



ANEJO DE CÁLCULO

Guillem Garcia Martí

Trabajo final de

Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Curso 2014-2015

Dirigido por D. Carlos Gisbert Doménech

Departamento de Ingeniería de la Construcción

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos

Universitat Politècnica de Valencia

Diciembre 2014

ÍNDICE

1. Normativa de aplicación.....	52
2. Bases de cálculo	54
2.1. Materiales.....	56
2.1.1. Características del hormigón.....	56
2.1.2. Características del acero.....	58
2.1.3. Coeficientes parciales de seguridad.....	59
3. Acciones consideradas	60
3.1. Acciones permanentes (g)	60
3.2. Acciones variables (q).....	61
3.3. Acciones accidentales	64
4. Resistencia al fuego	65
5. Proceso constructivo	68
5.1. Elección del método de excavación	68
5.2. Descripción del proceso constructivo	71
6. Cálculo de los muros pantalla	74
6.1. Modelo e hipótesis de cálculo.....	74
6.2. Condiciones de la medianera	75
6.3. Acciones.....	76
6.4. Materiales.....	77
6.5. Características geotécnicas del terreno.....	77
6.6. Proceso constructivo	78
6.7. Gráficas de esfuerzos y desplazamientos	82
6.7.1. Gráficas para la 1ª condición de medianera	82
6.7.2. Gráficas para la 2ª condición de medianera	84
6.8. Armado dispuesto.....	86
7. Cálculos estructurales	87
7.1. Predimensionado de la estructura	88
7.2. Hipótesis de carga.....	93
7.3. Cálculo estructural con el software cypecad	95
7.3.1. Forjado de viguetas pretensadas.....	96
7.3.2. Forjado de placas alveolares.....	100
7.3.3. Forjado reticular.....	103

7.3.4. Forjado de losa maciza	106
7.4. Cálculo estructural con métodos simplificados	108
7.4.1. Forjado de viguetas pretensadas.....	110
7.4.2. Forjado de placas alveolares.....	113
7.4.3. Forjado reticular.....	116
7.4.4. Forjado de losa maciza	119
7.5. Comparativa método simplificado vs cypecad	122
7.5.1 comparativa en forjados unidireccionales.....	122
7.5.2 comparativa en forjados bidireccionales.....	127
7.6. Justificación de la solución adoptada	133
7.6.1. Justificación técnica	133
7.6.2. Justificación económica.....	136
7.6.3. Justificación estructural	137
7.6.4. Elección de la solución constructiva.....	138

1. NORMATIVA DE APLICACIÓN

El cálculo y diseño de la estructura del aparcamiento subterráneo objeto de estudio, exige el cumplimiento de la normativa aplicable para este tipo de construcciones:

- Instrucción de Hormigón Estructural, EHE – 08. (RD 1247 / 2008).

- Código Técnico de la Edificación, CTE: (RD 214 / 2006)
 - DB – SE; Seguridad estructural,
 - DB - SE AE; Acciones en la edificación,
 - DB - SE C; Cimientos,
 - DB – SI; Seguridad en caso de incendio.

- Norma de Construcción Sismo resistente, NCSE - 02. (RD 997 / 2002)

Comprobación del campo de aplicación de la NCSR – 02

Clasificación de las construcciones

Según esta normativa, se clasifica la construcción como “de importancia normal”; es decir, “aquella cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos”.

Criterios de aplicación de la norma

A continuación se detallan los casos en los que las construcciones están exentas de cumplir la normativa:

- Las construcciones de importancia moderada.
- Las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,08g. No obstante la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas o si la aceleración sísmica de cálculo, es igual o mayor de 0,08g.

En primer lugar se obtiene la a_b de las tablas del Anejo 1 de la normativa. Para el caso de Xàtiva, este valor es de 0,07g tal como se muestra en la siguiente imagen.

Municipio	a_b/g	K
Vinalesa	0,06	(1,0)
Xàtiva	0,07	(1,0)
Xeraco	0,07	(1,0)
Xeresa	0,07	(1,0)
Xirivella	0,07	(1,0)
Yátova	0,06	(1,0)
Zarra	0,07	(1,0)

Tabla del Anejo 1 que recoge la a_b y el coeficiente de contribución k

El valor de la a_b es superior a 0,04g por lo que será de aplicación la NCSE – 02 para el cálculo y diseño de la estructura de aparcamiento.

2. BASES DE CÁLCULO

El Código Técnico de la Edificación establece los principios y requisitos relativos a la resistencia mecánica y la estabilidad de los edificios, así como la aptitud de servicio, describiendo las bases y los principios para el cálculo de las mismas.

En el siguiente apartado se definen las bases de cálculo que serán el punto de inicio para poder realizar las verificaciones necesarias. Las directrices para la definición de estas bases vienen dadas en el Código Técnico de la Edificación y en la Instrucción del Hormigón Estructural.

La comprobación estructural del edificio requiere, en primer lugar, identificar las situaciones de dimensionado que resulten determinantes y establecer las acciones que deben tenerse en cuenta, así como los modelos adecuados para la estructura.

Posteriormente, se debe realizar el análisis estructural, adoptando métodos de cálculo adecuados a cada problema y verificar que, para las situaciones de dimensionado correspondientes, no se sobrepasen los Estados Límite.

Los Estados Límite se definen como situaciones extremas que, en caso de ser superadas, se puede considerar que el edificio no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectado.

El método de los Estados Límite permite tener en cuenta el carácter aleatorio de las variables dimensionales, de solicitación y de resistencia que intervienen en el cálculo. De este modo, el valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente parcial de seguridad. A través de este procedimiento se pretende reducir la probabilidad de que sean alcanzadas estas situaciones límite.

Los Estados Límite se clasifican en:

1) **Estados Límite Últimos**; son aquellos que producen el fallo de la estructura debido al colapso o a la rotura de la misma, o a la pérdida de equilibrio.

En la comprobación de los Estados Límite Últimos que consideran la rotura de una sección o elemento se debe cumplir la siguiente condición:

$$R_d \geq S_d$$

Donde R_d es el valor de cálculo de la respuesta estructura y S_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones.

2) **Estados Límite de Servicio**; son aquellos para los que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspectos requeridos.

En la comprobación de los Estados Límite de Servicio se debe garantizar la siguiente condición:

$$C_d \geq E_d$$

Donde C_d es el valor límite admisible para el Estado Límite a comprobar y E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones.

3) **Estados Límite de Durabilidad**; son aquellos producidos por acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden alterar la características del hormigón o de las armaduras.

En la comprobación de los Estados Límite de Durabilidad se debe cumplir la siguiente condición:

$$t_L \geq t_d$$

Donde t_L es el tiempo necesario para que el agente agresivo produzca un ataque o una importante degradación y t_d es el valor de cálculo de la vida útil.

La estructura no debe superar ninguno de los tres Estados Límite mencionados. El procedimiento de comprobación, para un cierto Estado Límite, consiste en interpretar el efecto de las acciones aplicadas sobre la estructura y la respuesta de la misma para dicha situación extrema. El Estado Límite quedará garantizado si se verifica, con un índice de fiabilidad suficiente, que la respuesta estructural no es menor que el efecto de las acciones aplicadas.

2.1. MATERIALES

2.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

En este apartado se van a definir las características básicas que debe tener el hormigón, por lo que, previamente, será necesario identificar el tipo de ambiente que define la agresividad a la que va a estar sometido el elemento estructural.

El tipo de ambiente se define como la combinación de una clase general de exposición frente a la corrosión de las armaduras, más una clase específica relativa a otros procesos de degradación.

En primer lugar se va a definir la clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras. Los elementos de hormigón estarán en su mayoría enterrados o con altas condiciones de humedad, por lo que la clase general de exposición será **Ila** tal como se refleja en la tabla 8.2.2 de la EHE-08.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales en sótanos no ventilados. Cimentaciones. Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIla	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. Puentes en las proximidades de la costa. Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIlb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIlc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 8.2.2 EHE, Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

Según el ensayo de agresividad sobre las muestras tomadas de suelo para la realización del estudio geotécnico, el terreno no produce ataque químico a la composición del hormigón, por lo que no es de aplicación ninguna clase específica relativa a otros procesos de degradación del hormigón de las que se reflejan en la tabla 8.2.3 de la EHE-08.

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	– Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b).	– Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. – Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	Media	Qb	Ataque químico	– Elementos en contacto con agua de mar. – Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b).	– Dolos, bloques y otros elementos para diques. – Estructuras marinas, en general. – Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. – Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. – Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	Fuerte	Qc	Ataque químico	– Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b).	– Instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. – Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. – Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	– Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C .	– Construcciones en zonas de alta montaña. – Estaciones invernales.
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	– Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C .	– Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión cavitación	– Elementos sometidos a desgaste superficial. – Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua.	– Pilas de puente en cauces muy torrenciales. – Elementos de diques, pantanales y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. – Pavimentos de hormigón. – Tuberías de alta presión.

Tabla 8.2.3.a EHE, Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro

Una vez identificado el tipo de ambiente, se pueden obtener los parámetros de dosificación del hormigón a partir de las tablas 37.3.2 de la EHE-08.

Para el tipo de hormigón y su clase general de exposición, la máxima relación permitida de agua / cemento será de 0,6 y el mínimo contenido de cemento será de 275 kg/m^3 .

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón				
		I	Ila	Ilb	IIla
Máxima relación a/c	Masa	0,65	—	—	—
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45
Mínimo contenido de cemento (kg/m^3)	Masa	200	—	—	—
	Armado	250	275	300	300
	Pretensado	275	300	300	300

Tabla 37.3.2.a de la EHE-08

La resistencia mínima de la estructura será de 25 N/mm² según el tipo de hormigón y su clase general de exposición.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón				
		I	Ila	Ilb	IIla
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	—	—	—
	Armado	25	25	30	30
	Pretensado	25	25	30	30

Tabla 37.3.2.b de la EHE-08

Teniendo en cuenta todos los parámetros de dosificación, se puede proceder a la designación de los distintos tipos de hormigones necesarios en obra para cada elemento estructural:

- Cimentación (zapatas aisladas, vigas riostras, losa)
 - **HA 25/B/40/IIa**
- Estructura (muros pantalla, soportes, forjados y rampas)
 - **HA 25/B/20/IIa**

2.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

El acero en armaduras pasivas para todos los elementos de hormigón armado será de barras corrugadas **B 500 SD**, de límite elástico de 500 MPa y módulo de deformación longitudinal de 20000 MPa.

2.1.3. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtienen a partir de los valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad. Este coeficiente parcial viene dado en la tabla que se adjunta a continuación.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 15.3 de la EHE-08

Así, la resistencia de cálculo del hormigón a compresión viene dada por la siguiente expresión:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Donde f_{ck} es la resistencia característica de proyecto y γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón.

La resistencia de cálculo de las armaduras pasivas se obtiene a partir de la siguiente formula:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde f_y es la tensión del límite elástico del material base y γ_s es el coeficiente parcial de seguridad del acero.

3. ACCIONES CONSIDERADAS

Las acciones a considerar para el cálculo de la estructura del aparcamiento subterráneo vienen dadas en el Documento Básico “Seguridad estructural - Acciones en la Edificación” del CTE. Este documento distingue entre acciones que actúan de forma permanente, de forma variable, e incluso, acciones accidentales. A continuación se detallan los valores adoptados para cada uno de los distintos tipos de acciones.

3.1. ACCIONES PERMANENTES (G)

Peso propio

El peso propio de los elementos estructurales es calculado de forma automática por el programa informático de cálculo, en función del peso específico del material y del volumen del elemento constructivo.

Carga muerta

En el caso concreto de este aparcamiento, se puede no considerar las cargas muertas generadas por los tabiques, debido a su escasez en toda la planta y su específica localización en la zona del hueco de escalera.

Como carga muerta puntual es necesario tener en cuenta las rampas del aparcamiento y escaleras de acceso, aunque no en la fase de predimensionado de la estructura.

Las cargas muertas debidas al material de acabado del forjado, se han considerado de 3 kN/m^2 para el forjado de cubierta y de 1 kN/m^2 para el forjado inferior. Esto se debe al distinto acabado entre ambos, ya que el forjado superior requiere pavimentación para la plaza exterior y el forjado inferior únicamente pavimento de rodadura para vehículos ligeros.

Acciones del terreno

En el apartado de cálculo de los muros pantalla se detallan los empujes que el terreno ejerce sobre los muros. Estos empujes generan fuerzas horizontales en los planos de los forjados que se deberán analizar.

3.2. ACCIONES VARIABLES (Q)

Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso se considerará de forma distinta, en función del forjado que se calcule. Para el forjado intermedio se pueden tomar los valores de sobrecarga para una categoría de uso E, zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros según el Código Técnico de la Edificación.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ ⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 3.1 del CTE DB SE AE

Se considera una carga uniformemente distribuida de 2 kN/m² y otra carga concentrada de 20 kN. El Código Técnico de la Edificación permite sustituir la carga concentrada por una sobrecarga uniformemente distribuida de 2 kN/m², por lo que sumada a la carga anterior se obtiene un valor de 4 kN/m².

Para el forjado superior se podría tomar el valor de la zona C5, puesto que es una plaza donde se puede concentrar mucha gente. Se adoptará el valor de carga para una situación accidental de incendio, que es de 20 kN/m^2 , superior a los 5 kN/m^2 de la carga repartida y los 4 kN de la carga concentrada para una zona C5.

Nieve

La sobrecarga de nieve en Valencia es de $0,2 \text{ KN/m}^2$, tal como se observa en la tabla del Código Técnico de la Edificación, por lo que se tomará para Xàtiva el mismo valor.

Capital	Altitud m	s_k kN/m^2	Capital	Altitud m	s_k kN/m^2	Capital	Altitud m	s_k kN/m^2
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / <i>Alacant</i>	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/ <i>Donostia</i>	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / <i>Lleida</i>	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / <i>Bilbo</i>	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / <i>Ourense</i>	130	0,4	Valencia/ <i>València</i>	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / <i>A Coruña</i>	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / <i>Gasteiz</i>	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / <i>Girona</i>	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/ <i>Iruña</i>	450	0,7	Ceuta y Melilla		0,2

Tabla 3.8 del CTE DB-SE-AE

Teniendo en cuenta el Anejo E del CTE, se considera una zona de clima invernal 5 y la altitud en Xàtiva de 120 msnm, por lo que, se obtiene por interpolación, un valor de $0,26 \text{ KN/m}^2$, ligeramente superior respecto al de su capital de provincia.

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m ²)							
Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla E.2 del Anejo E del CTE DB-SE-AE

Viento

No es necesario considerar la acción del viento por tratarse de una construcción enterrada.

Acciones térmicas

Pueden no considerarse las acciones térmicas puesto que no existen elementos estructurales continuos de hormigón de más de 40 metros de longitud.

3.3. ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo

Las acciones sísmicas reguladas en la NSCE – 02 son de aplicación para esta estructura tal y como se ha podido comprobar en el apartado 1 del presente anejo.

Incendio

En las zonas de tránsito de vehículos destinados a los servicios de protección contra incendios, se considerará una acción de 20 kN/m^2 dispuestos en una superficie de 3 m de ancho por 8 m de largo, en cualquiera de las posiciones de una banda de 5 m de ancho, y las zonas de maniobra por donde se prevea y se señalice el paso de este tipo de vehículos.

Impacto

El uso de la construcción como aparcamiento hace necesario considerar el impacto de vehículos sobre los pilares de la estructura. De este modo, se debe tener en cuenta:

- El impacto desde el interior debe considerarse en todas las zonas cuyo uso suponga la circulación de vehículos.
- Los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes debidas al impacto de vehículos de hasta 30 kN de peso total, son de 50 kN en la dirección paralela a la vía y de 25 kN en la dirección perpendicular, no actuando simultáneamente.
- La fuerza equivalente de impacto se considerará actuando en un plano horizontal y se aplicará sobre una superficie rectangular de 0,25 m de altura y una anchura de 1,5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura de 0,6 m por encima del nivel de rodadura, en el caso de elementos verticales, o la altura del elemento, si es menor que 1,8 m en los horizontales.

4. RESISTENCIA AL FUEGO

El Código Técnico de la Edificación incluye un documento que define las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Este Documento Básico especifica parámetros y procedimientos con el fin de reducir el riesgo de daño de los usuarios durante el incendio de un edificio.

La tabla 1.1 del Documento Básico Seguridad en caso de Incendio, limita el riesgo de propagación del incendio por el interior del aparcamiento mediante la compartimentación en sectores de incendio. Los aparcamientos convencionales; es decir, los no robotizados, no tienen límite de superficie para delimitar los sectores de incendio, por lo que el aparcamiento se considera como un único sector.

La resistencia al fuego de paredes, techos y puertas que delimitan sectores de incendio viene expresa en la siguiente tabla. Para el aparcamiento se adopta un valor de EI 120.

Elemento	Plantas bajo rasante	Resistencia al fuego		
		Plantas sobre rasante en edificio con altura de evacuación:		
		h ≤ 15 m	15 < h ≤ 28 m	h > 28 m
Paredes y techos ⁽³⁾ que separan al sector considerado del resto del edificio, siendo su uso previsto: ⁽⁴⁾				
- Sector de riesgo mínimo en edificio de cualquier uso	(no se admite)	EI 120	EI 120	EI 120
- Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	EI 120	EI 60	EI 90	EI 120
- Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	EI 120 ⁽⁵⁾	EI 90	EI 120	EI 180
- Aparcamiento ⁽⁶⁾	EI 120 ⁽⁷⁾	EI 120	EI 120	EI 120

Tabla 2.1 del CTE DB SI1

El incremento de temperatura producido en un incendio puede afectar a la estructura del edificio de dos maneras; variando las propiedades de los materiales con la consiguiente pérdida de capacidad mecánica, o bien, deformando los elementos y generando tensiones añadidas.

Se admite que un elemento tiene suficiente resistencia al fuego si durante el incendio el valor de cálculo del efecto de las acciones, en todo instante t , no supera el valor de la resistencia de dicho elemento

El Código Técnico de la Edificación considera como resistencia suficiente al fuego de los elementos estructurales, los valores de la siguiente tabla.

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales				
Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Tabla 3.1 del CTE DB SI6

Según la tabla, se exige a la estructura una resistencia al fuego R 90, por tratarse de un edificio de uso exclusivo para aparcamiento. Esta clase representa el tiempo en minutos de resistencia frente a la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura.

En el anejo C del DB SI existen unas tablas que permiten realizar unas comprobaciones dimensionales para determinar la resistencia de los forjados, los pilares y los muros ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura.

Los pilares serán de 25 cm de lado y tendrán un recubrimiento de 4 cm para garantizar una resistencia al fuego RE 90. Los muros de hormigón del hueco de la escalera tendrán un espesor mínimo de 16 cm y un recubrimiento de 2,5 cm para cumplir con la condición de R90.

Resistencia al fuego	Lado menor o espesor b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
	Soportes	Muro de carga expuesto por una cara	Muro de carga expuesto por ambas caras
R 30	150 / 15 ⁽²⁾	100 / 15 ⁽³⁾	120 / 15
R 60	200 / 20 ⁽²⁾	120 / 15 ⁽³⁾	140 / 15
R 90	250 / 30	140 / 20 ⁽³⁾	160 / 25
R 120	250 / 40	160 / 25 ⁽³⁾	180 / 35
R 180	350 / 45	200 / 40 ⁽³⁾	250 / 45
R 240	400 / 50	250 / 50 ⁽³⁾	300 / 50

Tabla C.2 Anejo C del CTE DB SI

Para garantizar una resistencia al fuego REI 90, el forjado inferior de tipo reticular debe tener un nervio de ancho mínimo de 12 cm y una a_m de 40 cm. Esta última distancia no se cumple en el cálculo del apartado 7 de este anejo, por lo que el recubrimiento del forjado deberá seguir las indicaciones de esta tabla C.5 puesto que son más restrictivas.

Resistencia al fuego	Anchura de nervio mínimo b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m ⁽¹⁾ (mm)			Espesor mínimo h_{min} (mm)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
REI 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	60
REI 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	80
REI 90	120 / 40	200 / 30	250 / 25	100
REI 120	160 / 50	250 / 40	300 / 35	120
REI 180	200 / 70	300 / 60	400 / 55	150
REI 240	250 / 90	350 / 75	500 / 70	175

Tabla C.5 Anejo C del CTE DB SI

La condición de resistencia al fuego REI 90 se cumple para el forjado superior tipo losa con un canto mínimo mayor de 10 cm y un recubrimiento mecánico mayor que 25 cm.

Resistencia al fuego	Espesor mínimo h_{min} (mm)	Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			I_y/I_x ⁽²⁾ ≤ 1,5	$1,5 < I_y/I_x$ ⁽²⁾ ≤ 2
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

Tabla C.4 Anejo C del CTE DB SI

En el apartado 7 de Cálculos estructurales de este Anejo, se puede comprobar que se cumplen los requisitos dimensionales y de recubrimientos en caso de incendio, excepto el mencionado anteriormente, que seguirá las pautas marcadas en este apartado 4 de resistencia al fuego.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

En este apartado se van a analizar las posibles alternativas con las que realizar el proceso de excavación del terreno, de las cuales se escogerá la más óptima para los condicionantes de la obra. Seguidamente se detallarán los trabajos a realizar en cada una de las fases de excavación de la parcela del aparcamiento subterráneo.

5.1. ELECCIÓN DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN

En primer lugar, se van a analizar las técnicas de excavación susceptibles de ser utilizadas, exponiendo sus ventajas e inconvenientes, con el objetivo de elegir el método más idóneo para los condicionantes de la obra.

Muro convencional por bataches

La excavación por bataches es una técnica que consiste en la excavación de tramos alternos de una anchura de 2 metros aproximadamente, con el fin de evitar el desplome del terreno. Se trata de la opción más viable económicamente de todas las que se van a contemplar, aunque no es posible su ejecución debido a que requiere de anclajes, y existen edificaciones de poca altura con cimentaciones superficiales que se verían muy afectadas por la introducción en el terreno de estos elementos.

Muro pantalla mediante cuchara bivalva

Esta tipología de muro es una estructura de contención flexible realizada *in situ* que se empotra en el terreno y trabaja en ménsula. El método mediante cuchara bivalva tiene un alto coste económico y requiere de una gran superficie de terreno para ejecutarlo, hecho que complica su utilización debido a los condicionantes de espacio en la parcela y el acceso a la misma. Su ejecución no supone un peligro para la cimentación de los edificios colindantes, puesto que no utiliza métodos de hinca. Los muros pantalla también requieren de apuntalamiento en la parte superior del muro hasta la construcción de los forjados.

Muro pantalla mediante tablestacas

El proceso de hincado de las tablestacas para la construcción del muro pantalla produce vibraciones importantes, que son inadmisibles para las construcciones colindantes a la parcela de la obra.

Muro pantalla mediante pilotes *in situ*

Los pilotes *in situ* se ejecutan con una barrena continua tipo hélice. Este tipo de maquinaria ocupa menos espacio que una cuchara bivalva, lo que facilita el acceso a la obra y permite una mayor maniobrabilidad dentro de la parcela.



Ejecución de pilotes *in situ* (vía www.cimentatec.com)

La tabla que se adjunta a continuación resume los puntos a favor y en contra de cada técnica de excavación que se ha explicado anteriormente.

TÉCNICA	A FAVOR	EN CONTRA
Muro convencional: Bataches	Coste económico	Anclajes
Muro pantalla: Cuchara bivalva	No vibraciones	Gran ocupación Coste económico Apuntalamiento
Muro pantalla: Tablestacas	Menor ocupación	Coste económico Vibraciones Apuntalamiento
Muro pantalla: Pilotes in situ	Menor ocupación No vibraciones	Coste económico Apuntalamiento

Una vez realizada la valoración de cada procedimiento constructivo se concluye que la técnica idónea de excavación, para los condicionantes de la obra, es la de muros pantalla ejecutados mediante pilotes *in situ* debido a su menor ocupación de terreno y al escaso riesgo de afectación sobre los cimientos de los edificios colindantes.

5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Fase I: Operaciones previas

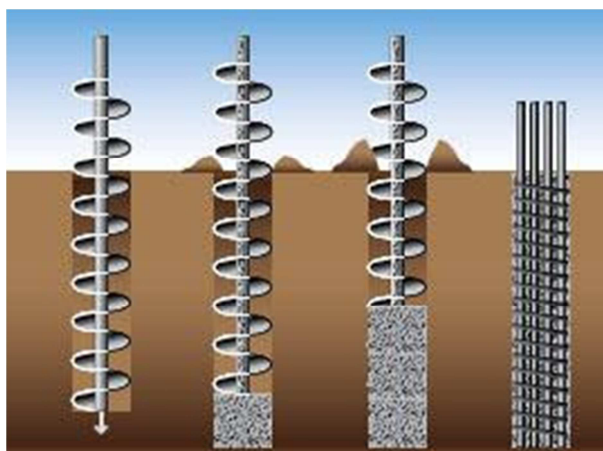
Se trasplantan las especies vegetales de la plaza que se verán afectadas por obras. Se procede al desvío de las instalaciones afectadas por los procesos de excavación. Finalmente, se dispone el vallado y la señalización pertinente para la protección de los vecinos de la zona y del tráfico.

Fase II: Ejecución de los pilotes

La excavación del terreno no se puede realizar a cielo abierto, debido a las características particulares de las margas que conforman el subsuelo, por lo que se ha decidido ejecutar los muros pantalla del aparcamiento a base de pilotes *in situ* de hormigón armado. No será necesario el bombeo de agua puesto que no se alcanza el nivel freático en la parcela.

El pilote *in situ* perforado con barrena continua tipo hélice se utiliza en terrenos flojos, como son las margas presentes en la parcela. El hormigonado del pilote se produce a través del núcleo de la barrena mientras se va extrayendo el material. La armadura se coloca sobre el hormigón fresco mediante un vibrador hidráulico.

El hormigón debe tener buenas características para ser bombeado a través de la barrena y una consistencia blanda para que la armadura se introduzca por vibración en él sin grandes dificultades.



Pilote perforado con barrena continua

(vía www.procedimientosconstruccion.blogs.upv.es)

Esta técnica de excavación tiene como principales ventajas el que no necesita entubación o aporte de lodos bentoníticos para la contención del terreno, y el control sobre la presión y el volumen de hormigonado, características que garantizan un mayor rendimiento con respecto a otras técnicas.

Se debe prestar mucho cuidado en la fase de ascensión de la barrena, combinando de forma correcta la velocidad de ascensión, el caudal y la presión del hormigón, con el fin de evitar interrupciones de hormigonado en el fuste del pilote o excesos de hormigón innecesarios.

Previo al proceso de excavación se realiza un atado de las cabezas de los pilotes mediante una viga de coronación para que trabajen conjuntamente.

Fase III: Excavación y apuntalamiento

La excavación se dividirá en dos fases; la primera hasta la cota -3 y la segunda hasta la cota -6. Una vez terminada la primera fase se realizará un apuntalamiento a cota -1 para evitar un excesivo desplazamiento de la parte superior de los pilotes que estarán trabajando en ménsula. Posteriormente se excava hasta la cota -6 y se replantean los pozos de cimentación para zapatas y vigas para extraer el material del suelo.



Pozos de cimentación de zapatas y riostras con la armadura preparada
(vía www.emetreseme-estudio.blogspot.com)

Fase IV: Construcción

En este apartado se enumeran las fases a seguir para la ejecución de la estructura del aparcamiento subterráneo:

- 1) Construcción de las zapatas y riostras de la cimentación.
- 2) Construcción de los pilares de la 1ª planta.
- 3) Ejecución del forjado inferior de tipo reticular y desapuntalado de la zona superior del muro.



Ejecución de un forjado reticular (vía www.baygar.com)

- 4) Construcción de los pilares de la 2ª planta.
- 5) Ejecución del forjado superior tipo losa y conexión con la viga de atado de la pantalla de pilotes para que trabajen conjuntamente.

Fase V: Urbanización

Se desarrollan las obras de urbanización correspondientes a la plaza Sant Jaume, la reposición de los servicios afectados, las zonas ajardinadas y los accesos tanto para peatones como para vehículos.

6. CÁLCULO DE LOS MUROS PANTALLA

En este apartado se explica el diseño de los muros pantalla del aparcamiento, a partir de los cálculos efectuados con el software informático. A partir de las condiciones de medianera de la parcela, las características del terreno, los materiales a emplear, las acciones actuantes y las fases del proceso constructivo se obtienen unas gráficas de desplazamiento y leyes de esfuerzos que facilitarán el cálculo del armado de dichos muros pantalla.

6.1. MODELO E HIPÓTESIS DE CÁLCULO

El cálculo de los muros pantalla perimetrales del aparcamiento subterráneo se ha llevado a cabo, mediante el módulo específico para muros que contiene el software informático de CYPE Ingenieros S.A. Entre los resultados se contienen los desplazamientos y las leyes de esfuerzo de la pantalla, durante las distintas fase del proceso de ejecución de las mismas.

El programa modeliza el terreno como un número infinito de muelles, cuya rigidez se corresponde con el cociente entre la presión de contacto y el desplazamiento. Este modelo es conocido como modelo de Winkler.

El modelo de cálculo empleado consiste en una barra vertical, cuyas características mecánicas se obtienen por metro transversal de pantalla. Sobre dicha pantalla actúan:

- El terreno, tanto en el trasdós como en el intradós
- Las cargas sobre el terreno
- Los elementos de contención lateral, como puntales, anclajes o los elementos constructivos, como son los forjados.
- Las cargas aplicadas en la coronación.

La introducción de elementos de contención como puntales, anclajes activos y anclajes pasivos, introducen condiciones de contorno a la pantalla que se materializan a través de muelles de rigidez igual a la rigidez axil del elemento.

La discretización de la pantalla se realiza cada 25 cm, obteniendo para cada punto el diagrama de comportamiento del terreno. Además, se añaden sobre la misma los puntos en los cuales se sitúan las coacciones laterales.

6.2. CONDICIONES DE LA MEDIANERA

En el siguiente apartado se analizan los efectos que producen las construcciones colindantes a la parcela de la obra. Para el aparcamiento situado en la Plaza Sant Jaume se pueden distinguir dos condiciones de medianera diferentes que se describen a continuación:

- La primera condición de medianera son las cimentaciones superficiales de los edificios colindantes. Afecta a las medianeras norte y sur del polígono de la parcela. Para esta condición se han considerado los esfuerzos axiles debidos a los pesos propios de los forjados de las construcciones.
- La segunda condición de medianera afecta a los lados este y oeste de la parcela. La plaza continua por ambos lados, por lo que no se deben considerar axiles tan elevados como los de la primera condición de medianera.

Comentadas ambas condiciones de medianera, se adjunta una imagen de la parcela señalando de color rojo las medianeras de la primera condición y en color azul las medianeras de la segunda condición.



Condiciones de medianera de la plaza Sant Jaume

6.3. ACCIONES

El cálculo de los muros mediante el programa CYPECAD requiere la introducción de acciones que afectan a los muros pantalla. En el caso del aparcamiento existen dos tipos de acciones principales: los axiles producidos por las condiciones de medianera sobre el terreno y el peso propio de los forjados sobre los muros pantalla.

El axil transmitido por las construcciones colindantes se calcula de forma aproximada, suponiendo 25 kN/m^3 para el peso del hormigón y 0,4 metros el canto del forjado, dando lugar a 10 kN/m^2 por planta de edificio. Para la primera condición de medianera se considera el axil transmitido como un edificio de 4 plantas, por lo que la carga a introducir en el software es de 40 kN/m^2 . En la segunda condición de medianera se considera un valor de axil de 10 kN/m^2 , equivalente a una única planta.

Los forjados del aparcamiento transmiten cargas lineales a lo largo de la unión entre el muro pantalla y el forjado. En el caso del aparcamiento se diseñan estas uniones como articuladas, de modo que no transmitan esfuerzos de corte.

En fase de construcción, la carga transmitida al muro pantalla equivale únicamente al peso propio de los forjados, por lo que se calcula del siguiente modo:

Peso específico del hormigón: 25 kN/m^3 . Ancho tributario correspondiente: 2 metros

$$\text{Canto del forjado: 0,5 metros} \quad Q = \gamma \times A \times h = 25 \times 2 \times 0,5 = 25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Canto del forjado: 0,4 metros} \quad Q = \gamma \times A \times h = 25 \times 2 \times 0,4 = 20 \text{ kN/m}$$

Durante la fase de servicio esta carga se verá incrementada debido al peso de la sobrecarga y la carga muerta considerada. Para un ancho tributario de 2 metros se considera las siguientes cargas en fase de servicio (en kN/m), a partir de las acciones obtenidas en el apartado 3 de esta memoria.

Tipología	Peso propio	Carga muerta	Sobrecarga	Carga Servicio
Forjado cubierta	25	6	40	71
Forjado inferior	20	2	8	30

6.4. MATERIALES

El hormigón utilizado en la ejecución de los pilotes que conforman el muro pantalla será del tipo HA – 25 / B / 20 / IIa. El recubrimiento mínimo de las armaduras será de 7 cm, con un nivel de control intenso de la ejecución, considerando que el hormigonado se efectúa contra el terreno.

El acero en armaduras pasivas para todos los elementos de hormigón armado será de barras corrugadas B 500 SD, de límite elástico de 500 MPa y módulo de deformación longitudinal de 20000 MPa.

6.5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

El terreno se compone de dos estratos distintos; las margas arcillosas, situadas en el nivel superior, y las margas limosas, en el nivel inferior. En la siguiente tabla se detallan las principales características de cada uno de los estratos que se deben introducir en el programa CYPECAD para el cálculo del muro pantalla.

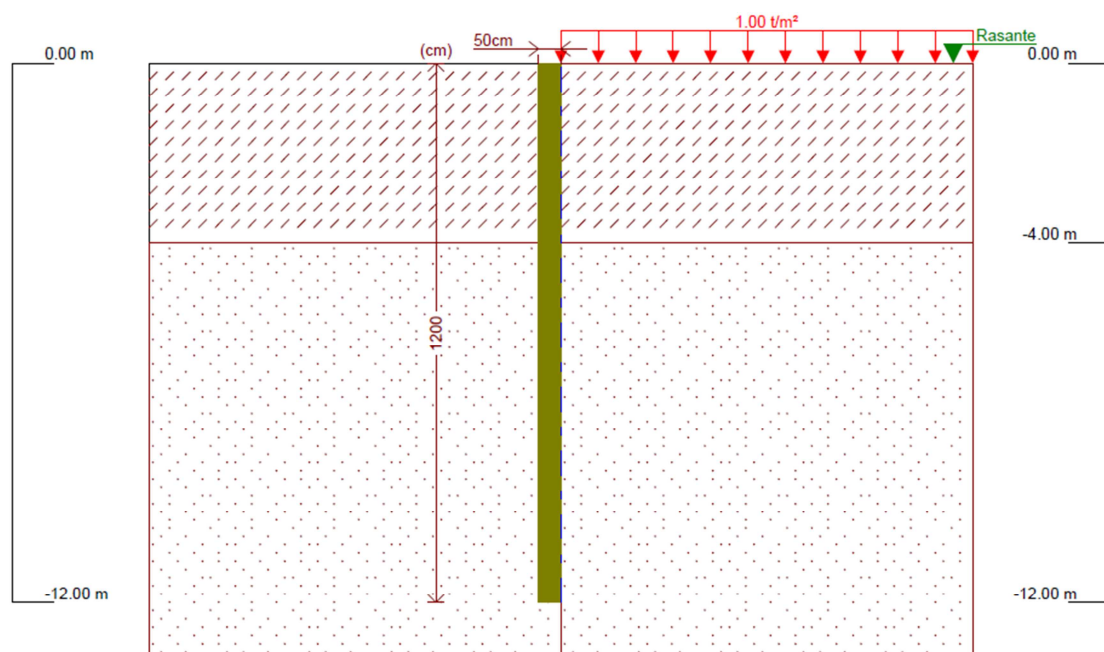
Parámetro	Margas arcillosas	Margas limosas
Potencia del estrato (metros)	4	2
Densidad aparente (kN/m ³)	1,80	1,80
Angulo de rozamiento interno (°)	30	30

6.6. PROCESO CONSTRUCTIVO

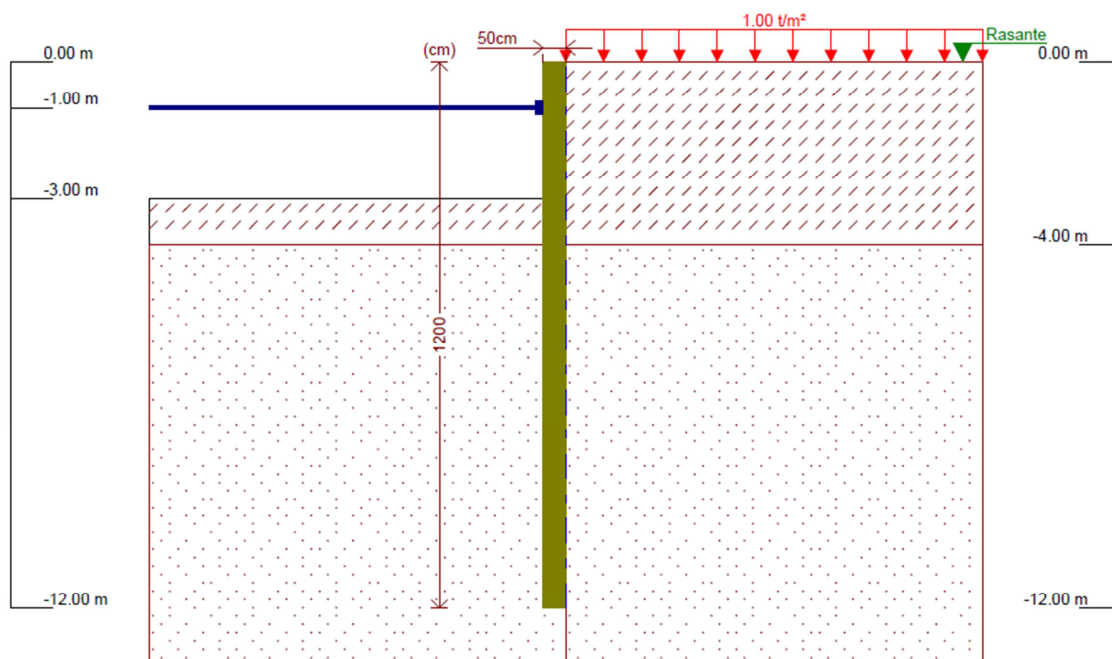
En la construcción del muro pantalla a base de pilotes de hormigón armado *in situ* se pueden distinguir las siguientes fases durante la secuencia constructiva:

- Fase 1: Ejecución del muro pantalla
- Fase 2: Excavación a cota -3 metros
- Fase 3: Excavación a cota -6 metros
- Fase 4: Ejecución del forjado inferior
- Fase 5: Ejecución del forjado superior
- Fase 6: Estructura en servicio

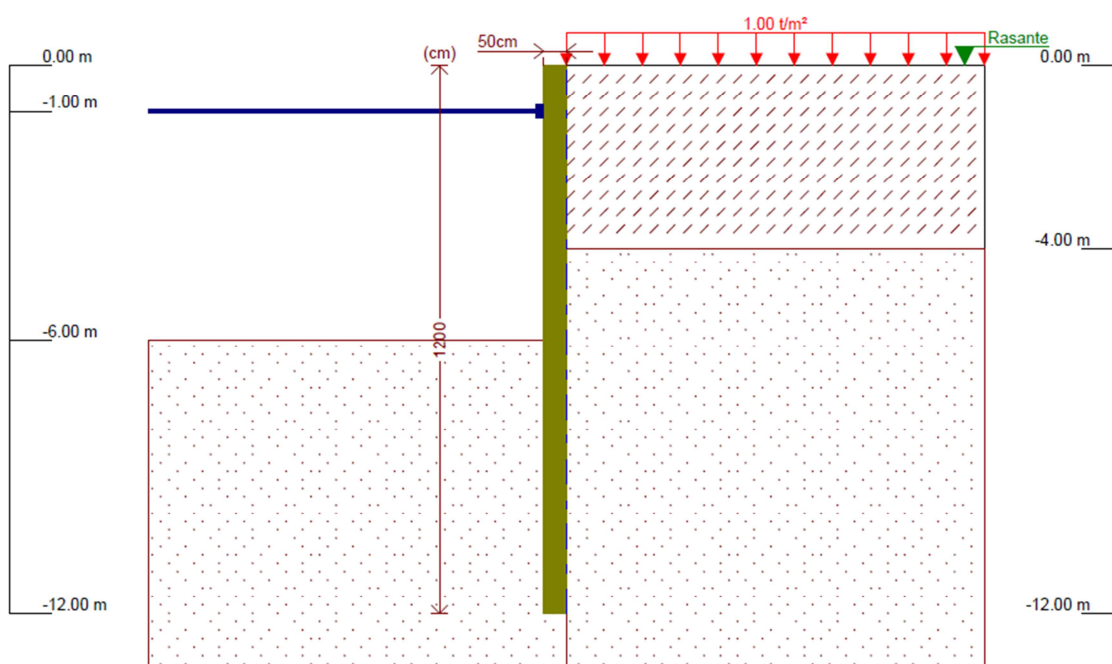
Las imágenes que se adjuntan a continuación corresponden a la secuencia completa de las fases de construcción del muro pantalla:



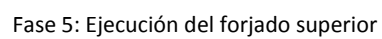
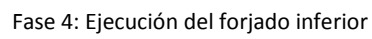
Fase 1: Ejecución del muro pantalla

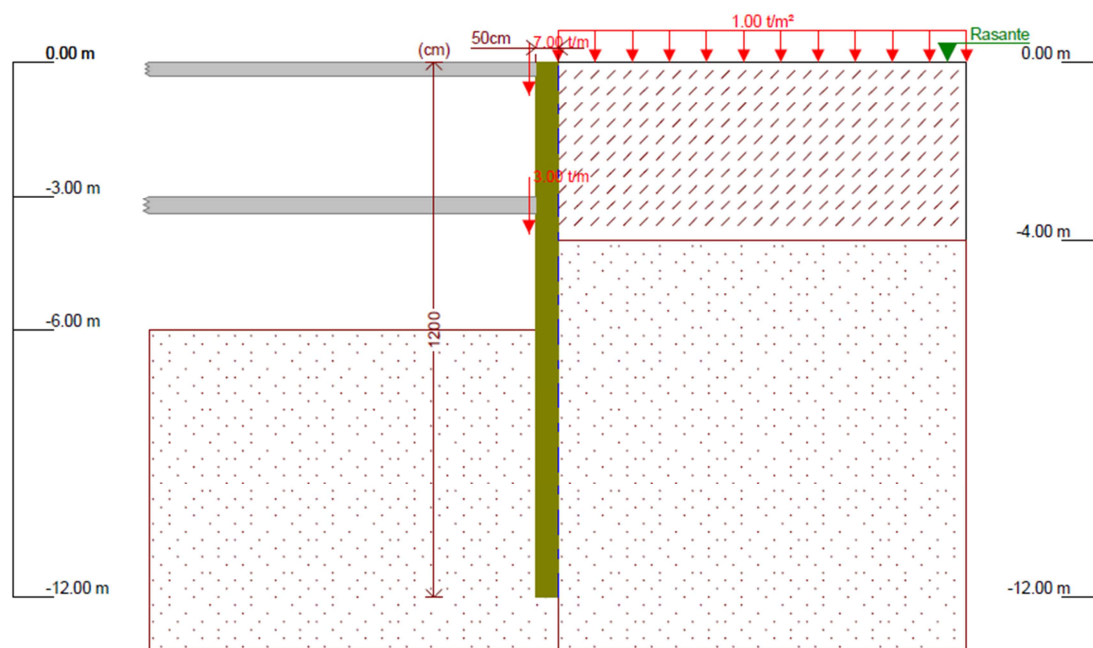


Fase 2: Excavación a cota -3 metros



Fase 3: Excavación a cota -6 metros





Fase 6: Estructura en servicio

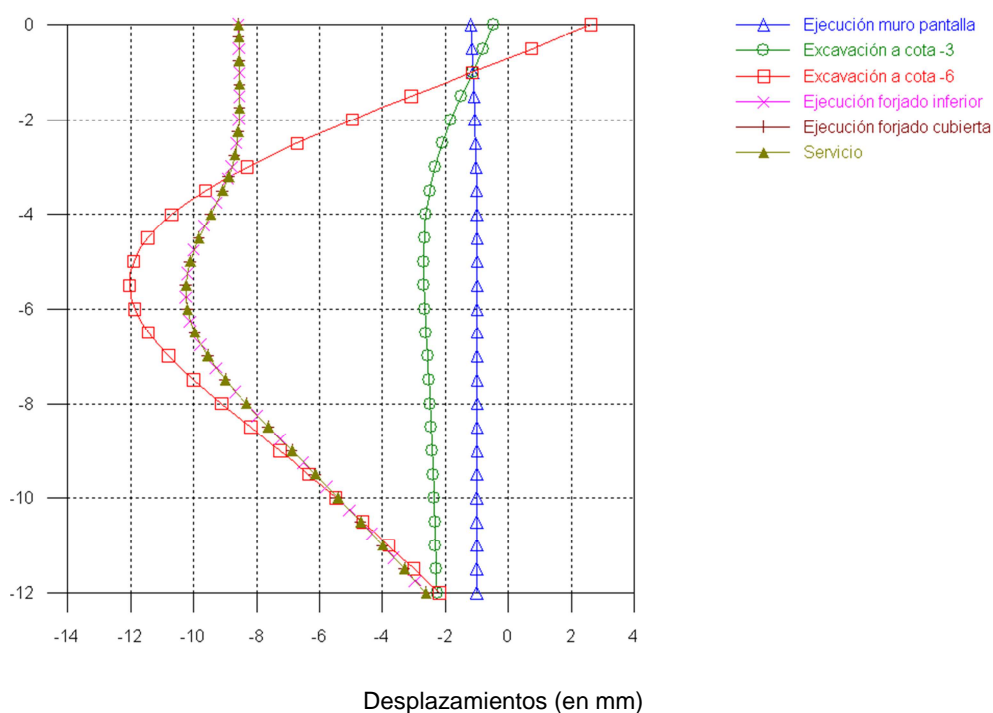
Los pilotes de hormigón armado tendrán una longitud de 12 metros, y un diámetro de 50 cm al igual que la separación entre ejes.

6.7. GRÁFICAS DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS

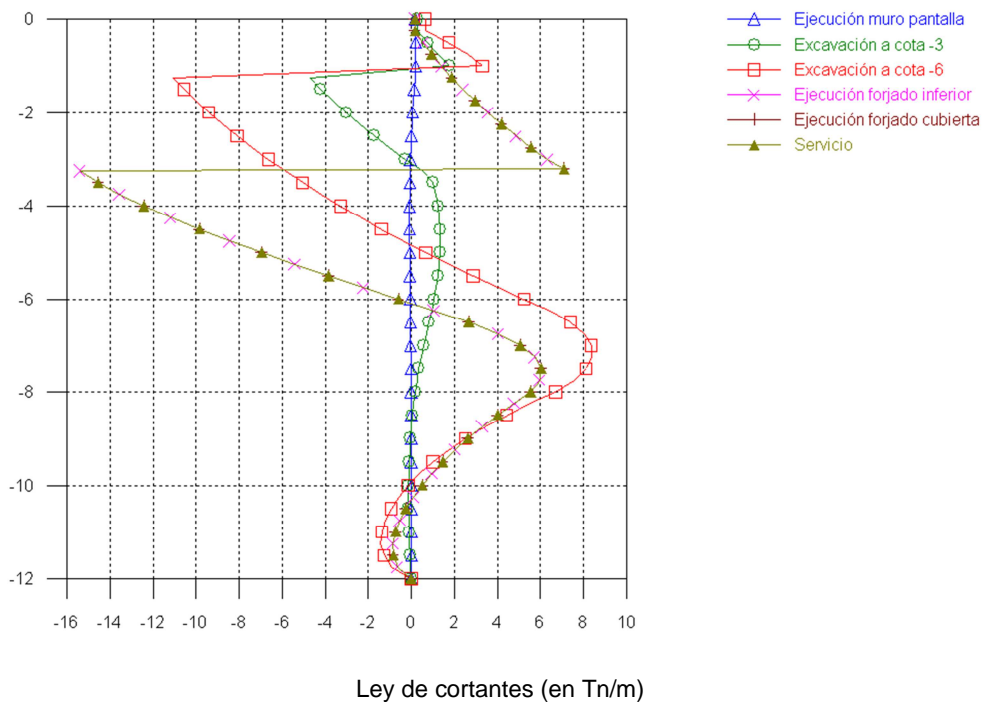
El dimensionado de las armaduras se realiza a través de las leyes de esfuerzos actuantes sobre el muro, obtenidas a partir del programa CYPECAD.

6.7.1. GRÁFICAS PARA LA 1ª CONDICIÓN DE MEDIANERA

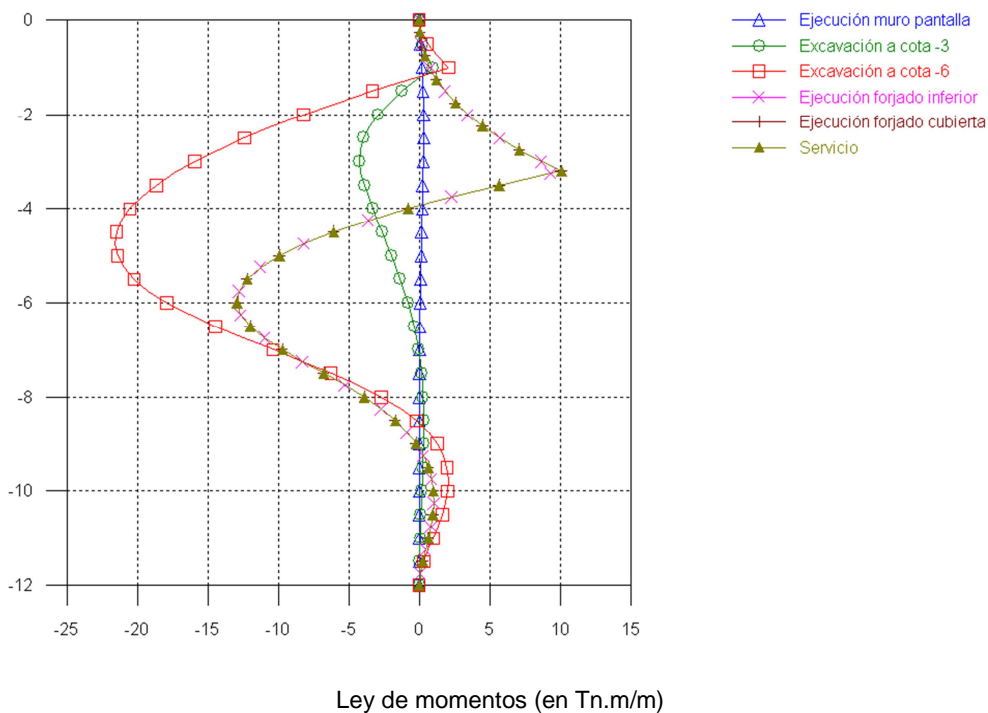
La siguiente gráfica muestra los desplazamientos del muro en las 5 fases de construcción y en la fase de servicio. Se observa que en la segunda fase de excavación (hasta la cota -6 metros) se alcanza el valor de 1,2 cm de desplazamiento máximo en la cota -5 del muro pantalla.



Esta imagen representa la evolución del esfuerzo cortante a lo largo de las distintas fases a las que se verá sometido el muro pantalla. En un primer momento, el esfuerzo de cortante sitúa su valor máximo alrededor de la cota -1 metro, donde se realiza el apuntalamiento durante la excavación del terreno. Sin embargo, se alcanza el cortante máximo durante la fase de ejecución del forjado inferior (cota -3 metros) y alcanza un valor cercano a los 160 kN por metro lineal de muro pantalla.

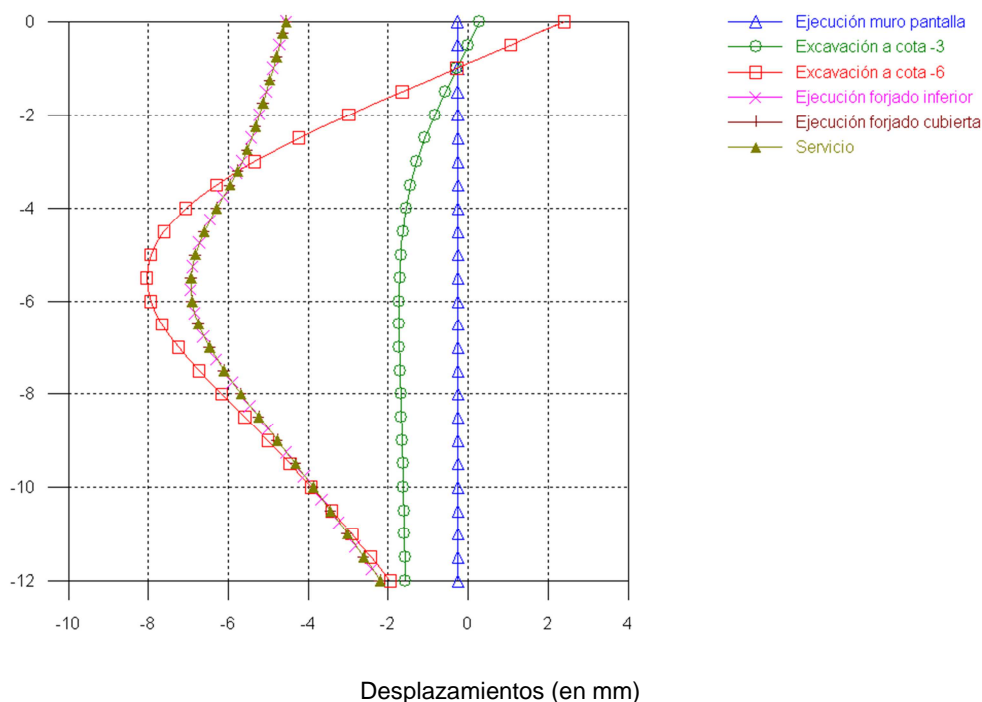


La representación gráfica siguiente explica la variación de momentos flectores durante las fases de construcción y servicio de los pilotes de hormigón que conforman el muro pantalla. El máximo momento flector tiene un valor cercano a 220 kN.m/m y se alcanza en torno a la cota de -5 metros durante la segunda fase de excavación. Posteriormente se reduce hasta un valor máximo aproximado de 150 kN.m/m una vez construidos los forjados del aparcamiento. En este caso, el esfuerzo crítico se produce para la fase de construcción de la estructura, y no en la fase de servicio.

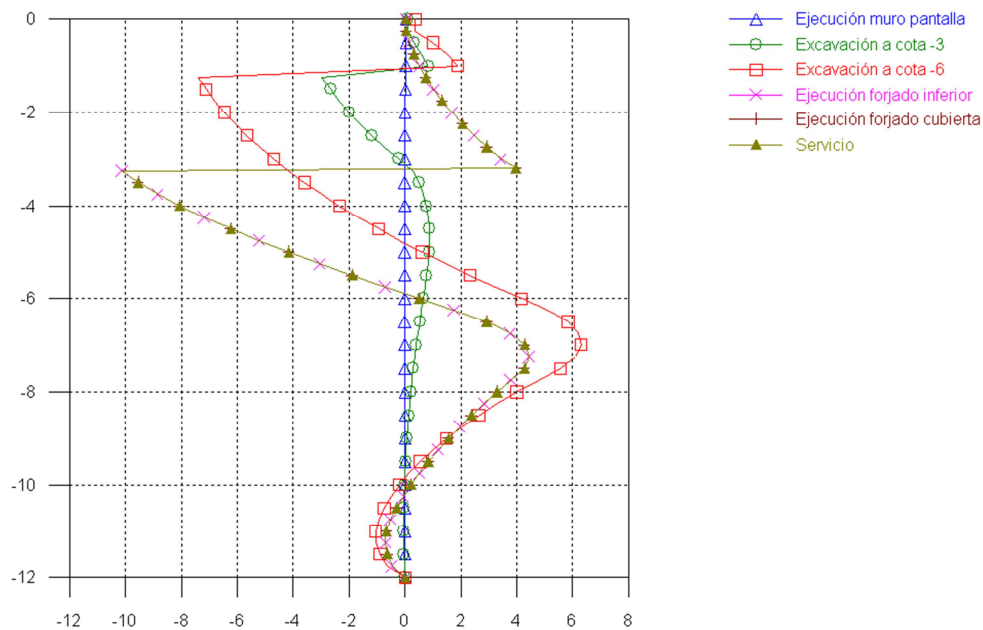


6.7.2. GRÁFICAS PARA LA 2ª CONDICIÓN DE MEDIANERA

La siguiente gráfica muestra los desplazamientos del muro en las 5 fases de construcción y en la fase de servicio. Se observa que en la segunda fase de excavación (hasta la cota -6 metros) se alcanza el valor de 0,8 cm de desplazamiento máximo en la cota -5 del muro pantalla.

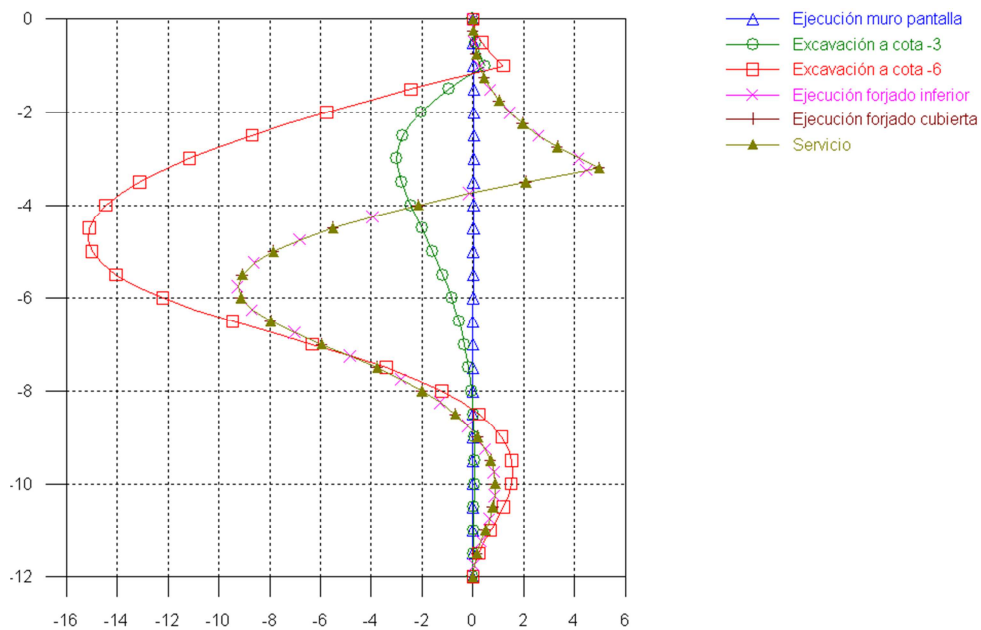


Esta imagen representa la evolución del esfuerzo cortante a lo largo de las distintas fases a las que se verá sometido el muro pantalla. En un primer momento, el esfuerzo de cortante sitúa su valor máximo alrededor de la cota -1 metro, donde se realiza el apuntalamiento durante la excavación del terreno. Sin embargo, se alcanza el cortante máximo durante la fase de ejecución del forjado inferior (cota -3 metros) y alcanza un valor cercano a los 100 kN por metro lineal de muro pantalla.



Ley de cortantes (en Tn/m)

La representación gráfica siguiente explica la variación de momentos flectores durante las fases de construcción y servicio de los pilotes de hormigón que conforman el muro pantalla. El máximo momento flector tiene un valor cercano a 150 kN.m/m y se alcanza en torno a la cota de -5 metros durante la segunda fase de excavación. Posteriormente se reduce hasta un valor máximo aproximado de 90 kN.m/m, una vez construidos los forjados del aparcamiento. En este caso, el esfuerzo crítico se produce para la fase de construcción de la estructura, y no en la fase de servicio.



Ley de momentos (en Tn.m/m)

La siguiente tabla resume los valores de los desplazamientos, esfuerzos de cortante y momento máximo para cada condición de medianera.

Cuantía	C. Medianera 1	C. Medianera 2
Desplazamientos (cm)	1,2	0,8
Cortante máximo (kN /m)	160	100
Momento máximo (kN.m/m)	220	150

6.8. ARMADO DISPUESTO

Una vez estudiados los esfuerzos de cortante y momento máximo para cada condición de medianera, se debe definir el armado necesario para resistir dichos esfuerzos.

C. Medianera	Armado vertical	Armado horizontal
1	6Ø25	Ø8c/15
2	6Ø20	Ø8c/20

Se puede observar que el armado dispuesto para cada caso va en consonancia con los esfuerzos calculados en el apartado anterior, por lo que la cuantía de armado en la condición 2 de medianera es ligeramente inferior con respecto a la primera.

7. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

El presente apartado es de gran importancia en el anejo de cálculo de la memoria, ya que se justifica la solución constructiva a adoptar para la ejecución del aparcamiento subterráneo.

En primer lugar se definen 4 soluciones constructivas para el análisis estructural. Seguidamente se obtiene un predimensionado de la estructura, que facilitará los posteriores cálculos estructurales, y se determina la hipótesis de carga a aplicar sobre la estructura.

Posteriormente se calculan mediante métodos simplificados y a través del software de CYPE Ingenieros S.A. las 4 soluciones constructivas. Una vez obtenidos los resultados por ambos métodos, se comparan con el objetivo de hallar una relación entre métodos simplificados y software informático.

Finalmente se escoge la solución más óptima atendiendo principalmente a criterios estructurales, aunque también se tienen en cuenta aspectos de índole técnica y económica.

Las soluciones constructivas escogidas son sistemas de forjado muy comunes en la edificación actual. Se escogen cuatro esquemas con el fin de realizar una comparativa de mayor contraste, se escoge una pareja de forjados que distribuye las cargas de manera unidireccional y otra pareja de forjado que las distribuye en dos direcciones.

De este modo, las tipologías constructivas son las siguientes:

- Forjados unidireccionales

 - Forjado de viguetas pretensadas

 - Forjado de placas alveolares

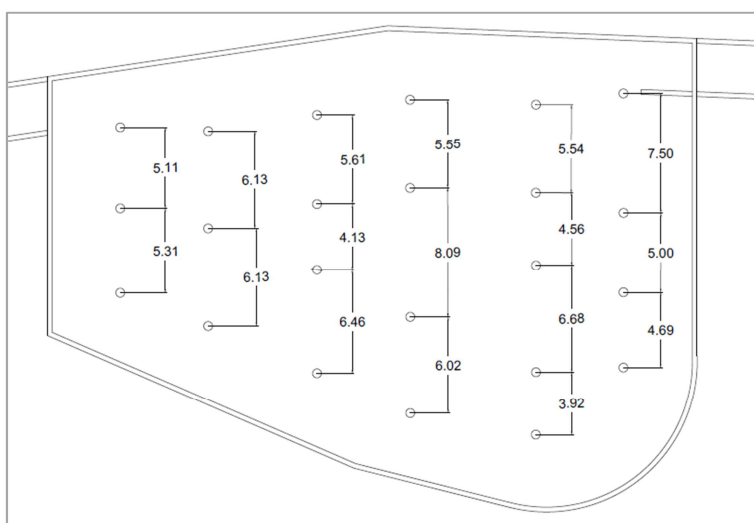
- Forjados bidireccionales

 - Forjado reticular

 - Forjado de losa maciza

7.1. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

En este apartado se pretende establecer las dimensiones de los elementos estructurales para obtener un primer encaje de la estructura. Para ello, se debe tener en cuenta las plazas de aparcamiento proyectadas con el fin de realizar una distribución inicial de los pórticos de la estructura. En la siguiente imagen se observa la disposición de los pilares realizada a partir de las plazas de garaje y los pasillos de circulación necesarios.



Disposición de los pilares en planta (cotas en metros)

Con la fórmula expresada a continuación se pretende estimar el momento flector en diversos puntos de un pórtico a través de un coeficiente proporcional α , y así, realizar un predimensionado más correcto de la estructura.

$$\alpha = l_1 \times l_2^2$$

Donde l_1 es la luz media entre pórticos y l_2 es la luz entre pilares de un mismo pórtico.

Una vez realizada la distribución inicial de pilares, se escoge la viga con mayor luz entre pilares de cada pórtico y se aplica la fórmula citada anteriormente.

Pórtico	Viga	l_1	l_2	α
1	$P_2 - P_3$	4,87	5,31	137,32
2	$P_4 - P_5$	6,14	6,13	230,72
3	$P_9 - P_{10}$	6,3	6,46	262,91
4	$P_{12} - P_{13}$	6,84	8,09	447,67
5	$P_{17} - P_{18}$	6,66	6,68	297,19
6	$P_{20} - P_{21}$	4,88	7,5	274,50

Comparando los resultados se puede estimar que el pórtico 4 es el que soporta mayores momentos flectores, por lo que se realiza el predimensionado para dicho pórtico.

Como una primera aproximación a las dimensiones de las vigas de este pórtico, se puede utilizar el método simplificado del artículo 50.2.2 de la EHE. En él se expresa que no será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz / canto útil del elemento constructivo analizado sea igual o inferior a los valores indicados en la tabla que se muestra a continuación.

Sistema estructural L/d	K	Elementos fuertemente armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

Tabla 50.2.2.1.a de la EHE-08

En este caso se escogen los valores de 18 para la viga que apoya con el muro de sótano y de 20 para vigas continuas en ambos extremos, por lo que obtenemos los siguientes cantos para el mismo pórtico.

$$d = \frac{L}{18} = 0,23 \approx 0,25 \text{ cm} \qquad d = \frac{L}{20} = 0,40 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se ejecuta la viga con un canto constante de 40 cm. El canto total de la viga es la suma del canto útil (d) más el recubrimiento nominal que viene dado por la siguiente expresión:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

El recubrimiento mínimo viene impuesto por la EHE. Se debe tener en cuenta el tipo de cemento, la resistencia característica del hormigón, en este caso 30 MPa, y la vida útil del proyecto, que se considera de 100 años.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08

Con todo esto, se obtiene un r_{min} de 25 mm a los que se le debe sumar 10 mm como margen de recubrimiento en función del control de ejecución.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Obtenido el r_{nom} ya se puede calcular el canto total de la viga.

$$h = d + r_{nom} = 40 + 3,5 = 43,5 \text{ cm}$$

Por simplicidad constructiva y, puesto que se trata de una fase de predimensionado de la estructura, se puede considerar el canto total de la viga de 45 cm. El ancho de la viga viene definido por las dimensiones del pilar, por lo que se va a proceder a su cálculo a continuación.

Para el cálculo del pilar se deben tener en cuenta los esfuerzos axiles producidos por el peso propio, la carga muerta y la sobrecarga de uso de los forjados. A continuación se explican de dónde se han obtenido los valores adoptados para cada tipo de carga.

En el caso del peso propio, se ha considerado un forjado reticular con un canto idéntico al obtenido para la viga. Suponiendo que no existe pieza de entrevigado e interpolando linealmente para un canto de 45 cm, se obtiene un peso de 500 kg/m².

Forjados reticulares									
Descripción	HE						HR ⁽⁷⁾		
Forjado con	canto mm	m ⁽¹⁾ kg/m ²	ρ ⁽¹⁾ kg / m ³	R ⁽²⁾ m ² ·K/ W	C _p J / kg·K	μ	R _A dBA	R _{Atr} dBA	L _{n,w} dB
Piezas de entrevigado de EPS mecanizadas enrasadas ⁽⁵⁾	250	320	1280	0,21	1000	60	53	51	80
	300	339	1131	0,23	1000	60	54	52	79
	350	382	1092	0,27	1000	60	56	54	77
	400	428	1069	0,30	1000	60	58	56	75
	450	471	1046	0,34	1000	60	59	57	74
Piezas de entrevigado de EPS moldeadas enrasadas ⁽⁵⁾	250	320	1280	0,20	1000	60	53	51	80
	300	337	1123	0,22	1000	60	54	52	79
	350	382	1092	0,25	1000	60	56	54	77
	400	425	1062	0,29	1000	60	57	55	76
	450	471	1046	0,32	1000	60	59	57	74
Sin piezas de entrevigado	250	289	2350	0,06	1000	80	51	47	78
	300	344	2350	0,07	1000	80	54	49	75
	350	388	2350	0,08	1000	80	56	51	73

Tabla 3.18.2 del CAT-EC del CTE

Los valores de la carga muerta y la sobrecarga de uso para cada forjado se encuentran detallados en el apartado 3 del presente documento. Seguidamente, se resumen los tipos de carga considerados para el cálculo del axil en los pilares.

Planta	Acciones	Coef	kN/m ²	kN/m ²
Forjado superior	P _p	1,35	5	6,75
	C _m	1,35	3	4,05
	S _{cu}	1,5	20	30
Forjado inferior	P _p	1,35	5	6,75
	C _m	1,35	1	1,35
	S _{cu}	1,5	4	6
				55

El área tributaria del pilar del pórtico más desfavorable es de 48 m². Se puede calcular el axil resistido por el pilar del sótano 2 de la siguiente manera:

$$N = q \times A = 55 \times 48 = 2640 \text{ kN}$$

Para obtener el área necesaria de los pilares, se divide el axil entre la resistencia característica minorada del hormigón utilizado que es de 20 MPa (2 kN/cm²).

$$A = \frac{N}{f_{cd}} = \frac{2640}{2} = 1320 \text{ cm}^2$$

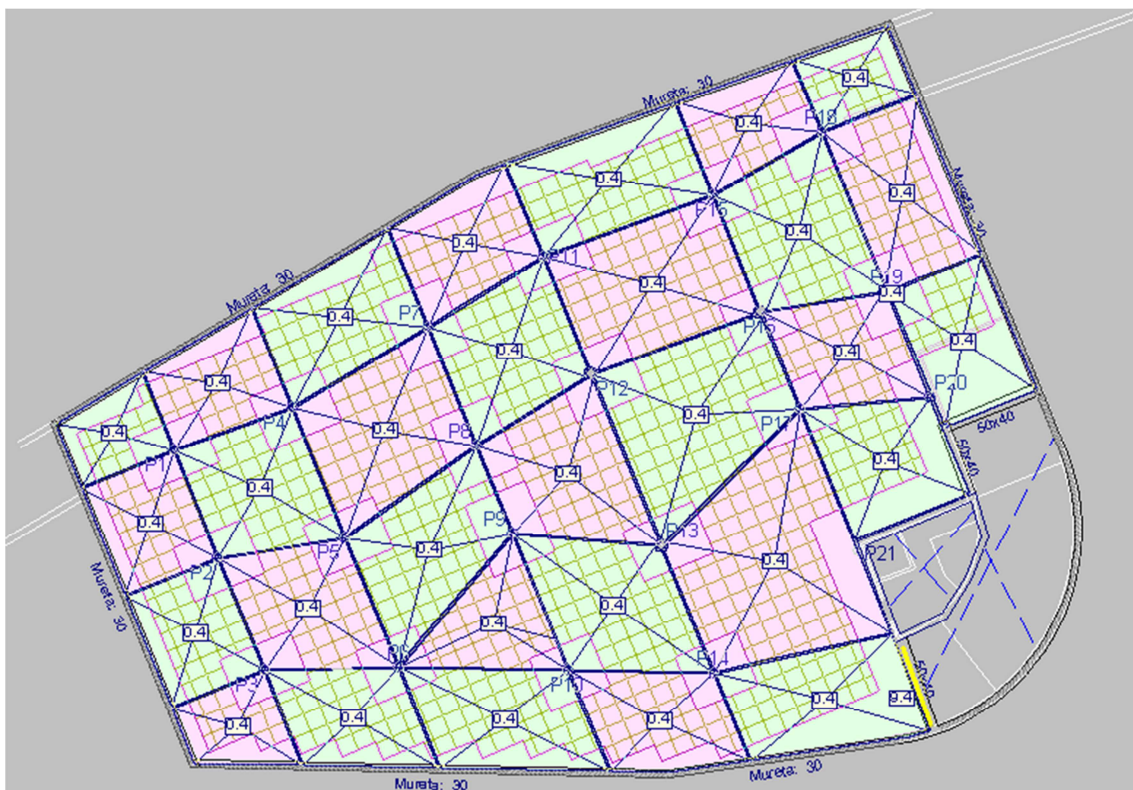
Para facilitar las condiciones de los usuarios del aparcamiento se diseñan los pilares circulares, por lo que se debe calcular el diámetro de los pilares como viene a continuación:

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = 40,99 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

Una vez se ha obtenido el predimensionado de los elementos constructivos principales que componen la estructura (vigas, forjados y pilares), se pueden iniciar los cálculos estructurales tanto por el método simplificado como mediante el software CYPECAD.

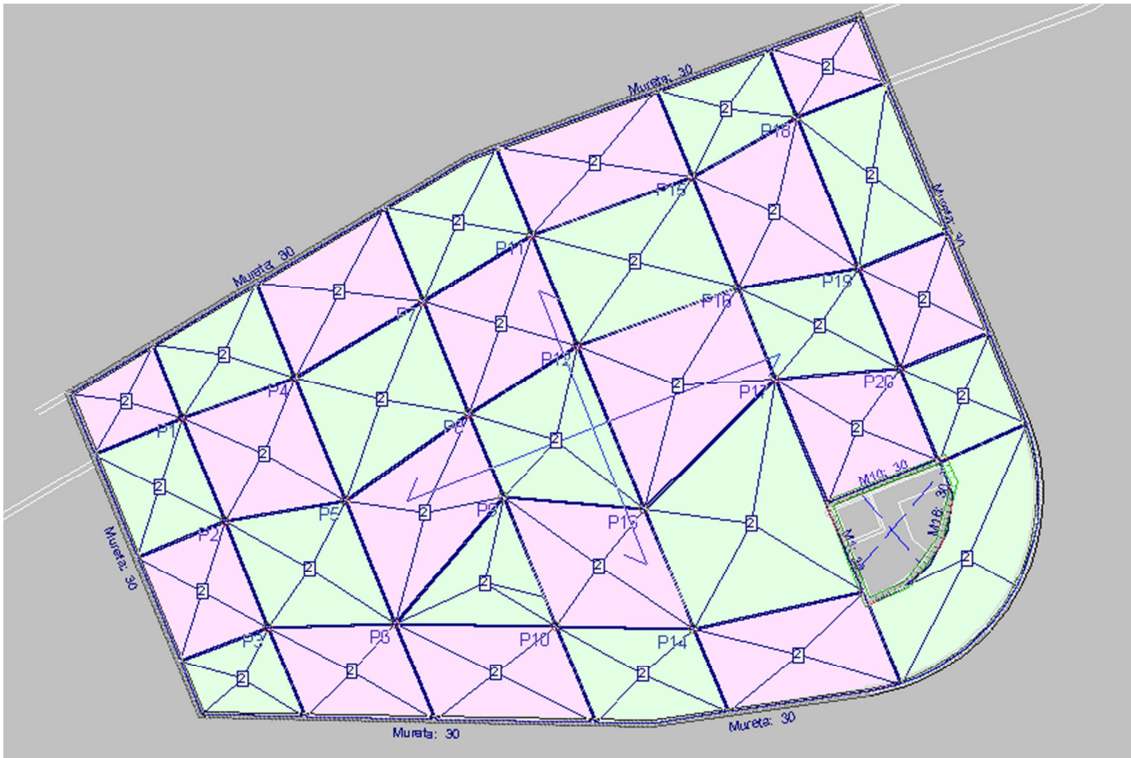
7.2. HIPÓTESIS DE CARGA

La hipótesis de carga se ha realizado a partir de las sobrecargas de uso obtenidas en el apartado de acciones consideradas. Para el forjado inferior se tiene una carga de 4 kN/m^2 por considerarse una zona de uso E. La sobrecarga considerada en el forjado de cubierta es de 20 kN/m^2 debido a la posibilidad de que uno o varios camiones de bomberos ocupen la plaza Sant Jaume en caso de incendio.



Sobrecarga de uso en forjado inferior de 4 kN/m^2

Estas cargas han sido dispuestas “en damero” para cada planta, de forma que no coincidan las mismas zonas cargadas de un paño del forjado superior con respecto al forjado inferior. Las siguientes imágenes reflejan esta disposición de cargas en cada uno de los forjados.



Sobrecarga de 20 kN/m² en forjado superior

Se puede observar en las imágenes la situación comentada en el párrafo anterior. Los paños coloreados en verde del forjado de la planta inferior corresponden con los paños de color rosado del forjado superior y viceversa.

La disposición “en damero” es muy desfavorable para el cálculo de los momentos en los apoyos continuos, ya que se genera una situación muy negativa para los apoyos si un paño central está descargado y los paños vecinos están totalmente cargados, puesto que tienden a “levantarlo”.

7.3. CÁLCULO ESTRUCTURAL CON EL SOFTWARE CYPECAD

En el siguiente apartado se adjunta la documentación generada con el software Cypecad Ingenieros S.A. con el que se han realizado los cálculos estructurales de las 4 soluciones constructivas propuestas para el aparcamiento. El modelo de cálculo que utiliza este puede ser consultado en el documento “Memoria” del presente Trabajo Final de Grado.

El proceso de cálculo ha consistido, básicamente, en la iteración sucesiva de las dimensiones de los elementos estructurales del aparcamiento subterráneo. En la primera iteración, se han utilizado las dimensiones de los elementos constructivos como vigas y pilares, obtenidas en el apartado 7.1 “Predimensionado” de este anejo de la memoria.

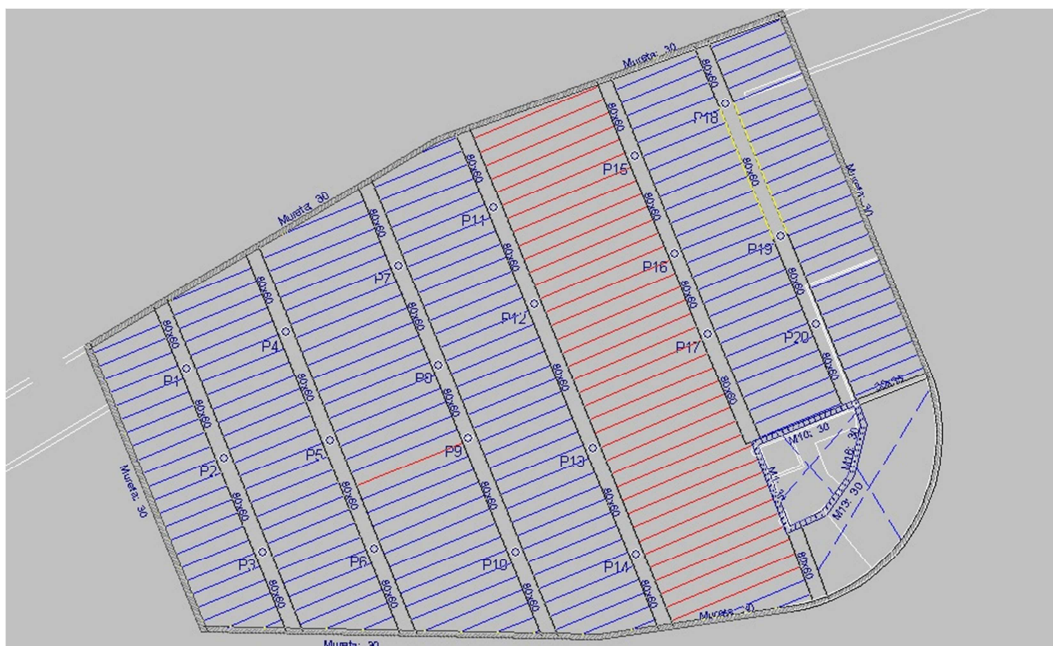
La documentación final generada en las distintas iteraciones para cada solución constructiva incluye entre otros: los materiales utilizados, la disposición y las características de los elementos constructivos, los errores de cálculo hallados por el programa, los mapas de isovalores con las distribuciones de esfuerzos, etc.

Los resultados arrojados por el programa informático se compararán con los valores obtenidos mediante métodos simplificados en el apartado 7.5 posterior, del presente anejo, con el objetivo de establecer una relación entre ambas metodologías de cálculo.

7.3.1. FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS

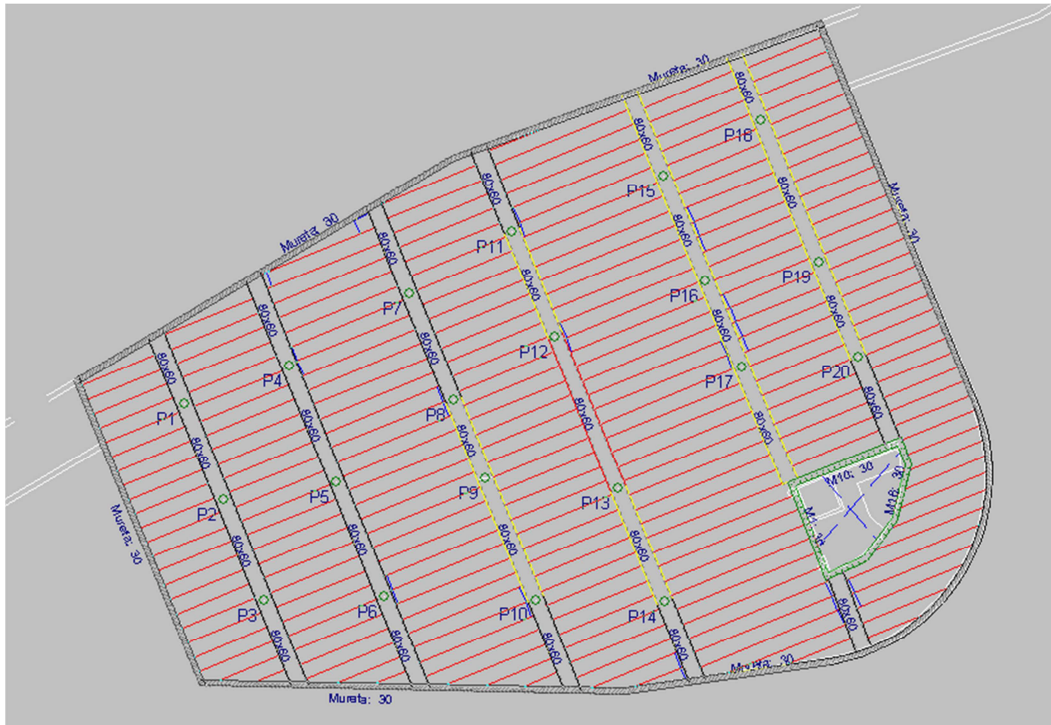
En la primera iteración de cálculo con el software de CYPECAD, se toman como dimensiones de las vigas en ambos forjados de 45 x 45 cm. Estos valores han sido obtenidos en el apartado de predimensionado de la estructura.

El resultado de esta primera iteración es erróneo, puesto que el ancho de la viga es insuficiente para disponer la armadura requerida debido a los momentos actuantes. Realizadas varias iteraciones, se llega a la conclusión de que son necesarias vigas de grandes dimensiones, en torno a 80 cm de ancho y 70 de canto para albergar la armadura necesaria para resistir los esfuerzos. Incluso así, nos aparecen avisos en las vigas de color amarillo que indican que la armadura se debe disponer en 2 capas.



Errores en viguetas del forjado inferior

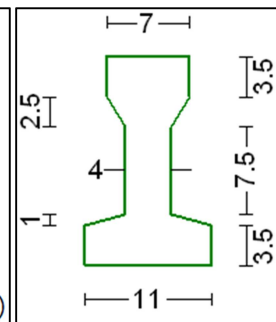
En el forjado de cubierta, el aviso de la disposición de la armadura en dos capas aparece incluso más vigas que en el forjado inferior. Además se observa el fallo de todas las viguetas debido a las grandes cargas que debe soportar.



Errores en viguetas del forjado superior

Una vez comentado el encaje de las vigas se observan que en los paños de los forjados se han generado errores, por lo que se debe averiguar a qué son debidos, para intentar hacer viable constructivamente esta opción. Las características de los forjados son las que se muestran a continuación.

Fabricante:	PREVALESA DITECO T18
Tipo de bovedilla:	De hormigón
Canto del forjado:	35 = 30 + 5 (cm)
Intereje:	76 cm (simple) y 87 cm (doble)
Hormigón obra:	HA-25, $Y_c=1.5$
Hormigones viguetas:	HA-40, $Y_c=1.5$
Acero pretensar:	Y 1860 C
Aceros negativos:	B 500 S, $Y_s=1.15$
Peso propio:	0.418 t/m ² (simple) y 0.474 t/m ² (doble)



Flexión positiva - Viguetas simples								
Tipo de viga	Momento (t·m/m)		Rigidez (m ² ·t/m)		Momento de servicio (t·m/m)			Cortante último (t/m)
	Último	Fisuración	Total	Fisurada	Clase I	Clase II	Clase III	
T18.2	3.178	2.995	3933.7	2891.9	1.902	2.620	2.995	3.248
T18.3	4.391	4.003	3956.2	2920.5	2.897	3.624	4.003	3.610
T18.4	5.516	4.746	3974.5	2946.0	3.627	4.362	4.746	3.972
T18.5	6.554	5.283	3990.8	2967.4	4.158	4.897	5.283	4.323

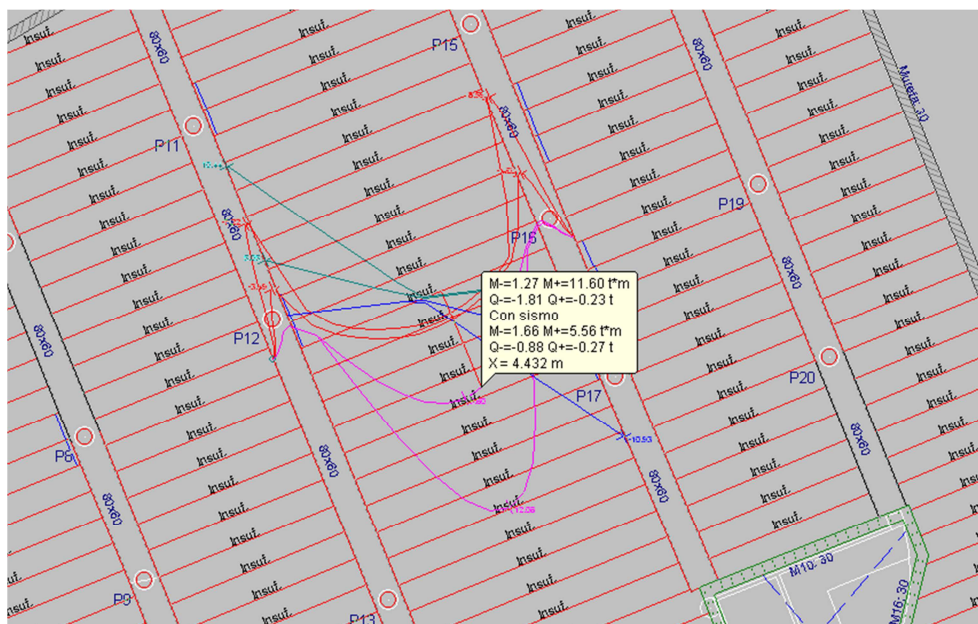
Notas:

Clase I: Ambiente agresivo Clase II: Ambiente exterior Clase III: Ambiente interior

Valores PREVALESA DITECO T18

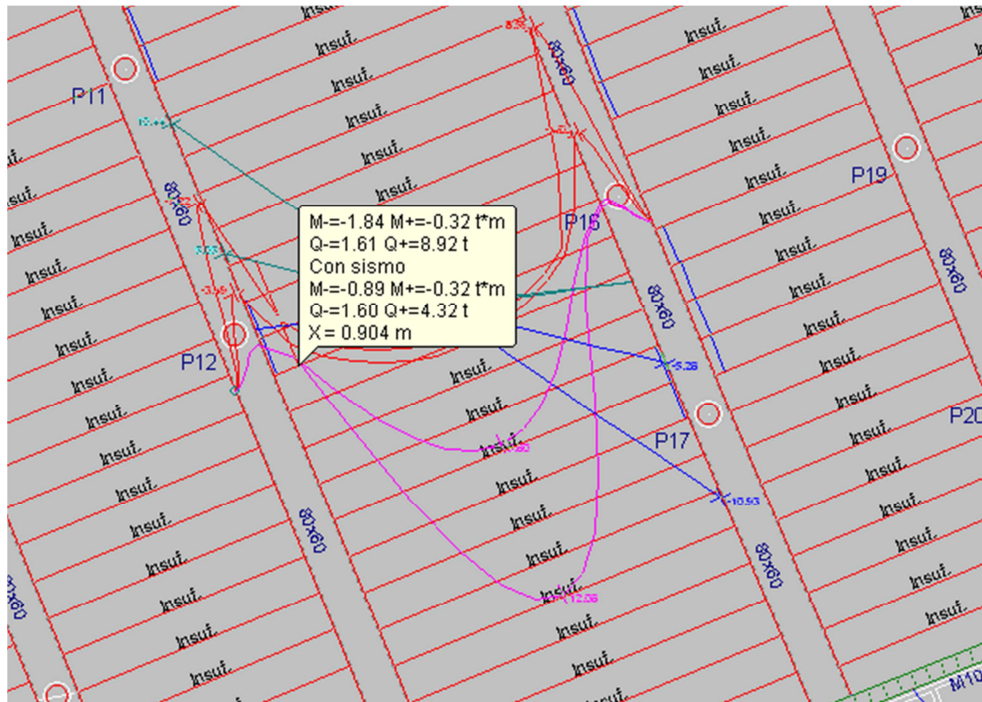
Los forjados de canto 35 cm se componen de viguetas pretensadas PREVALESA DITECO T18 y bovedillas de hormigón. Estas viguetas, como cualquier otra de la base de datos de CYPECAD, son incapaces de resistir los esfuerzos generados en la estructura.

La siguiente imagen muestra el valor del momento generado en el centro de la viga del vano más desfavorable. En este punto se observa un momento positivo máximo de 116 kN.m muy superior al valor de 52,7 kN.m de la tabla anterior, que puede soportar.



Esfuerzos en el centro de la viga

Para el caso del apoyo de las viguetas en la viga, el esfuerzo cortante será el que determine la aptitud del elemento para esta estructura. En este punto se alcanza un cortante de 89,2 kN siendo de 43,2 kN el máximo que puede soportar como se observa en la tabla de las características resistentes de la viga.



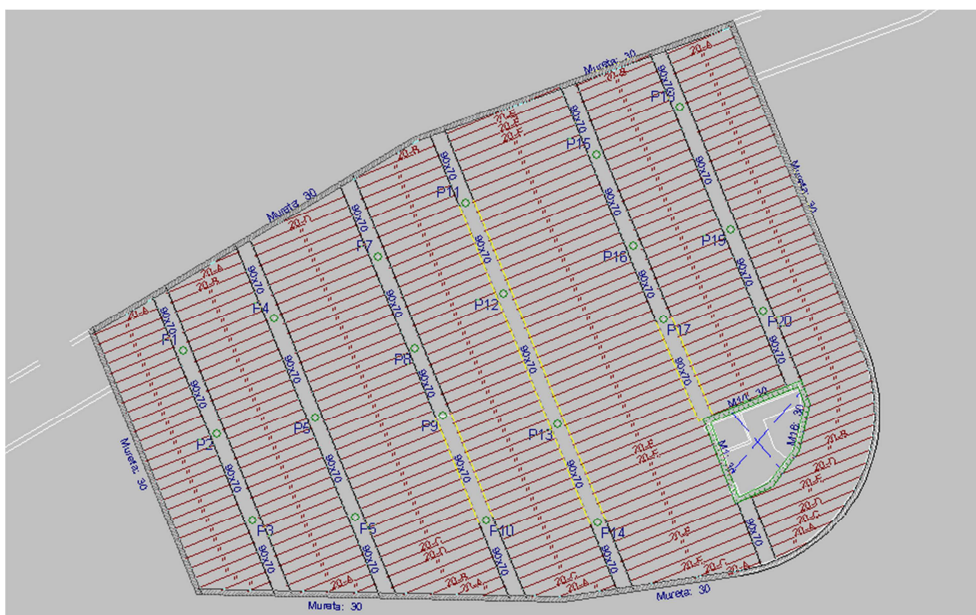
Se puede concluir que no es posible la ejecución del aparcamiento mediante esta tipología constructiva, debido a que las grandes luces entre pilares y las fuertes cargas de diseño de la estructura generan esfuerzos imposibles de resistir por las viguetas.

7.3.2. FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES

En la primera iteración de cálculo con el software de CYPECAD, se toman como dimensiones de las vigas en ambos forjados de 45 x 45 cm. Estos valores han sido obtenidos en el apartado de predimensionado de la estructura.

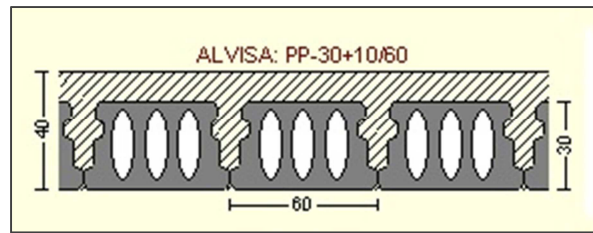
El resultado de esta primera iteración es erróneo, puesto que el ancho de la viga es insuficiente para disponer la armadura requerida, debido a los momentos actuantes. Realizadas varias iteraciones, se llega a la conclusión de que son necesarias vigas de grandes dimensiones, en torno a 80 cm de ancho y 70 de canto para albergar la armadura necesaria para resistir los esfuerzos.

En este caso aparecen en ambos forjados las vigas de color amarillo, que indican la necesidad de disponer la armadura en dos capas, puesto que el ancho de 80 cm no es suficiente para una única capa de armado.



Disposición placas alveolares en el forjado superior

Los elementos que conforman los paños de los forjados de placas alveolares tienen las siguientes características.



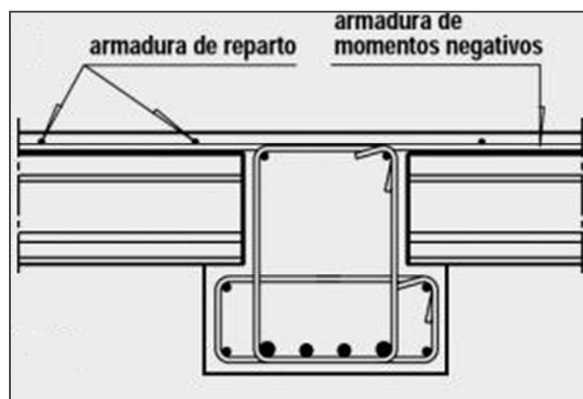
Fabricante: **ALVISA**
 Clave:
 Descripción:

Canto total del forjado (C) cm
 Ancho de la placa (A) mm
 Espesor de la capa de compresión (E) cm
 Ancho mínimo de la placa mm
 Peso propio t/m²
 Volumen de hormigón m³/m²
 Entrega (mín) cm (máx) cm
 Entrega lateral cm

Hormigón de la placa:
 Hormigón de la capa y juntas:
 Acero de negativos:

En este caso, las placas son capaces de transmitir los esfuerzos a las vigas sin producir el colapso, no como en el caso de las viguetas pretensadas.

Se debe tener en cuenta a la hora de calcular los paños de forjado, el contar con un coeficiente alfa igual a 0. Este valor es necesario para no generar momentos en los apoyos de las vigas durante el cálculo estructural, ya que las placas se encuentran apoyadas por una parte en una zona intermedia de viga y en el otro extremo apoyan cerca del área de influencia de un pilar.

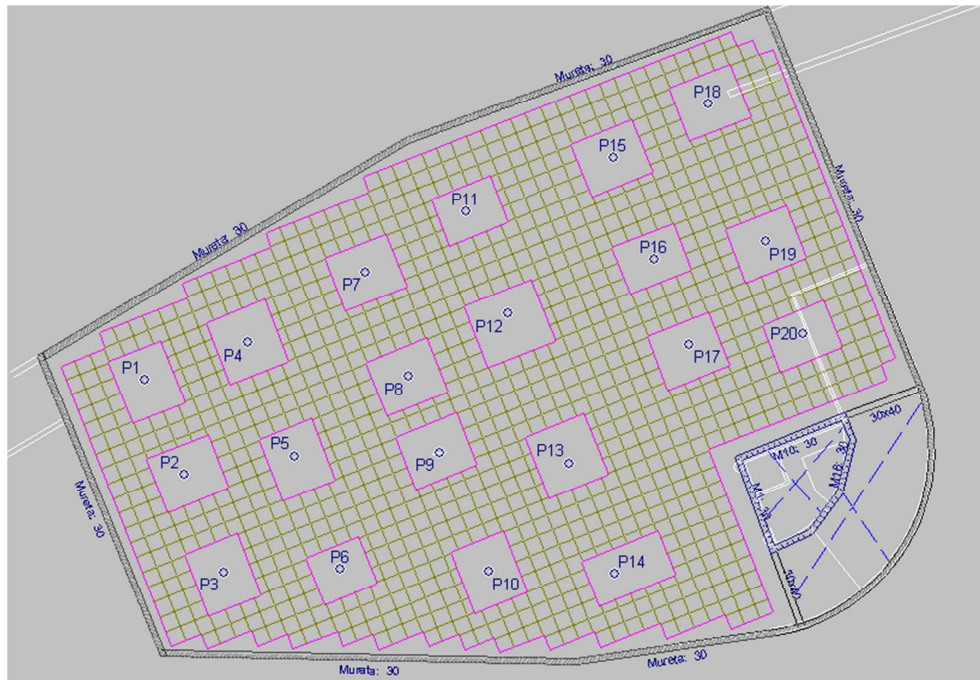
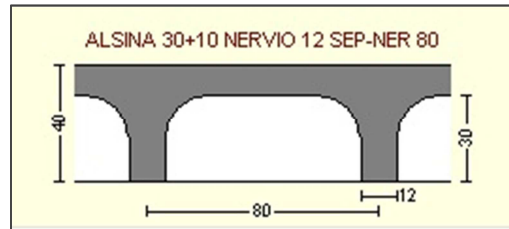


Detalle apoyo losas alveolares (vía soloarquitectura.com)

La solución de forjado de placas alveolares es recomendable ejecutarla aumentando la sección resistente de la viga mediante un tacón para el apoyo de las placas. Esta técnica facilita el encaje de las piezas, pero encarece la construcción ante el incremento de hormigón y acero necesarios para esta tipología de vigas.

7.3.3. FORJADO RETICULAR

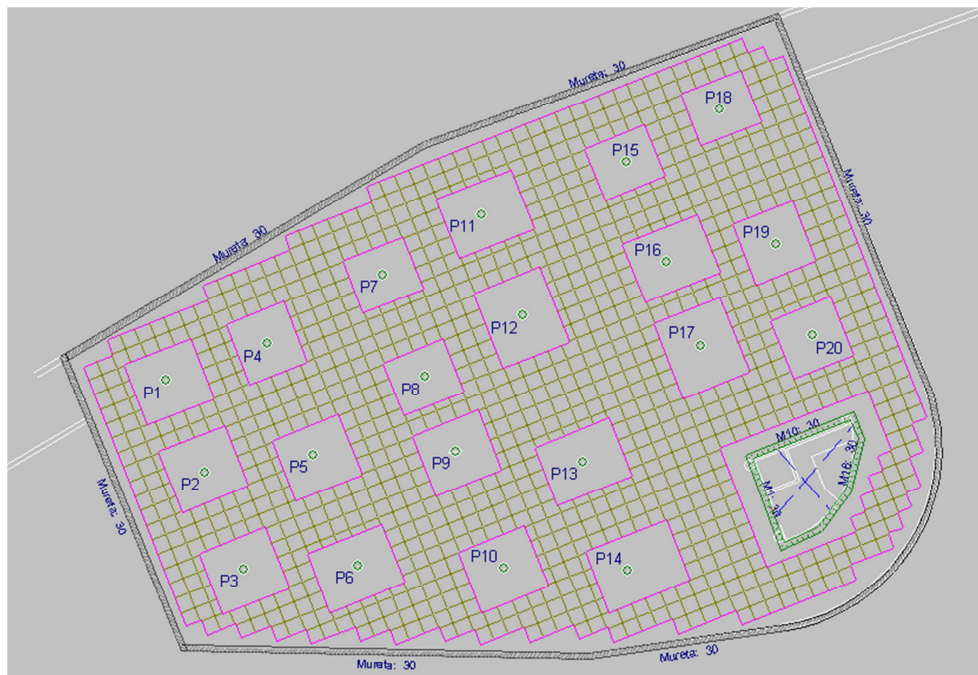
Se sigue el mismo procedimiento para el forjado reticular, iniciando el cálculo con forjado de 45 cm de espesor. Los casetones tienen unas dimensiones de 0,8 x 0,8 tal y como se adjunta en la siguiente imagen:



Disposición casetones en el forjado inferior

Se generan alrededor de los pilares unas zonas macizas llamadas ábacos, así como alrededor del contorno del aparcamiento. Estos ábacos tienen una finalidad resistente frente a esfuerzos de cortante y punzonamiento.

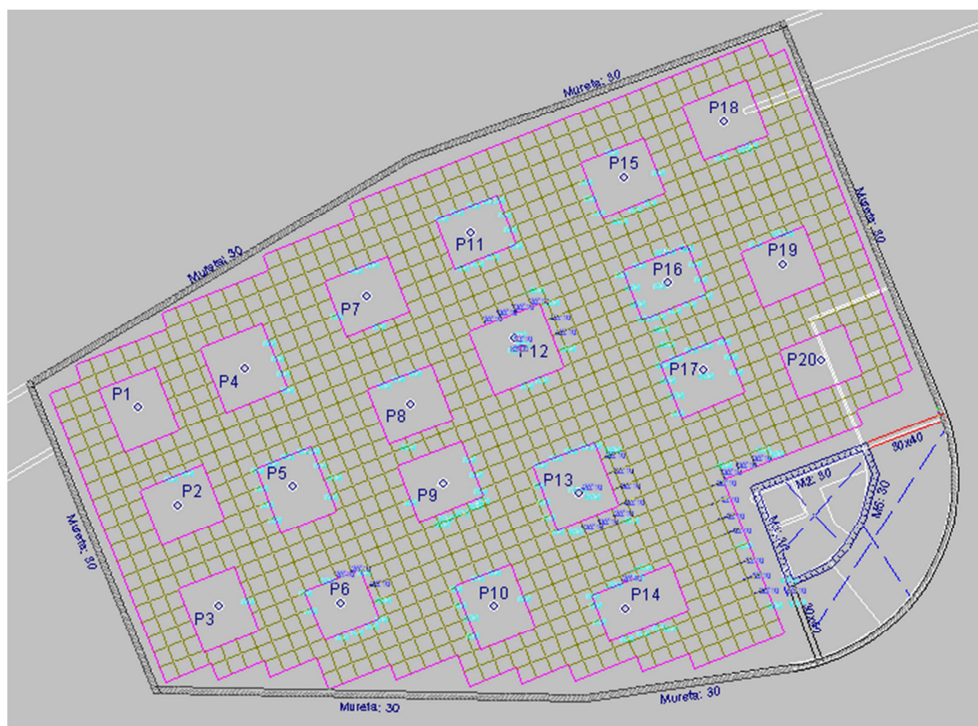
Los ábacos trabajan a la flexión efectuando la reunión de todos los anclajes de las armaduras de las bandas de soporte. Esta tarea que desempeñan hace que se encuentren sometidos a grandes esfuerzos cortantes, derivados de los axiles de compresión de los pilares.



Disposición casetones en el forjado de cubierta

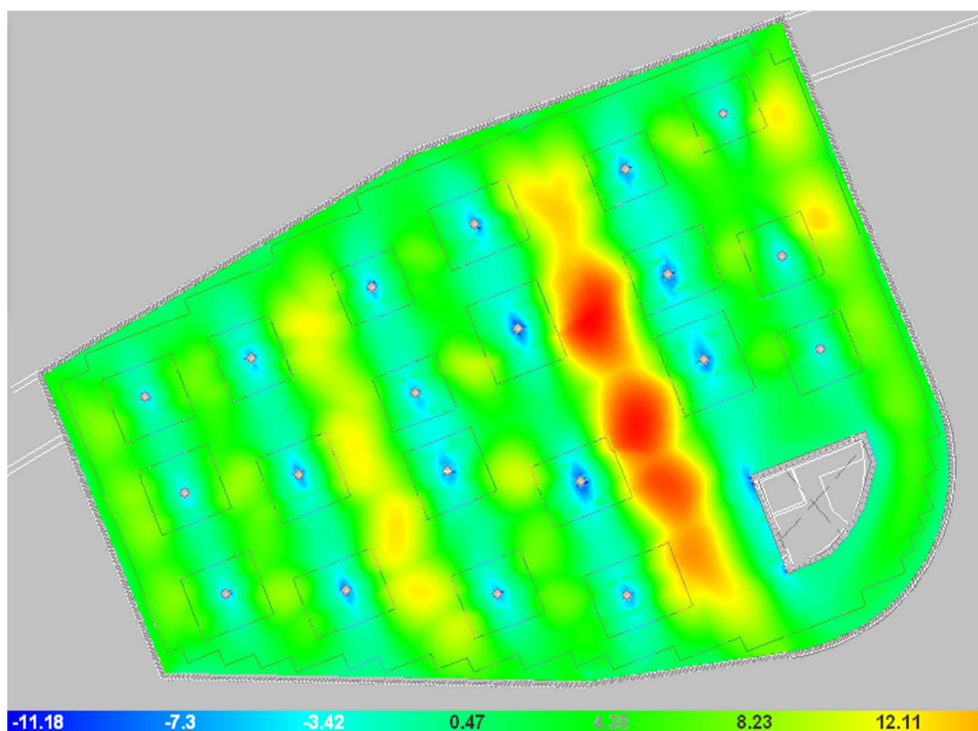
En este caso ya se obtienen pocos errores desde un primer momento, debido al mejor funcionamiento del forjado en dos direcciones

Se observa que la armadura por punzonamiento es muy elevada para el forjado de cubierta y muy escasa para el forjado inferior, por lo que se opta por aumentar el canto del forjado de cubierta en 5 cm, y disminuir el canto del forjado inferior en 5 cm. En el P13 aparecen algunos errores por falta de armado para este tipo de esfuerzo.



Refuerzos de punzonamiento en forjado inferior

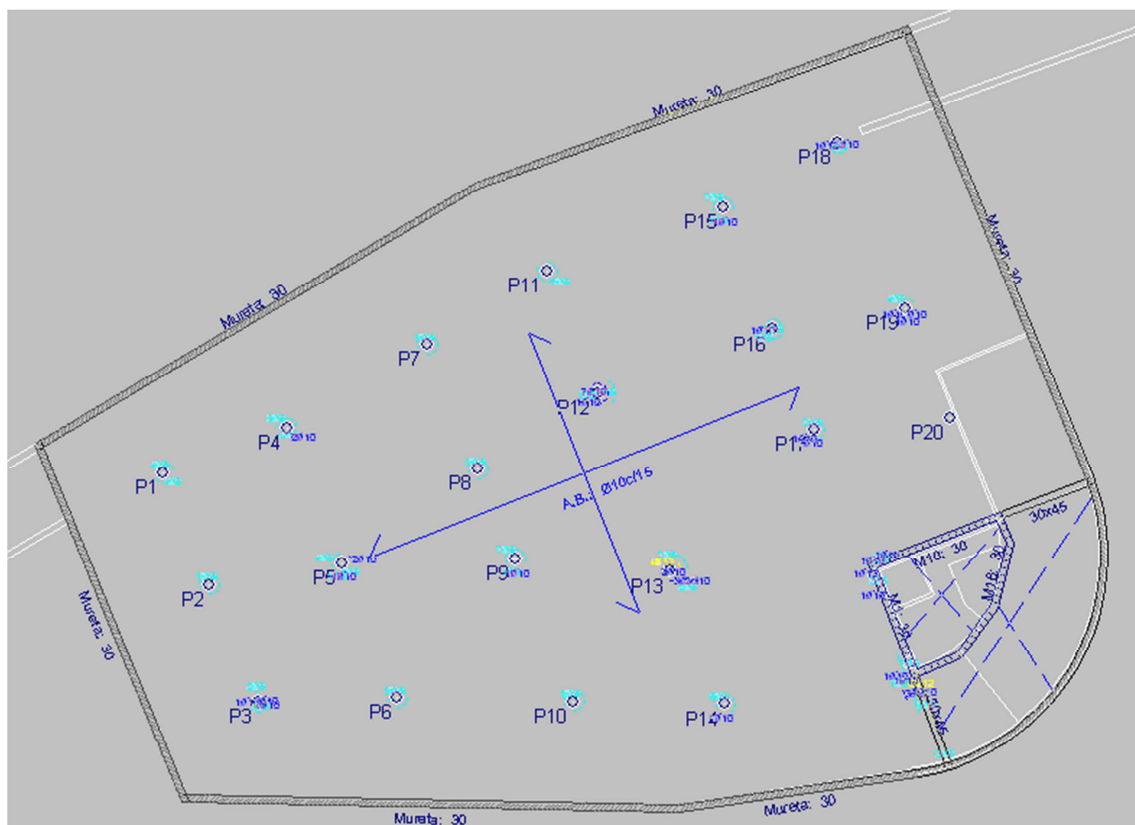
Los mapas de isovalores permiten tener una idea general, de manera inmediata, del reparto de los esfuerzos que se están generando en cada zona del forjado y en cualquiera de los dos ejes.

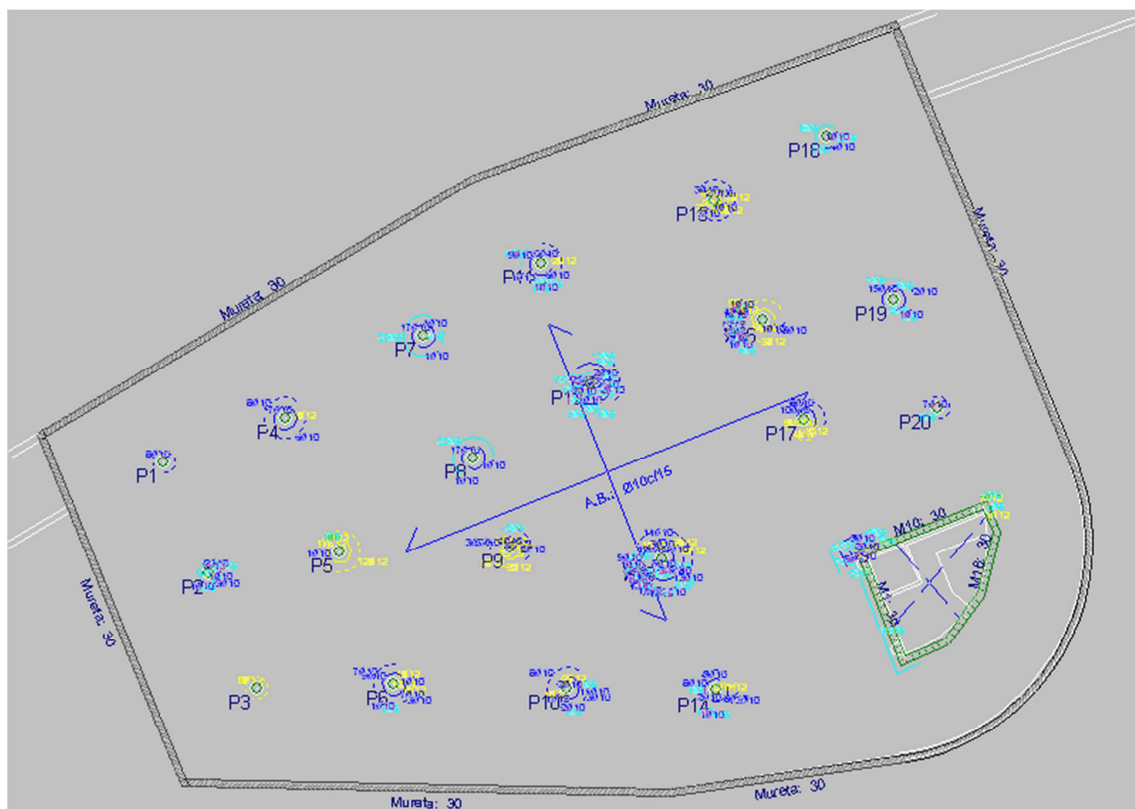


Forjado superior, esfuerzos de dimensionado (momento X, cuantía inferior)

7.3.4. FORJADO DE LOSA MACIZA

Se sigue el mismo procedimiento para el forjado reticular, iniciando el cálculo con forjado de 45 cm de espesor. En este caso, se realizan distintas iteraciones hasta que se consigue una losa de canto 35 cm para el forjado inferior, y de 55 cm en el caso del forjado de cubierta.





Losa de hormigón armado en forjado superior

Los problemas o errores surgidos durante el manejo del software informático han ido desapareciendo conforme se ha ido avanzando en el análisis de las cuatro soluciones constructivas, de manera que, para esta última, ya se puede dar como una solución válida en términos generales.

Al término de este documento se justifica la solución adoptada para la construcción del aparcamiento subterráneo desde distintos puntos de vista, desarrollando la correspondiente documentación gráfica y haciendo hincapié en la geometría y armado de todos los elementos constructivos.

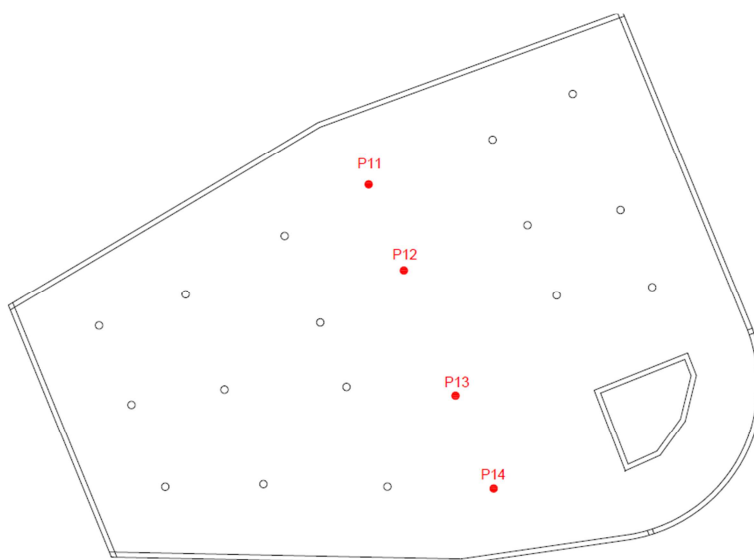
7.4. CÁLCULO ESTRUCTURAL CON MÉTODOS SIMPLIFICADOS

En el siguiente apartado se adjuntan las hojas de cálculo realizadas con el programa informático Excel de Microsoft Office, con las que se han realizado los cálculos estructurales de las 4 soluciones constructivas propuestas para el aparcamiento, a partir de los métodos simplificados estudiados en la asignatura de “Tecnologías de las construcciones de hormigón” de GIOP.

El desarrollo de estos métodos simplificados se puede consultar en el documento “Memoria” del presente Trabajo Final de Grado. Se utilizan dos métodos simplificados distintos en función de si el forjado reparte los esfuerzos en una o dos direcciones.

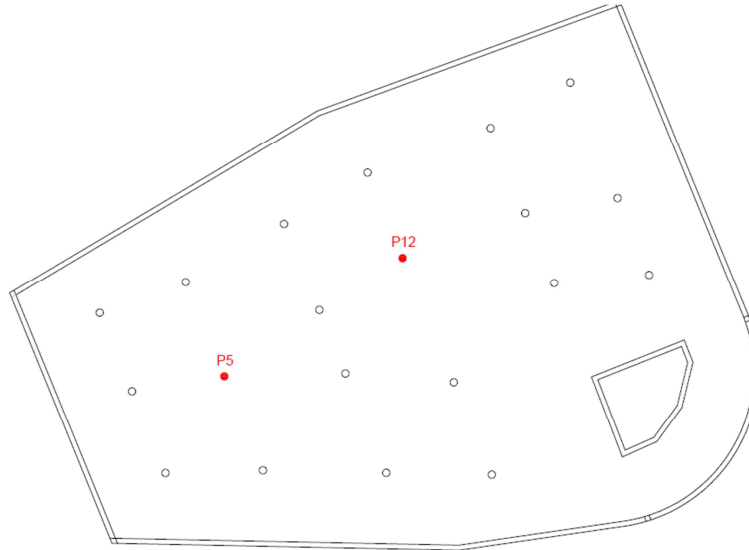
Para los forjados unidireccionales, viguetas pretensadas y placas alveolares, se estudia un pórtico de pilares completo. En el caso de los forjados bidireccionales, reticular y losa maciza, se analizan dos pilares concretos (P5 y P12).

El pórtico de los forjados unidireccionales sobre el que se aplican los métodos simplificados consta de 4 pilares (P11, P12, P13 y P14). Se ha escogido este pórtico debido a sus grandes luces entre pilares, característica que implica una mayor área tributaria por pilar y, por tanto, momentos de cálculo más grandes con respecto a otros pórticos. Se trata, por tanto, del pórtico más desfavorable en cuanto a leyes de esfuerzo se refiere.



Planta aparcamiento (Pórtico P11-P14)

El cálculo por métodos simplificados se realiza sobre los pilares P5 y P12 para sus ejes X e Y. El P5 se ha escogido por su regularidad de luces entre pilares en ambos ejes, sobre todo en su eje Y. El P12 ha sido elegido por motivos opuestos, es decir, las luces entre pilares de ambos ejes están muy descompensadas.



Planta aparcamiento (Pilares P5 y P12)

A la hora de aplicar el método simplificado, se ha realizado una media entre las luces de los pilares de un mismo eje para conseguir una homogeneización de los resultados.

El hecho de escoger dos pilares con luces tan dispares corresponde al posterior análisis comparativo entre métodos simplificados y software informático del apartado 7.5 posterior del presente anejo.

7.4.1. FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS

Las fichas que se recogen a continuación contienen los cálculos de la armadura a flexión longitudinal del pórtico P11-P14, tanto para el caso de forjado inferior como de forjado superior, ambos compuestos de viguetas pretensadas.

En cada tramo de viga se aplica una fórmula distinta para hallar el momento de cálculo. Además se incluye la cantidad de acero necesaria por tramo, a modo informativo, para valorar de forma más rápida si es posible materializar la solución constructiva que se está estudiando.

Los momentos de cálculo tienen un valor mayor en el forjado de cubierta que en el forjado inferior. Esta diferencia es causada, en mayor medida, por el incremento de la sobrecarga de uso de una planta respecto a la otra.

En el apartado 7.5.1 del presente documento se comparan los valores de los momentos de cálculo en el pórtico obtenidos mediante este método simplificado con los resultados obtenidos a través del software Cypecad para el supuesto de forjado de viguetas pretensadas.

FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS					
FORJADO INFERIOR					
Acciones		kN / m ²	kN / m	L (m)	6,8
Peso propio		4,2	28,4	L ₁ (m)	4,22
Carga muerta		1,0	6,8	L ₂ (m)	5,55
Sobrecarga uso		4,0	27,2	L ₃ (m)	8,09
				L ₄ (m)	6,02
				L ₅ (m)	4,1

1 2 3 4 5 6 7 8 9

$\frac{ql^2}{10}$ $\frac{ql^2}{8}$ $\frac{ql^2}{12}$ $\frac{ql^2}{10}$

L1 L2 L3 L4 L5

b (m) 0,45

h (m) 0,45

r (m) 0,05

d (m) 0,4

Coef. de seguridad			
Cargas permanentes	1,35	Hormigón	1,5
Cargas variables	1,50	Acero	1,15

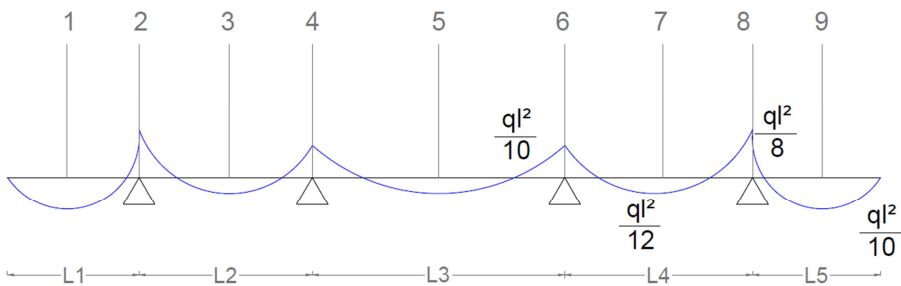
$q = 1,35 \times (Pp + Cm) + 1,50 \times (Scu)$	88,4	kN / m
---	------	--------

$Mlim = 0,16 \times b \times d^2 \times fcd =$	230,4	kN.m
--	-------	------

$As = Md / (0,8 \times h \times fyd)$
$As' = Md-Mlim/(0,8 \times h \times fyd)$

fck (MPa)	30
fyk (MPa)	500
fcd (MPa)	20
fyd (MPa)	435

Tramo	Fórmula simplificada	Md kN.m	As cm ²	As' cm ²
1	$(q \times l_1^2) / 10$	157,3	6,5	-38,0
2	$(q \times l_1^2) / 8$	196,7	8,1	-36,3
3	$(q \times l_2^2) / 12$	226,8	9,3	-35,1
4	$(q \times l_2^2) / 10$	272,1	11,2	-33,2
5	$(q \times l_4^2) / 12$	481,9	19,8	-24,6
6	$(q \times l_4^2) / 10$	320,2	13,2	-31,3
7	$(q \times l_4^2) / 12$	266,8	11,0	-33,5
8	$(q \times l_5^2) / 8$	185,7	7,6	-36,8
9	$(q \times l_5^2) / 10$	148,5	6,1	-38,3

FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS									
FORJADO SUPERIOR									
Acciones		kN / m ²	kN / m		L (m) 6,8				
Peso propio		4,2	28,4		L ₁ (m) 4,22				
Carga muerta		3,0	20,4		L ₂ (m) 5,55				
Sobrecarga uso		20,0	136,0		L ₃ (m) 8,09				
					L ₄ (m) 6,02				
					L ₅ (m) 4,1				
					b (m) 0,8 h (m) 0,7 r (m) 0,05 d (m) 0,65				
Coef. de seguridad									
Cargas permanentes			1,35		Hormigón		1,5		
Cargas variables			1,50		Acero		1,15		
q = 1,35 × (Pp + Cm) + 1,50 × (Scu)					269,9		kN / m		
Mlim = 0,16 × b × d ² × fcd =					1081,6		kN.m		
As = Md / (0,8 × h × fyd)					fck (MPa) 30				
As' = Md-Mlim/(0,8×h×fyd)					fyk (MPa) 500				
					fcd (MPa) 20				
					fyd (MPa) 435				
Tramo	Fórmula simplificada	Md kN.m	As cm ²	As' cm ²					
1	(q × l ₁ ²) / 10	480,7	19,7	-24,7					
2	(q × l ₁ ²) / 8	600,8	24,7	-19,7					
3	(q × l ₂ ²) / 12	692,8	28,5	-16,0					
4	(q × l ₂ ²) / 10	831,4	34,1	-10,3					
5	(q × l ₄ ²) / 12	1472,1	60,5	16,0					
6	(q × l ₄ ²) / 10	978,2	40,2	-4,2					
7	(q × l ₄ ²) / 12	815,1	33,5	-10,9					
8	(q × l ₅ ²) / 8	567,2	23,3	-21,1					
9	(q × l ₅ ²) / 10	453,7	18,6	-25,8					

7.4.2. FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES

Las siguientes fichas recogen los cálculos de la armadura a flexión longitudinal del pórtico P11-P14, tanto para el caso de forjado inferior como de forjado superior, ambos compuestos de placas alveolares.

En cada tramo de viga se aplica una fórmula distinta para hallar el momento de cálculo. Además se incluye la cantidad de acero necesaria por tramo, a modo informativo, para valorar de forma más rápida si es posible materializar la solución constructiva que se está estudiando.

Los momentos de cálculo tienen un valor mayor en el forjado de cubierta que en el forjado inferior. Esta diferencia es causada, en mayor medida, por el incremento de la sobrecarga de uso de una planta respecto a la otra.

En el apartado 7.5.1 del presente documento se comparan los valores de los momentos de cálculo en el pórtico, obtenidos mediante este método simplificado con los resultados obtenidos a través del software Cypecad, para el supuesto de forjado de placas alveolares.

FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES									
FORJADO INFERIOR									
Acciones		kN / m ²	kN / m	L (m)		6,8			
Peso propio		7,5	51,0	L ₁ (m)		4,22			
Carga muerta		1,0	6,8	L ₂ (m)		5,55			
Sobrecarga uso		4,0	27,2	L ₃ (m)		8,09			
				L ₄ (m)		6,02			
				L ₅ (m)		4,1			

1

2

3

4

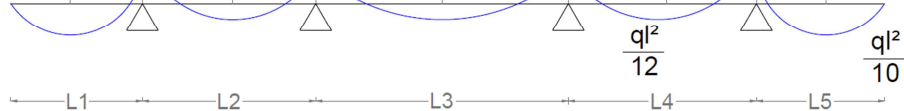
5

6

7

8

9



b (m) 0,45

h (m) 0,45

r (m) 0,05

d (m) 0,4

Coef. de seguridad			
Cargas permanentes	1,35	Hormigón	1,5
Cargas variables	1,50	Acero	1,15

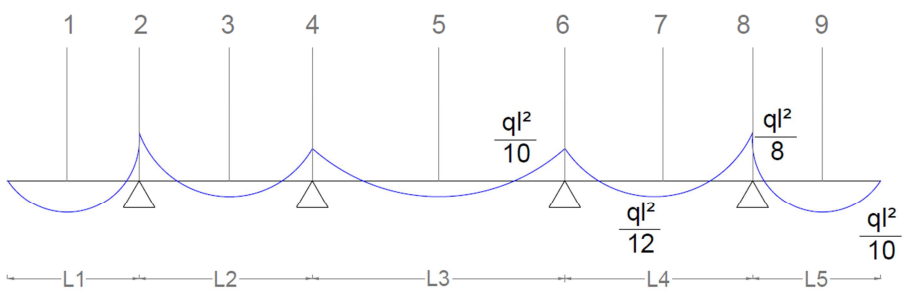
q = 1,35 × (Pp + Cm) + 1,50 × (Scu)		118,8	kN / m
-------------------------------------	--	-------	--------

Mlim = 0,16 × b × d ² × fcd =	230,4	kN.m
--	-------	------

As = Md / (0,8 × h × fyd)		fck (MPa) 30
As' = Md-Mlim/(0,8×h×fyd)		fyk (MPa) 500
		fcd (MPa) 20
		fyd (MPa) 435

Tramo	Fórmula simplificada	Md kN.m	As cm ²	As' cm ²
1	(q × l ₁ ²) / 10	211,6	8,7	-35,7
2	(q × l ₁ ²) / 8	264,5	10,9	-33,6
3	(q × l ₂ ²) / 12	305,0	12,5	-31,9
4	(q × l ₂ ²) / 10	366,0	15,0	-29,4
5	(q × l ₄ ²) / 12	648,1	26,6	-17,8
6	(q × l ₄ ²) / 10	430,6	17,7	-26,7
7	(q × l ₄ ²) / 12	358,9	14,7	-29,7
8	(q × l ₅ ²) / 8	249,7	10,3	-34,2
9	(q × l ₅ ²) / 10	199,8	8,2	-36,2

FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES					
FORJADO SUPERIOR					
Acciones	kN / m ²	kN / m	L (m)	6,8	
Peso propio	7,5	51,0	L ₁ (m)	4,22	
Carga muerta	3,0	20,4	L ₂ (m)	5,55	
Sobrecarga uso	20,0	136,0	L ₃ (m)	8,09	
			L ₄ (m)	6,02	
			L ₅ (m)	4,1	



b (m) 0,8

h (m) 0,7

r (m) 0,05

d (m) 0,65

Coef. de seguridad			
Cargas permanentes	1,35	Hormigón	1,5
Cargas variables	1,50	Acero	1,15

q = 1,35 × (Pp + Cm) + 1,50 × (Scu)		300,4	kN / m
-------------------------------------	--	-------	--------

Mlim = 0,16 × b × d ² × fcd =		1081,6	kN.m
--	--	--------	------

As = Md / (0,8 × h × fyd)		fck (MPa)	30
As' = Md-Mlim/(0,8×h×fyd)		f _{yk} (MPa)	500
		fcd (MPa)	20
		fyd (MPa)	435

Tramo	Fórmula simplificada	Md kN.m	As cm ²	As' cm ²
1	(q × l ₁ ²) / 10	534,9	22,0	-22,5
2	(q × l ₁ ²) / 8	668,7	27,5	-17,0
3	(q × l ₂ ²) / 12	771,1	31,7	-12,8
4	(q × l ₂ ²) / 10	925,3	38,0	-6,4
5	(q × l ₄ ²) / 12	1638,3	67,3	22,9
6	(q × l ₄ ²) / 10	1088,6	44,7	0,3
7	(q × l ₄ ²) / 12	907,2	37,3	-7,2
8	(q × l ₅ ²) / 8	631,2	25,9	-18,5
9	(q × l ₅ ²) / 10	505,0	20,7	-23,7

7.4.3. FORJADO RETICULAR

Las fichas pertenecientes a este apartado recogen los cálculos de la armadura a flexión longitudinal de los pilares P5 y P12 en las dos direcciones, para los forjados reticulares superior e inferior que componen la estructura del aparcamiento subterráneo.

Para cada pilar se aplica la fórmula del momento de cálculo (M_o) en función de la longitud y el ancho del pórtico virtual. Además se incluye la cantidad de momento repartida entre la banda central y la banda de soportes en función de unos porcentajes asignados.

Las dos primeras fichas recogen los datos de los momentos de cálculo en el P5 y las dos siguientes corresponden con los momentos de cálculo del P12. Conviene señalar que para una mayor homogeneización de los resultados obtenidos por este método, se ha optado por realizar la media de las luces de los pilares contiguos de una misma dirección, con el fin de utilizar únicamente un ancho y una luz para una misma dirección.

Los momentos de cálculo tienen un valor mayor en el forjado de cubierta que en el forjado inferior. Esta diferencia es causada, principalmente, por el incremento de la sobrecarga de uso de una planta respecto a la otra.

En el apartado 7.5.2 del presente documento se comparan los valores de los momentos de cálculo obtenidos mediante este método simplificado en los pilares estudiados, con los resultados obtenidos a través del software Cypecad para el supuesto de forjado reticular.

FORJADO RETICULAR

FORJADO INFERIOR (P5)

Acciones	kN / m ²		Eje X	Eje Y
Peso propio	5,37	a (m)	6,13	6,13
Carga muerta	1	l (m)	6,13	6,13
Sobrecarga uso	4			

q_k (kN /m²)

10,37

M₀ = (q_k x l_p x l_i²)/8

Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)			
Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes	
M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	
Eje X	298,6	104,5	194,1	48,7	17,0	31,7
Eje Y	298,6	104,5	194,1	48,7	17,0	31,7

FORJADO RETICULAR						
FORJADO SUPERIOR (P5)						
Acciones		kN / m ²		Eje X		Eje Y
Peso propio		7,15		a (m)	6,13	6,13
Carga muerta		3		l (m)	6,13	6,13
Sobrecarga uso		20				
q _k (kN /m ²)		30,15		M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8		
Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)			
	Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes
	M ₀	M+ (35%)	M-(65%)	M ₀	M+ (35%)	M-(65%)
Eje X	868,1	303,8	564,3	141,6	49,6	92,1
Eje Y	868,1	303,8	564,3	141,6	49,6	92,1

FORJADO RETICULAR						
FORJADO INFERIOR (P12)						
Acciones		kN / m ²		Eje X	Eje Y	
Peso propio		7,15	a (m)	7,63	6,84	
Carga muerta		1	l (m)	6,84	7,63	
Sobrecarga uso		4				
q _k (kN /m ²)			12,15	M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8		
	Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)		
	Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes
	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)
Eje X	542,2	189,8	352,4	71,1	24,9	46,2
Eje Y	604,8	211,7	393,1	88,4	30,9	57,5

FORJADO RETICULAR						
FORJADO SUPERIOR (P12)						
Acciones		kN / m ²			Eje X	Eje Y
Peso propio		7,15	a (m)	7,63	6,84	
Carga muerta		3	l (m)	6,84	7,63	
Sobrecarga uso		20				
q _k (kN /m ²) 30,15			M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8			
	Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)		
	Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes
	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)
Eje X	1345,3	470,9	874,5	176,3	61,7	114,6
Eje Y	1500,7	525,3	975,5	219,4	76,8	142,6

7.4.4. FORJADO DE LOSA MACIZA

Las fichas de este apartado recogen los cálculos de la armadura a flexión longitudinal de los pilares P5 y P12 en las dos direcciones, para los forjados de losa maciza superior e inferior que componen la estructura del aparcamiento subterráneo.

Para cada pilar se aplica la fórmula del momento de cálculo (M_o) en función de la longitud y el ancho del pórtico virtual. Además se incluye la cantidad de momento, repartida entre la banda central y la banda de soportes en función de unos porcentajes asignados.

Las dos primeras fichas recogen los datos de los momentos de cálculo en el P5 y las dos siguientes corresponden con los momentos de cálculo del P12. Cabe recordar que para una mayor homogeneización de los resultados obtenidos por este método, se ha optado por realizar la media de las luces de los pilares contiguos de una misma dirección, con el fin de utilizar únicamente un ancho y una luz para una misma finalidad.

Los momentos de cálculo tienen un valor mayor en el forjado de cubierta que en el forjado inferior. Esta diferencia es causada, en mayor medida, por el incremento de la sobrecarga de uso de una planta respecto a la otra.

En el apartado 7.5.2 del presente documento se comparan los valores de los momentos de cálculo en los pilares estudiados, obtenidos mediante este método simplificado, con los resultados obtenidos a través del software Cypecad para el supuesto de forjado de losa maciza.

FORJADO DE LOSA MACIZA						
FORJADO INFERIOR (P5)						
Acciones		kN / m ²		Eje X	Eje Y	
Peso propio		8,75	a (m)	6,13	6,13	
Carga muerta		1	l (m)	6,13	6,13	
Sobrecarga uso		4				
q _k (kN /m ²)			13,75	M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8		
Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)			
Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes	
M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	
Eje X	395,9	138,6	257,3	64,6	22,6	42,0
Eje Y	395,9	138,6	257,3	64,6	22,6	42,0

FORJADO DE LOSA MACIZA						
FORJADO SUPERIOR (P5)						
Acciones		kN / m ²			Eje X	Eje Y
Peso propio		13,75	a (m)		6,13	6,13
Carga muerta		3	l (m)		6,13	6,13
Sobrecarga uso		20				
q _k (kN /m ²)		36,75	M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8			
Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)			
	Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes
	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)
Eje X	1058,2	370,4	687,8	172,6	60,4	112,2
Eje Y	1058,2	370,4	687,8	172,6	60,4	112,2

FORJADO DE LOSA MACIZA						
FORJADO INFERIOR (P12)						
Acciones		kN / m ²		Eje X	Eje Y	
Peso propio		8,75	a (m)	7,63	6,84	
Carga muerta		1	l (m)	6,84	7,63	
Sobrecarga uso		4				
q _k (kN /m ²)		13,75	M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8			
	Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)		
	Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes
	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)
Eje X	613,5	214,7	398,8	80,4	28,1	52,3
Eje Y	684,4	239,5	444,9	100,1	35,0	65,0

FORJADO DE LOSA MACIZA						
FORJADO SUPERIOR (P12)						
Acciones		kN / m ²		Eje X	Eje Y	
Peso propio		13,75	a (m)	7,63	6,84	
Carga muerta		3	l (m)	6,84	7,63	
Sobrecarga uso		20				
q _k (kN /m ²)		36,75	M ₀ = (q _k x l _p x l _l ²)/8			
Momentos de cálculo (en kN.m)			Momentos de cálculo (en kN.m/m)			
Pórtico	B. Central	B. Soportes	Pórtico	B. Central	B. Soportes	
M _o	M+ (35%)	M-(65%)	M _o	M+ (35%)	M-(65%)	
Eje X	1639,8	573,9	1065,9	214,9	75,2	139,7
Eje Y	1829,2	640,2	1189,0	267,4	93,6	173,8

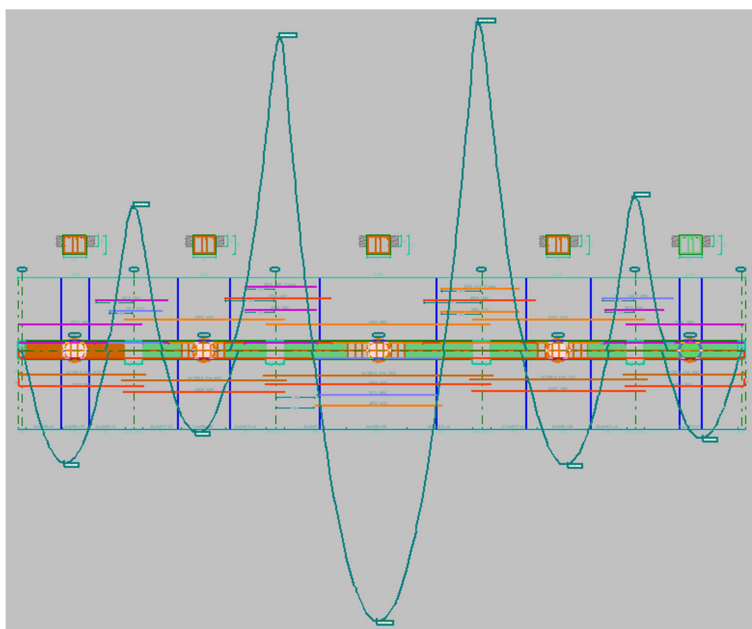
7.5. COMPARATIVA MÉTODO SIMPLIFICADO VS CYPECAD

El análisis comparativo de este apartado tiene como fin el buscar una correlación en los valores de los momentos de cálculo obtenidos por los dos métodos utilizados, para, de alguna forma, poder apreciar la utilidad de los métodos simplificados como una forma ágil de cálculo que, además, pueden proporcionar unos valores con un cierto orden de magnitud aproximado de lo que será el futuro proyecto de estructura.

7.5.1 COMPARATIVA EN FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Una vez calculadas las dos soluciones constructivas de tipo unidireccional por ambos métodos, se procede a comparar los resultados obtenidos mediante gráficos que imitan la ley de momentos generada en el pórtico P11-P14.

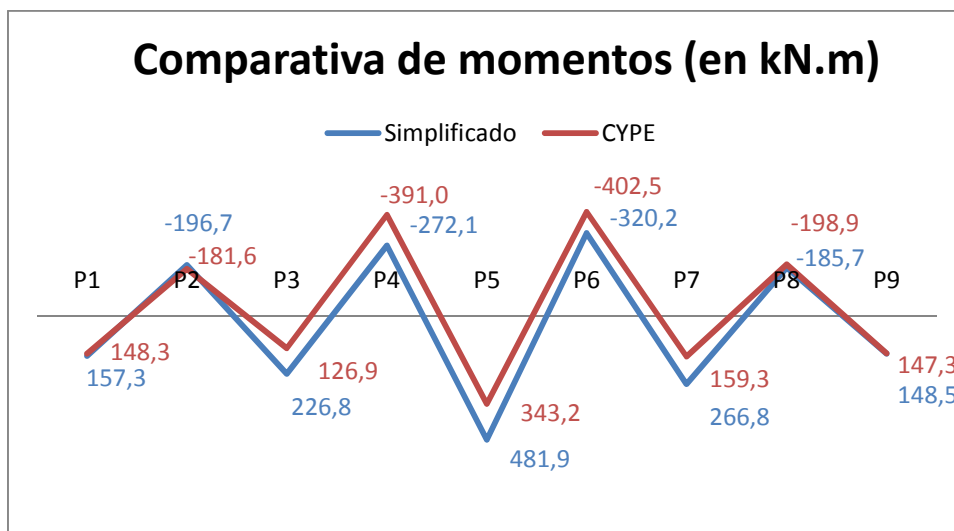
Los momentos de cálculo de Cypecad se han extraído mediante la opción “Editar vigas” de la pestaña “Resultados”. En la imagen siguiente se observa la ley de momentos del pórtico extraída directamente del programa informático.



Momentos de cálculo obtenidos mediante CYPE

FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS

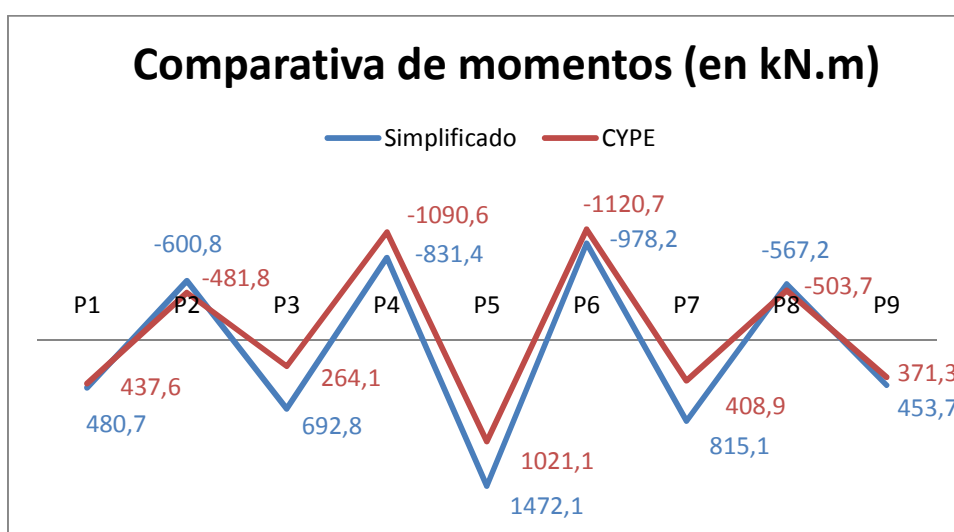
La primera gráfica muestra los momentos de cálculo obtenidos por ambos métodos, para el forjado inferior de viguetas pretensadas.



Pórtico vigas forjado inferior

En primer lugar, se debe reseñar que la ley del modelo simplificado, tiene una forma muy similar a la ley obtenida por el software informático.

Por norma general se observa que los momentos positivos en el método simplificado siempre son mayores que los obtenidos mediante Cypecad. Sucede lo contrario para los momentos negativos exceptuando en el P2.



Pórtico vigas forjado cubierta

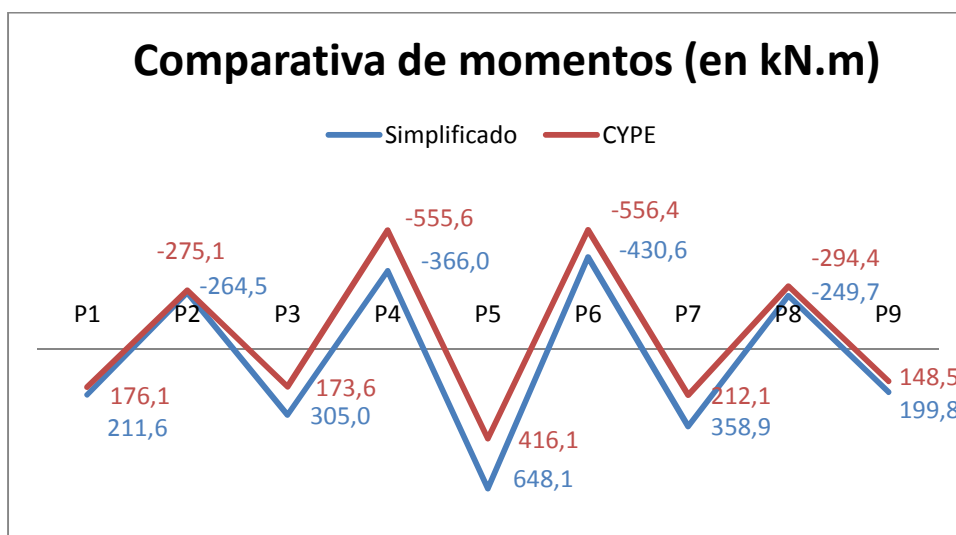
En la segunda gráfica, correspondiente al forjado de cubierta, la ley de momentos sigue la misma tendencia que en la anterior. En los momentos positivos, se queda del lado de la seguridad, y en los momentos negativos, se observan dos puntos (P2 y P8) donde el valor obtenido por método simplificado para el momento negativo supera al valor obtenido en el programa informático.

En esta segunda comparativa se observan mayores diferencias de momentos de cálculo entre el método simplificado y el cálculo mediante Cypecad. Esto es debido a la gran variación de sobrecarga de uso entre los forjados del aparcamiento subterráneo.

La armadura de tracción necesaria en el centro del pórtico estudiado, para el caso del forjado de cubierta, estaría alrededor de un orden de magnitud de 60 cm^2 . Las grandes dimensiones de la viga necesaria para el reparto de esta armadura y la complejidad de disponer tanto acero en dicho elemento estructural, desestiman esta solución constructiva como idónea para la estructura del aparcamiento subterráneo.

FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES

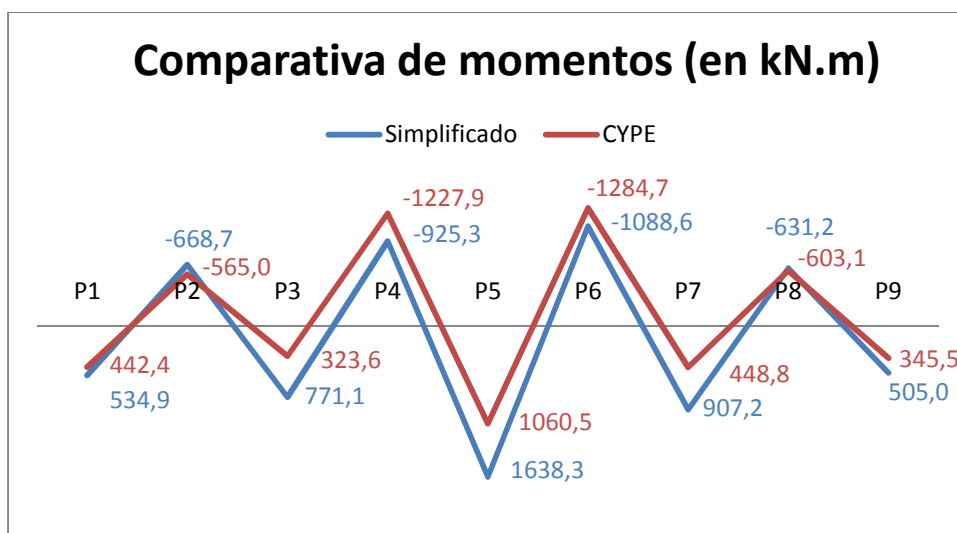
La primera gráfica muestra los momentos de cálculo obtenidos por ambos métodos para el forjado inferior de placas alveolares.



Pórtico vigas forjado inferior

Se debe destacar, como en la comparativa del forjado de viguetas pretensadas, que la ley del modelo simplificado tiene una forma muy similar a la ley obtenida por el programa informático.

Como norma general se observa que los momentos positivos en el método simplificado, siempre son mayores que los obtenidos mediante Cypecad y viceversa para los momentos negativos.



Pórtico vigas forjado cubierta

En la segunda gráfica, correspondiente al forjado de cubierta, la ley de momentos sigue la misma tendencia que en la anterior. En los momentos positivos se queda del lado de la seguridad, y en los momentos negativos, se observan dos puntos, (P2 y P8), en donde el valor obtenido por método simplificado para el momento negativo supera al valor obtenido en el programa informático.

En esta segunda comparativa se observan mayores diferencias de momentos de cálculo entre el método simplificado y el cálculo mediante Cypecad, especialmente en los momentos positivos. Esto es debido a la gran variación de sobrecarga de uso entre los forjados del aparcamiento subterráneo.

La armadura de tracción necesaria en el centro del pórtico estudiado para el caso del forjado de cubierta, estaría alrededor de un orden de magnitud de 67 cm^2 . Las grandes dimensiones de la viga necesaria para el reparto de esta armadura y la complejidad de disponer tanto acero en dicho elemento estructural, desestiman esta solución constructiva como idónea para la estructura del aparcamiento subterráneo.

Finalmente, para extraer alguna conclusión al conjunto de resultados obtenidos en ambos forjados unidireccionales, se recopilan los datos en una tabla resumen.

TABLA RESUMEN DIFERENCIA MOMENTOS (%)				
PUNTO	VIGUETAS PRETENSADAS		PLACAS ALVEOLARES	
	F. INFERIOR	F. SUPERIOR	F. INFERIOR	F. SUPERIOR
1	+ 5,7	+ 8,9	+ 16,7	+ 17,3
2	+ 7,7	+ 19,8	- 3,8	+ 15,5
3	+ 44	+ 61,9	+ 43,1	+ 58
4	- 30,4	- 23,7	- 34,1	- 24,6
5	+ 28,8	+ 30,6	+ 35,8	+ 35,3
6	- 20,4	- 12,7	- 22,6	- 15,3
7	+ 40,3	+ 49,8	+ 40,9	+ 50,5
8	- 6,6	+ 11,2	- 15,2	+ 4,5
9	+ 0,8	+ 18,2	+ 25,7	+ 31,6

Hay que señalar que el modelo de cálculo simplificado sobredimensiona los momentos de cálculo en el centro de vano para toda la casuística estudiada. Sucede lo contrario en los apoyos centrales (P4 y P6) donde este modelo siempre queda del lado de la inseguridad, con diferencias de momentos negativas entre el 12 - 34 %. En los apoyos laterales (P2 y P8) los resultados obtenidos han sido dispares, obteniéndose tanto diferencias de momentos positivas como negativas.

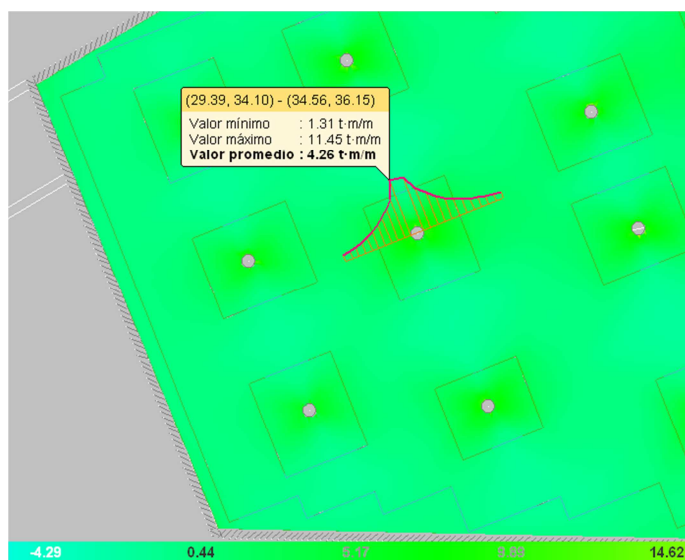
En general, la diferencia de momentos entre ambos modelos de cálculos se ha incrementado en el forjado superior con respecto al inferior, y, en placas alveolares, con respecto a la solución con viguetas pretensadas. Este hecho se puede explicar debido a la gran diferencia de sobrecarga de uso entre ambos forjados, y, al mayor peso propio de las placas alveolares con respecto al forjado unidireccional.

7.5.2 COMPARATIVA EN FORJADOS BIDIRECCIONALES

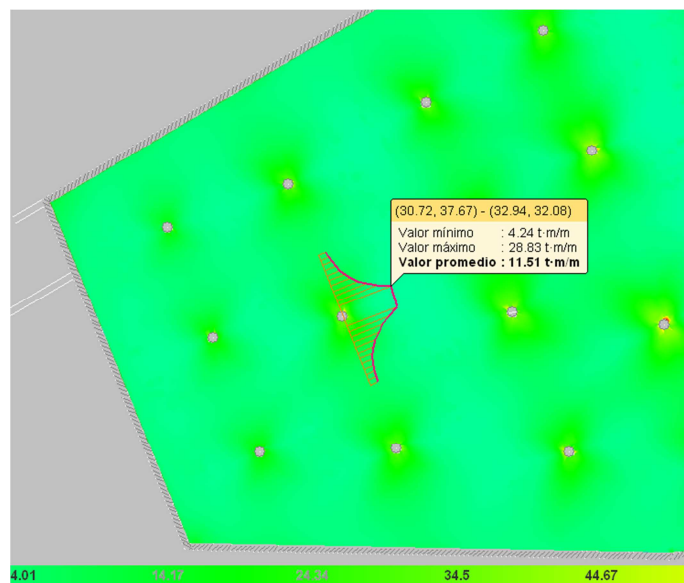
Una vez calculadas las dos soluciones constructivas de tipo bidireccional mediante software informático y cálculos simplificados, se procede a comparar los resultados obtenidos mediante tablas que recogen el promedio del momento de cálculo (M_o) en las dos direcciones del pórtico virtual para los pilares P5 y P12.

Los momentos de cálculo (M_o) se han obtenido del software informático, utilizando una nueva función incluida en su versión del año 2014. Esta herramienta permite obtener el momento de cálculo promedio entre dos puntos, en este caso, para el ancho del pórtico virtual. De este modo se ha podido establecer la comparación entre los dos momentos de cálculo.

En las imágenes siguientes se observa la ley de momentos y los datos correspondientes al pórtico virtual de cada pilar, analizado mediante CYPECAD. En la parte inferior de la imagen se puede apreciar una escala de colores que indica la variación de momento en tn.m/m en cada zona.



Momento y cuantía superior forjado inferior de tipo reticular (P5)



Momento X cuantía superior forjado superior de tipo losa maciza (P5)

Se han obtenido los datos que figuran en las imágenes en los pilares P5 y P12, para los momentos en eje X y en eje Y, tanto de cuantía superior como de cuantía inferior. Estos datos han sido recogidos en tablas, así como los valores obtenidos en las hojas de cálculo mediante cálculo simplificado, con el propósito de establecer una relación entre ambos valores.

FORJADO RETICULAR

La primera tabla recoge el momento de cálculo mínimo, el máximo y el promedio en kN.m/m, obtenidos con la herramienta de Cypecad, para los dos forjados que componen la estructura.

DATOS CYPECAD P5 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	VALOR MÍN.	VALOR MÁX.	PROMEDIO
Inferior	Mx superior	13,9	113,7	39,4
	Mx inferior	-37,3	-5,7	-13,6
	My superior	13,1	114,5	42,6
	My inferior	-34,3	-3,1	-13,6
Superior	Mx superior	42,8	436,4	116,1
	Mx inferior	-70,4	-9,0	-24,8
	My superior	35,8	350,8	119,8
	My inferior	-54,4	-1,2	-23,1

Analizando los valores promedio de la tabla, se puede concluir que se obtienen los promedios máximos para las cuantías superiores en eje X y eje Y. Esta situación se repetirá para los restantes casos que analizaremos, por lo que la recogida de datos en las próximas tablas se simplificará únicamente para las cuantías superiores.

La segunda tabla recoge los valores promedio de la tabla anterior y añade los valores obtenidos (en kN.m/m) de los cálculos simplificados para contrastarlos.

TABLA RESUMEN Mo P5 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	CYPECAD	SIMPLIFICADO	DIFERENCIA
Inferior	Mx superior	39,4	48,7	+ 19,1%
	My superior	42,6	48,7	+ 12,5%
Superior	Mx superior	116,1	141,6	+ 18,0%
	My superior	119,8	141,6	+ 15,4%

La diferencia de momentos de cálculo entre ambos métodos oscila entre el 12 - 19%. Los valores del eje Y presentan una menor diferencia en ambos forjados, lo que se debe, probablemente, a que las luces entre pilares son iguales en los dos sentidos del eje, por lo que el método simplificado se aproxima más a la realidad.

Se toman los datos del pilar P12 y se realiza el mismo procedimiento anterior:

DATOS CYPECAD P12 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	VALOR MÍN.	VALOR MÁX.	PROMEDIO
Inferior	Mx superior	0,6	119,2	41,8
	My superior	12,9	115,5	45,5
Superior	Mx superior	4,8	444,8	134,4
	My superior	34,3	340,7	132,1

TABLA RESUMEN Mo P12 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	CYPECAD	SIMPLIFICADO	DIFERENCIA
7Inferior	Mx superior	41,8	71,1	+ 41,2%
	My superior	45,5	88,4	+ 48,5%
Superior	Mx superior	134,4	176,3	+ 23,8%
	My superior	132,1	219,4	+ 39,7%

Las diferencias en este segundo pilar se ven acrecentadas con respecto al P5 analizado anteriormente, pasando a un rango de valores entre el 24 - 48%. Este resultado era predecible, puesto que el P12 no cumple prácticamente ninguna de las condiciones para la aplicación del método simplificado de los pórticos virtuales.

En los dos pilares estudiados, el cálculo por el método simplificado siempre se quedaría del lado de la seguridad, a la hora de disponer el armado de los forjados.

FORJADO DE LOSA MACIZA

La primera tabla recoge el momento de cálculo mínimo, el máximo y el promedio en kN.m/m, obtenidos con la herramienta de Cypecad para los dos forjados que componen la estructura.

DATOS CYPECAD P5 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	VALOR MÍN.	VALOR MÁX.	PROMEDIO
Inferior	Mx superior	19,3	123,5	49,6
	My superior	18,9	159,5	54,8
Superior	Mx superior	42,4	288,3	115,1
	My superior	43,9	389,5	150,3

La segunda tabla recoge los valores promedio de la tabla anterior y añade los valores obtenidos (en kN.m/m) de los cálculos simplificados para contrastarlos.

TABLA RESUMEN Mo P5 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	CYPECAD	SIMPLIFICADO	DIFERENCIA
Inferior	Mx superior	49,6	64,6	+23,2%
	My superior	54,8	64,6	+9,8%
Superior	Mx superior	115,1	172,6	+33,3%
	My superior	150,3	172,6	+12,9%

La diferencia de momentos de cálculo entre ambos métodos oscila entre el 10 - 33%. Los valores del eje Y presentan una menor diferencia en ambos forjados, lo que se debe, probablemente, a que las luces entre pilares son iguales en los dos sentidos del eje, por lo que el método simplificado se aproxima más a la realidad.

Se toman los datos del pilar P12 y se realiza el mismo procedimiento anterior:

DATOS CYPECAD P12 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	VALOR MÍN.	VALOR MÁX.	PROMEDIO
Inferior	Mx superior	1,6	151,3	56,9
	My superior	18,4	170,6	72,20
Superior	Mx superior	3,2	348,6	130,6
	My superior	34,0	376,8	161,5

TABLA RESUMEN Mo P12 (kN.m/m)				
FORJADO	EJE	CYPECAD	SIMPLIFICADO	DIFERENCIA
Inferior	Mx superior	56,90	80,4	+29,2%
	My superior	72,20	100,1	+27,9%
Superior	Mx superior	130,6	214,9	+39,2%
	My superior	161,5	267,4	+39,6%

Las diferencias en este segundo pilar se ven acrecentadas con respecto al P5 analizado anteriormente, pasando a un rango de valores entre el 28 - 39%. Este resultado era predecible, puesto que el P12 no cumple prácticamente ninguna de las condiciones para la aplicación del método simplificado de los pórticos virtuales.

En los dos pilares estudiados, el cálculo por el método simplificado siempre se quedaría del lado de la seguridad, a la hora de disponer el armado de los forjados.

Finalmente, para extraer alguna conclusión del conjunto de resultados obtenidos en ambos forjados bidireccionales, se recopilan los datos en una tabla resumen.

TABLA RESUMEN DIFERENCIA Mo (%)					
FORJADO	EJE	RETICULAR		LOSA	
		P5	P12	P5	P12
Inferior	Mx superior	19,1	41,2	23,2	29,2
	My superior	12,5	48,5	9,8	27,9
Superior	Mx superior	18,1	23,8	33,3	39,2
	My superior	15,4	39,7	12,9	39,6

En las dos tipologías de forjado bidireccional analizadas, se cumple lo que se había pronosticado previamente a la realización de los cálculos; el pilar 12 presenta mayores

diferencias de momentos entre ambos modelos puesto que no cumple las condiciones de aplicación del método simplificado. Este análisis advierte del peligro de utilizar modelos simplificados de cálculo para estructuras donde no es recomendado su uso, debido a las limitaciones que presentan. En este caso, no supondría un problema a la integridad estructural de la construcción, puesto que el modelo simplificado está sobredimensionando el esfuerzo.

Observando los resultados, no se puede establecer que una determinada tipología de forjado produzca, debido a sus características o peso propio, mayores diferencias de momentos para un pilar en concreto. Los resultados obtenidos son muy variables en función del eje, del forjado o del pilar estudiado.

7.6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el siguiente apartado se valoran las distintas soluciones desde tres puntos de vista distintos, con el fin de encontrar la solución más óptima para el buen funcionamiento de la estructura. En primer lugar, se comentan las características técnicas requeridas para cada solución desde el punto de vista constructivo. En segundo lugar se estudia la repercusión económica del coste por m². Y en tercer y último lugar se comenta el comportamiento estructural a través de la distribución de esfuerzos, ya tratado en apartados anteriores.

7.6.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Cada solución constructiva conlleva una serie de materiales, elementos, comportamientos o procedimientos distintos, que se deben considerar a la hora de escoger entre una u otra.

Los forjados unidireccionales (viguetas pretensadas y placas alveolares) requieren de grandes cantos de vigas, unos 80 cm aproximadamente, para soportar los esfuerzos de cálculo considerados. Estas dimensiones suponen un incremento de la cota de excavación y, por tanto, un aumento del volumen de material de excavación y de las horas de trabajo necesarias de la maquinaria, con respecto a soluciones de menor canto, lo que supondría un sobre coste para la obra.

La solución constructiva con forjado de viguetas pretensadas es prácticamente irrealizable, ya que, en el mercado no existen viguetas capaces de transmitir los esfuerzos de cortante y de momento que se generan en el forjado de cubierta del aparcamiento.

La geometría irregular de la parcela donde se sitúa el aparcamiento y las luces variables entre pilares, descartan la solución mediante placas alveolares prefabricadas. Estos condicionantes requerirían de cortes en dichas placas para adaptarse a la geometría, aumentando el coste y la complejidad constructiva de la obra.

Los forjados reticulares suelen generar problemas de filtraciones de agua debido a la fisuración de la capa de compresión, por lo que su uso es preferible en forjados

intermedios que en forjados de cubierta. Su principal ventaja es el aligeramiento estructural debido al uso de casetones, y un considerable ahorro de materiales.

Del cálculo estructural mediante Cypecad se han podido obtener las cuantías de hormigón y acero por metro cuadrado de estructura, para las cuatro soluciones constructivas planteadas, así como para una solución combinada de forjado reticular y losa maciza.

CUANTÍAS MEDIAS		
TIPOLOGÍA	m ³ DE HORMIGÓN / m ²	Kg DE ACERO / m ²
Unidireccional	0,163	12,49
Placas Alveolares	0,205	9,61
Reticular	0,340	15,58
Losa	0,464	32,76
Estructura Combinada Reticular + Losa	0,431	24,6

Las losas de hormigón armado son la solución constructiva que mayor cantidad de material *in situ* utiliza, tanto de hormigón como de acero. Como punto favorable, se debe destacar que tiene mejor aislamiento térmico y acústico, mejor comportamiento frente al sismo, y requiere de menos trabajo y tiempo invertido por parte de la mano de obra, ya que el encofrado es mucho más sencillo al no tener que replantear elementos de entrevigado como casetones o bovedillas.

Las normas de seguridad en la construcción han obligado a encofrar la totalidad de la superficie a construir, y no solo el ancho estricto de la viga que se hormigona *in situ* y, por otro lado, porque, a igualdad de conocimiento técnico de un operario de la construcción, es mucho más sencillo construir una losa o un forjado reticular que un forjado de vigas, en el que la densidad de la armadura y la complejidad de las uniones con los pilares es mucho mayor.

De esta última reflexión, se puede deducir que, los forjados bidireccionales, aun teniendo un mayor consumo de materiales; su facilidad de puesta en obra y, por tanto, su rapidez de ejecución, los hacen la solución más económica para este tipo de estructuras.

Todas la cuestiones comentadas en este punto se recogen de forma esquemática en la siguiente tabla resumen.

COMPARATIVA TÉCNICA		
TIPOLOGÍA	A FAVOR	EN CONTRA
VIGUETAS PRETENSADAS		RESISTENCIA VIGUETAS MAYOR VOLUMEN EXCAVACIÓN REPLANTEO ELEMENTOS DIFICULTAD CONSTRUCTIVA
PLACAS ALVEOLARES	RAPIDEZ EJECUCIÓN	NECESIDAD CORTE PLACAS MAYOR VOLUMEN EXCAVACIÓN DIFICULTAD CONSTRUCTIVA
FORJADO RETICULAR	MENOR COMPLEJIDAD ARMADO ALIGERAMIENTO ESTRUCTURA	SISTEMA IMPERMEABILIZACIÓN REPLANTEO ELEMENTOS
LOSA MACIZA	MENOR COMPLEJIDAD ARMADO MEJOR FRENTE A SISMO REPLANTEO ELEMENTOS	MAYOR CONSUMO MATERIAL

7.6.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

El análisis de las cuatro tipologías constructivas incluye una breve comparativa económica por metro cuadrado de forjado ejecutado. El coste se ha obtenido de dos bases de datos de precios de internet, para obtener unos mejores resultados. La primera fuente consultada ha sido “El Generador de Precios” de CYPE Ingenieros y la segunda, “La Base de Datos de la Construcción” del Instituto Valenciano de la Edificación (IVE).

COMPARATIVA ECONÓMICA (€/m ²)			
TIPOLOGÍA	GENERADOR PRECIOS	IVE	MEDIA
Unidireccional	77,40	66,70	72,05
Placas alveolares	125.46*	101,31	113,38
Reticular	73,61	68,95	71,28
Losa	98,78	80,33	89,56

* Cabe destacar que en el generador de precios no se considera la parte proporcional en m² de las vigas de apoyo de las placas alveolares, por lo que se ha obtenido el precio del m³ de viga de hormigón armado para repercutirlo sobre el m² de forjado de placas.

La siguiente valoración se ha realizado con el fin de tener más elementos de juicio para la elección estructural, aunque no será un factor muy a tener en cuenta para este trabajo, ya que priman otras características que se analizan más en profundidad, como la viabilidad técnica de la solución constructiva o la distribución de esfuerzos en la estructura.

7.6.3. JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURAL

En apartados previos de este séptimo capítulo del anejo han quedado reflejados los órdenes de magnitud de los momentos de cálculo para cada una de las 4 tipologías analizadas.

Las soluciones constructivas correspondientes a forjados unidireccionales (viguetas pretensadas y placas alveolares) no distribuyen los esfuerzos de forma eficiente, para este tipo de construcciones que soportan grandes cargas. El reparto de cargas en una sola dirección obliga a la construcción de vigas de gran sección fuertemente armadas, de gran complejidad constructiva.

En cambio, los forjados bidireccionales son capaces de transmitir los esfuerzos en dos direcciones, evitando el exceso de carga en una zona determinada, por lo que la ejecución de los forjados es más sencilla al repartirse la armadura de una forma más equitativa por la superficie del forjado.

Por tanto, es obvio que, desde el punto de vista estructural, las soluciones de forjado bidireccional se adaptan mejor a las características de grandes luces y fuertes sobrecargas que presenta la tipología estructural de aparcamiento subterráneo.

Un punto a tener en cuenta dentro de los forjados bidireccionales es el mayor peso propio de la losa maciza frente al forjado reticular, que cuenta con los aligeramientos de los casetones de poliestireno. Estos aligeramientos evitan la presencia de hormigón en las zonas donde no contribuye a soportar los esfuerzos generados, con el consiguiente ahorro de material.

7.6.4. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA

Una vez analizados los aspectos técnicos, económicos y estructurales de las cuatro soluciones constructivas, se contempla la posibilidad de combinar dos tipologías distintas con el fin de realizar una estructura más eficiente.

Y de este modo se puede llegar a la conclusión de la conveniencia de realizar una estructura con forjado superior de losa de hormigón armado y forjado inferior de tipo reticular. Este tipo de estructura queda justificado en los siguientes epígrafes.

1. El funcionamiento bidireccional de los forjados tipo losa, o reticular, distribuyen los esfuerzos por la estructura de una forma más eficiente, evitando la sobrecarga de los pórticos.
2. La disposición de armaduras de forma más equitativa por la superficie del forjado, facilita la construcción del mismo.
3. Ahorro en el consumo de materiales, como hormigón y acero, debido a la presencia de los casetones de EPS en el forjado reticular, que disminuirá el coste de la obra.
4. El forjado de cubierta tipo losa maciza presenta menores problemas de fisuración, hecho que dificulta la aparición de humedades por filtración de agua.

El mayor inconveniente generado en esta solución constructiva es, la dificultad técnica que conlleva para los operarios el ejecutar dos tipologías distintas de forjado en una misma estructura. Este hecho requerirá de un gran control de la ejecución por parte de la Dirección Facultativa de la Obra.