

**Dettagli sull'esecuzione di prova:** Nella stanza emittente la sorgente sonora è stata posta in due posizioni distanti tra loro più di 1.4 m e distanti dalle pareti più di 0.5 m. Le due posizioni non individuavano alcun piano parallelo alle pareti. Per ogni posizione della sorgente sono state effettuate cinque misurazioni del livello sonoro per bande di 1/3 di ottava nell'ambiente emittente e cinque in quello ricevente. I punti di misura erano distanti tra loro almeno m 0,7, distanti dalle pareti almeno m 0,5 e distanti dalla sorgente almeno m 1. In totale sono state effettuate dieci misurazioni nell'ambiente emittente e dieci nell'ambiente ricevente, a due a due in contemporanea (lato emittente e lato ricevente) e ognuna con un tempo di integrazione sempre superiore a 10 secondi. Nella stanza ricevente sono stati misurati inoltre il livello del rumore di fondo e il tempo di riverberazione alle varie frequenze con il metodo della sorgente impulsiva, ripetendo due volte la prova in almeno tre punti.

**Condizioni limite delle misurazioni:** Nessuna.

**STUDIO ING. VINCENZO BACCAN**  
acustica industriale, architettonica e ambientale  
Corso del Popolo, 161 - ROVIGO  
info@studiobaccan.it

ing. Vincenzo Baccan

Pagina  
n. 2 di 6

### 6.3 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA

Para calcular la conductividad térmica del forjado aligerado con Nuevo Nautilus Evo, es necesario calcular su resistencia térmica. Esta resulta ser la media ponderada entre la resistencia térmica de un forjado de hormigón macizo y la de una cavidad cerrada entre dos forjados de hormigón.

La resistencia térmica total  $R_T$  equivale a contribución de cada una de las dos resistencias, que será proporcional a la superficie que cada una ocupa en el plano:

$$R_T = \frac{R_{T1} \cdot B^2 + R_{T2} \cdot (i^2 - B^2)}{i^2}$$

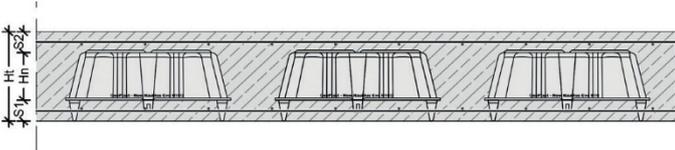


Figura 74 – perfil típico de un forjado aligerado con Nuevo Nautilus Evo

El valor se define como transmitancia térmica:

$$U = \frac{1}{R_{Tot}} \left[ W / (m^2 \cdot K) \right]$$

En el caso de un forjado aligerado con **Nuevo Nautilus Evo**, tendremos dos resistencias térmicas que funcionan en paralelo:

1.  $R_{T1} = R_{si} + \frac{S_1}{\lambda_{cls}} + \frac{S_2}{\lambda_{cls}} + R_{int} + R_{se} \left[ (m^2 \cdot K) / W \right]$
2.  $R_{T2} = R_{si} + \frac{H_t}{\lambda_{cls}} + R_{se} \left[ (m^2 \cdot K) / W \right]$

Donde:

- $R_{si}$  es la resistencia de la superficie interna igual a aproximadamente 0,13;
- $R_{se}$  es la resistencia de la superficie externa igual a aproximadamente 0,04;
- $R_{int}$  es la resistencia térmica del aire de la cavidad formada por el encofrado, igual a aproximadamente 0,16 a favor de la seguridad.

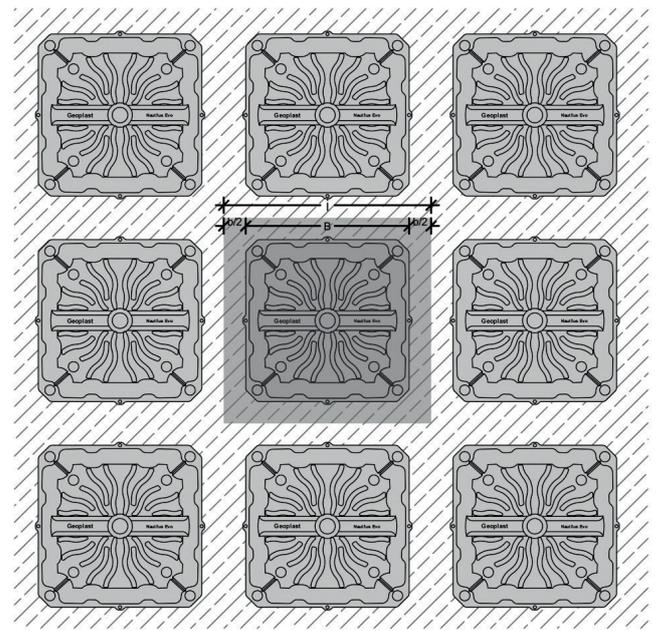


Figura 76 – superficies totales de las resistencias térmicas en paralelo

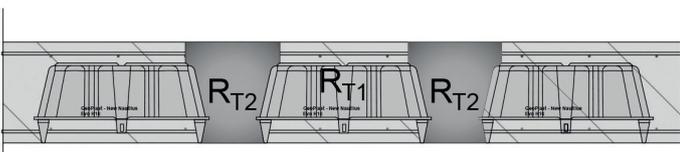


Figura 75 – esquema de la resistencia térmica en paralelo





# 7. EMBALAJE Y LOGÍSTICA

## 7.1 NUEVO NAUTILUS EVO

### CONDICIONES ÉSTANDAR DE EMBALAJE PARA EL TRANSPORTE TERRESTRE

		NUEVO NAUTILUS EVO	
		SINGLE	DOUBLE
Elementos por palé	pz	400	200
Dimensiones palé	cm	100 X 120 X H max 250	
Peso del palé	kg	560 max	

### FACTORES DE CARGA ESTÁNDAR PARA DIFERENTES MEDIOS DE TRANSPORTE

MEDIO DE TRANSPORTE	NÚMERO DE PALETS	DIMENSIÓN PROMEDIO
Camión	18	9,50 x 2,45 x h2,70 m
Camión + Remolque	14+14	Camión 7,70 x 2,45 x h2,70 m Remolque 7,70 x 2,45 x h2,70 m
Semirremolque	24	13,60 x 2,45 x h2,70 m
Contenedor 20 ft.	24	5,90 x 2,35 x h2,39 m (puerta h2,28 m)
Contenedor 40 ft.	22	12,03 x 2,35 x h2,39 m (puerta h2,28 m)
Contenedor 40 ft. high cube	22	12,03 x 2,35 x h2,70 m (puerta h2,58 m)
Contenedor 45 ft.	24	13,54 x 2,35 x h2,70 m (puerta h2,58 m)

Condiciones estándar de acondicionamiento para todos los modelos de palets completos. Los datos que se muestran aquí se refieren a palets completos de un solo modelo.



# 8. APÉNDICE

## 8.1 LOSA DE KIRCHOFF

Se toman en consideración siguientes hipótesis de cálculo:

- losa de espesor pequeño (menos de 1/5 de la luz mínima efectiva);
- pequeños desplazamientos y deformaciones (menos de 1/5 del espesor de la losa);
- carga transversal a la losa;
- desacoplamiento entre el problema de flexión y de membrana (por lo tanto simetría de la losa con respecto al plano medio);
- deformaciones insignificantes de corte;
- régimen predominantemente flexor (por lo tanto, los segmentos originalmente ortogonales al plano medio permanecen rectos en la configuración deformada);
- material lineal elástico, homogéneo e isotrópico;
- insignificantes esfuerzos normales al plano medio;

por lo tanto las componentes de desplazamiento se pueden escribir, con referencia a los ejes de referencia cartesianos:

$$s_x(x, y, z) = -z \cdot \Phi_x(x, y)$$

$$s_y(x, y, z) = -z \cdot \Phi_y(x, y)$$

$$s_z(x, y, z) = w(x, y)$$

En las ecuaciones anteriores  $w(x, y)$  es el desplazamiento de los puntos del plano medio en la dirección  $z$ ,  $\Phi_x(x, y)$  y  $\Phi_y(x, y)$  son las rotaciones de la tangente al eje en la posición deformada. Sobre la base de la hipótesis de régimen predominantemente flexor, las rotaciones de flexión se pueden escribir como derivadas del desplazamiento del plano medio.

$$\Phi_x = \frac{\partial w}{\partial x}$$

$$\Phi_y = \frac{\partial w}{\partial y}$$

Por lo tanto, las componentes de deformación serán:

$$\epsilon_x = \frac{\partial s_x}{\partial x} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial s_y}{\partial y} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial s_x}{\partial y} + \frac{\partial s_y}{\partial x} = -2z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

Los forjados aligerados representan una nueva evolución del sistema estructural antes mencionado, con los que no se obtienen solo las luces importantes, sino que también se puede ahorrar en el consumo de hormigón y acero, en comparación con la solución del forjado lleno.

De hecho, en el análisis del comportamiento de un forjado de hormigón armado, la parte de la sección que es comprimida es solo una parte pequeña comparando con el espesor total, la parte restante no se considera colaborativa (dado el bajo rendimiento del hormigón a tracción), y es necesario tomarla en cuenta solo en la resistencia al esfuerzo cortante, la acción que, sin embargo, resulta ser muy baja lejos de los apoyos (zona en la que los aligeramientos no están previstos). Por lo tanto, con los elementos de **Nuevo Nautilus EVO** vamos a reducir el peso virtualmente inútil, logrando obtener un forjado más delgado y mayores luces posibles.

## 8.2 RÉGIMEN DE TENSIÓN

El régimen de tensión se puede deducir inmediatamente del estado de deformación, una vez introducida la conexión elástica lineal:

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\epsilon_x + \nu \cdot \epsilon_y) = -z \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\epsilon_y + \nu \cdot \epsilon_x) = -z \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \gamma_{xy} = -2z \cdot \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - \nu)} =$$

$$= -z \cdot \frac{E}{(1 - \nu^2)} \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

### 8.3 ACCIONES INTERNAS

Al igual que ocurre con una viga, también para el forjado hacemos referencia a las componentes de la acción interna.

El momento flector (por unidad de longitud, medido a lo largo del plano medio) se define como:

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x \cdot z \, dz$$

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \cdot z \, dz$$

En cuanto a las dimensiones, el momento flector será una fuerza  $\left[ \frac{F \cdot L}{L} \right]$

El momento flector tiene un signo positivo cuando una tensión de signo positivo actúa con un brazo positivo, por lo tanto  $M_x$  positivo estira las fibras inferiores. La integral anterior da como resultado:

$$M_x = -\frac{E}{1-\nu^2} \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \int_{-h/2}^{h/2} z^2 \cdot dz =$$

$$= -\frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = -D \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

De manera completamente análoga, el momento flector  $M_y$  se define como:

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \cdot z \, dz = -D \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

Donde se indica como  $D$  la rigidez flexural de una parte del forjado de longitud unitaria. Las acciones cortantes:

$$Q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} \, dz$$

$$Q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} \, dz$$

No se pueden expresar directamente, ya que las deformaciones por cortante se han considerado insignificantes, por lo tanto habrá que pasar por ecuaciones de equilibrio. No obstante, las acciones internas correspondientes a las tensiones tangenciales  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$  distribuidas linealmente a lo largo del espesor y con valor medio cero, quedan por definir.

Por lo tanto, su fuerza resultante (de tipo de membrana) será cero, pero crearán momentos de torsión:

$$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} \cdot z \, dz = -D \cdot (1-\nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$M_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} \cdot z \, dz = -D \cdot (1-\nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = M_{xy}$$

### 8.4 ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Para resolver las seis incógnitas ( $w, Q_x, Q_y, M_x, M_y, M_{xy}$ ) será necesario añadir tres otras ecuaciones a las tres que relacionan los  $w$  momentos.

Para escribir estas ecuaciones, consideremos un elemento infinitesimal sometido a la acción de la carga transversal  $p(x, y)$

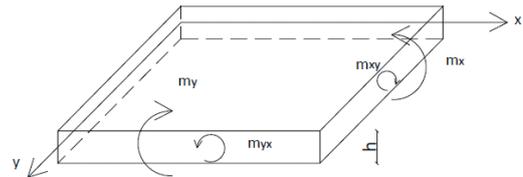


Figura 77 – momentos actuantes sobre el elemento infinitesimal

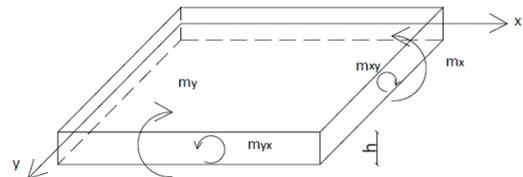


Figura 78 – corte actuante sobre el elemento infinitesimal

El equilibrio de la rotación alrededor de los ejes y se escribe (omitiendo los infinitesimales de orden superior y simplificando los términos del signo opuesto):

$$Q_x \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}$$

Igualmente el equilibrio a la rotación alrededor de los ejes resulta:

$$Q_y \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$Q_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x}$$

Por último, el equilibrio se traduce en la dirección z:

$$p \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial Q_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$p + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0$$

Estas ecuaciones permiten escribir en función de  $w$  de los esfuerzos cortantes y a obtener ecuación resolvente:

$$Q_x = -\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -D \cdot \left[ \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \nu \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} + (1-\nu) \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} \right] = -D \cdot \left[ \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} \right]$$

$$Q_y = -D \cdot \left[ \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio a la traducción en dirección z:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$

Esta ecuación en derivados parciales en x e in y es integrable solo con los métodos aproximados, como desarrollos en serie o métodos de discretización.

## 8.5 CONDICIONES DEL CONTORNO

Se puede hacer una distinción entre las condiciones de los contornos cinemáticos y las condiciones del contorno estático.

Empezando por las condiciones de los contornos cinemáticos, uno puede imaginar imponer en un borde  $y = b$ , por ejemplo en un extremo, desplazamientos y rotaciones:

$$w |_{y=b} = \bar{w}(x)$$

$$\left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=b} = -\bar{\Phi}_{yz}(x)$$

Mientras está asignado, una vez que  $w |_{y=b} = \bar{w}(x)$  establezca la rotación en el plano (z, x):

$$\left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{y=b} = -\bar{\Phi}_{xz}(x) = \frac{d\bar{w}(x)}{dx}$$

Las condiciones cinemáticas independientes en el contorno son, por lo tanto, solo dos. Pasemos entonces a las condiciones estáticas del contorno; considerando por ejemplo el contorno

$y = b$ , parece que hay tres cantidades que se pueden fijar  $M_y, M_{xy}, Q_y$ . Kirchoff, no obstante, utilizando métodos variacionales pudo demostrar cómo  $M_{xy}, Q_y$  son conectados, definiendo un tipo de cortante equivalente:

$$V_y = Q_y + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

Lo que corresponde al resultante fuerza actuante transversal (por unidad de la longitud), que se puede escribir, sustituyendo las fórmulas anteriormente desarrolladas:

$$V_y = -D \cdot \left[ \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]$$

Esta ecuación se puede usar tanto para imponer una acción determinada al contorno (como puede ser borde libre), como para calcular una reacción restrictiva distribuida en el borde.

En el caso de la discontinuidad, como en los ángulos, fuerzas concentradas surgen en los ángulos iguales a:

$$R_i = \pm 2M_{xy}(x_i, y_i)$$

## 8.6 ACCIONES INTERNAS EN LA SECCIÓN GENÉRICA

Supongamos que consideramos una sección genérica, cuya normal  $n$  forma un ángulo genérico  $\beta$  con en eje x.

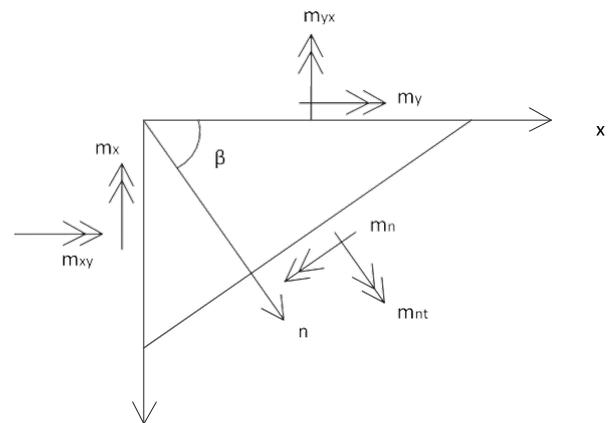


Figura 79 – sección genérica

Teniendo en cuenta que  $dx = ds \cdot \sin \beta$  y  $dy = ds \cdot \cos \beta$ , ante todo, tenemos el equilibrio en la dirección transversal z:

$$Q_n = Q_x \cdot \cos \beta + Q_y \cdot \sin \beta$$

El equilibrio de la rotación alrededor de la tangente da:

$$M_n = M_y \cdot \sin^2 \beta + 2 \cdot M_{xy} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + M_x \cdot \cos^2 \beta$$

El equilibrio de la rotación alrededor la normal, en cambio, lleva a escribir:

$$M_{nt} = (M_x - M_y) \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + M_{xy} \cdot (\sin^2 \beta - \cos^2 \beta)$$





**Geoplast**  
Building beyond together

**Geoplast S.p.A.**

Via Martiri della Libertà, 6/8  
35010 Grantorto (PD) - Italy

Tel +39 049 9490289  
Fax +39 049 9494028

[Geoplast@Geoplastglobal.com](mailto:Geoplast@Geoplastglobal.com)

**GeoplastGlobal.com**  
**BuildingBeyondTogether.com**



rev. 11/2018

