

Estudio de tipología estructural para edificio de bolera

Proyecto Final de Grado
Taller 16:
El Proyecto de Estructura
Tutor:
Ricardo Perelló Roso
Alumno:
Mercedes Climent Morales





1. Índice

1. Índice

2. Definición del modelo

- 2.1. Programa de necesidades
- 2.2. Condicionantes externos
- 2.3. Geometría básica del modelo

3. Estudio comparativo de los tipos estructurales aplicables

3.1. Estructura inclinada

- 3.1.1. Biarticulada
- 3.1.2. Articulada-empotrada
- 3.1.3. Biempotrada

3.2. Estructura curva (funicular)

- 3.2.1. Triarticulada
- 3.2.2. Biarticulada
- 3.2.3. Biempotrada
- 3.2.4. Biempotrada con articulación intermedia

3.3. Cercha con funicular

- 3.3.1. Biempotrada

4. Análisis y dimensionado de la estructura

- 4.1. Determinación de acciones e hipótesis de cálculo
- 4.2. Bases de cálculo
- 4.3. Análisis
- 4.4. Dimensionado

5. Documentación del Proyecto de estructura

- 5.1. Memoria
- 5.2. Planos

6. Conclusiones

7. Bibliografía



2. Definición del modelo

2.1. Programa de necesidades

La construcción de una bolera en la localidad de altura, vendría a mejorar las insuficiencias de zonas de ocio en la zona del Alto Palancia.

Así, el equipamiento que se propone sería fundamentalmente un edificio configurado para el juego de los bolos, así como el uso de cafetería, asador y terraza al aire libre.

La parcela reservada para la ubicación de la bolera está situada en la calle 25 de Marzo, número 18 de Altura, Castellón.

La parcela de forma rectangular y de una superficie aproximada de 1500 m² y de topografía relativamente horizontal.

Junto a la calidad arquitectónica y su aspecto exterior, se pretende obtener un edificio de calidad acústica, de plena accesibilidad y comodidad para los usuarios.

Los espacios mínimos que contendrá el edificio serán:

- Una sala principal indivisible
- Lavabos y aseos preparados para minusválidos
- Oficinas de gestión y servicios propios de la bolera
- Cafetería y cocina
- Terraza

Se preverá cuatro espacios, uno de ellos deberá constar de un mínimo de superficie de 500 m² para una capacidad de 10 pistas de bolos en configuración diáfana. Otros tres espacios de unos 200 m² donde encontraremos los almacenes y oficina para uso de la bolera y los lavabos. La cafetería con un pequeño almacén y la terraza.



2.2. Condicionantes externos

Parcela dispuesta en zona rural llana con algunos obstáculos aislados, situada a 391 m sobre el nivel del mar, con una aceleración sísmica básica (a_b) inferior a 0.04 g.

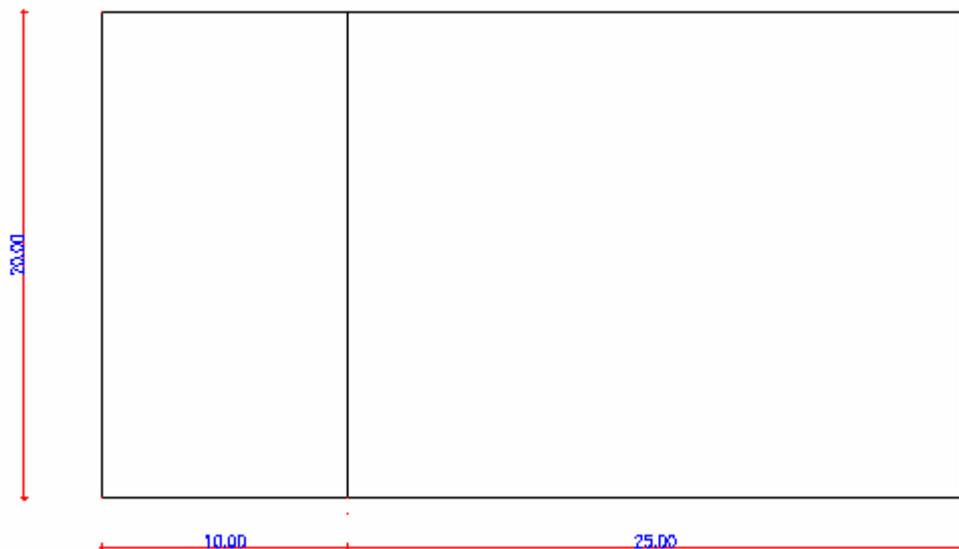
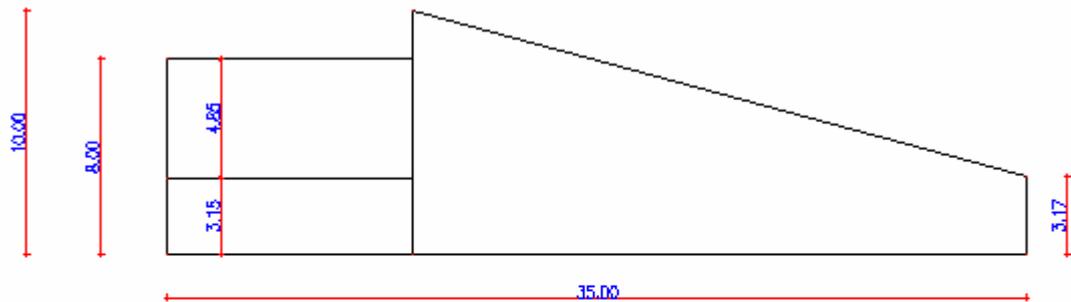
Al encontrarse la parcela en una zona rural, no está dotada de todos los servicios necesarios:

- Disponiendo de una red completa de abastecimiento de agua potable.
- Para el abastecimiento de energía eléctrica se dispone de una línea de distribución situada a pie de parcela.
- No se dispone de red general de recogida de aguas residuales .

2.3. Geometría básica del modelo

La función de nuestro edificio es por una parte una bolera, espacio de grandes dimensiones, $25 \times 20 \text{ m}^2$, que necesitamos sea diáfano para la colocación de las pistas, por otro lado la cubierta que lo cubrirá, no será transitable, por lo que solo necesitaremos un simple cerramiento superior. Para el uso de la bolera no necesitaremos una altura elevada, únicamente la visibilidad total de las pistas, por lo que no vamos a optar por una cubierta plana, si no que se inclinará hacia la zona de máquinas. Por estos motivos, nos vamos a inclinar esta parte por una estructura metálica, más ligera.

En el segundo espacio, encontramos dos alturas de $10 \times 20 \text{ m}^2$, y con una azotea transitable, en planta baja situaremos los aseos, vestuarios, almacén y oficina de las instalaciones; en primera planta, un restaurante cuya terraza estará ubicada en la azotea de este mismo; por lo que elegiremos una estructura de hormigón. Y así, aprovecharla como arriostramiento de la parte metálica.





3. Estudio comparativo de los tipos estructurales aplicables

En el estudio comparativo de los tipos estructurales nos vamos a centrar en la cubierta metálica, ya que al cubrir un espacio que necesitamos diáfano para situar las pistas de la bolera, no colocaremos pilares intermedios, por lo que va resultar la estructura más complicada e interesante de estudiar. Para ello vamos a crear en *Cype metal 3D* distintos tipos de estructura metálica y comparar su comportamiento atendiendo a los esfuerzos axiales y momentos flectores, no tendremos en cuenta los cortantes ya que no vamos a disponer cargas puntuales.

Esta estructura metálica estará apoyada en uno de sus extremos por el pórtico de hormigón.

El análisis lo haremos en función de:

- dos cargas permanentes: peso propio
sobre carga de uso
- una carga variable: sobrecarga de nieve

Donde el peso propio de la cubierta será el mismo para los diferentes casos:

Materiales de la cubierta ligera:

Chapa grecada:	5.89 kg/m ²
Barrera de vapor:	0.00023 kg/m ²
Aislamiento térmico (Lana de roca):	9.00 kg/m ²
Geotéxtil (lámina separadora):	1.30 kg/m ²
Membrana de estanqueidad Renolit:	1.80 kg/m ²
Plancha de zinc:	10 kg/m ²

Peso total: 27.99 kg/m²

De los esfuerzos obtenidos, expondré los más desfavorables para agilizar la explicación.

3.1. Estructura inclinada

En primer lugar comenzaremos por una estructura compuesta por un pórtico inclinado. Variaremos su grado de hiperestaticidad, así como la dirección del pórtico, para comprobar su influencia.

Las cargas utilizadas serán:

1. Peso propio: $27.99 \text{ kg/m}^2 = 0.02799 \text{ t/m}^2$
2. Sobrecarga de uso:
Cubierta accesible únicamente para conservación
Cubierta con inclinación inferior a 20° ($\alpha=15.28^\circ$)
 $Q_u = 1 \text{ KN/m}^2 = 0.1 \text{ t/m}^2$
3. Sobrecarga de nieve:
 $Q_n = \mu \times S_k$

$\mu \rightarrow$ coeficiente de forma de la cubierta.

Faldón limitado por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al desplazamiento de la nieve, cubierta con inclinación $\leq 30^\circ$.

$\mu = 1$

$S_k \rightarrow$ Valor característico de la carga sobre un terreno horizontal.

Según tabla E.2. Sobre carga de nieve en un terreno horizontal

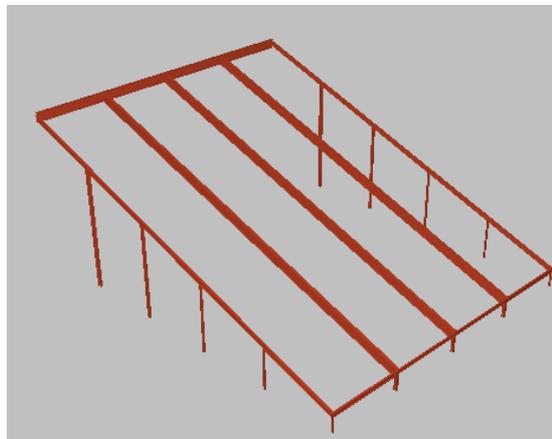
Altitud: 391m

Zona 5

$S_k = 0.4 \text{ KN/m}^2$

$Q_n = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

La forma de nuestro pórtico atendiendo a las condiciones anteriormente nombradas, uno de los extremos (el de mayor altura), apoyará sobre la estructura de hormigón armado, por lo que la vincularemos a ella, y la parte de menor altura recaerá sobre pilares también metálicos.

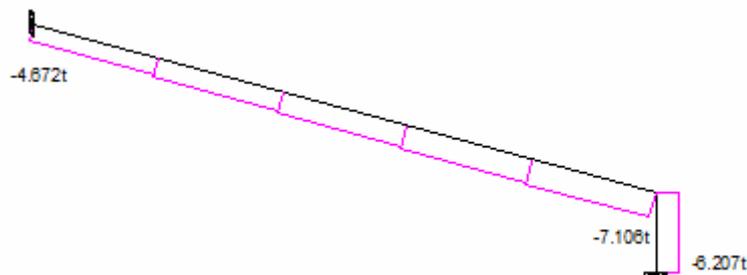


Vamos a comenzar el estudio de la estructura colocando como dirección de reparto de cargas la paralela a la pendiente del faldón.

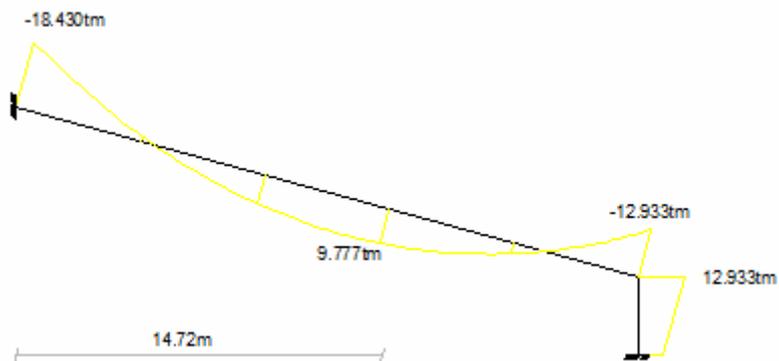


- Para un pórtico **biempotrado** obtenemos los siguientes esfuerzos:

Axiles:

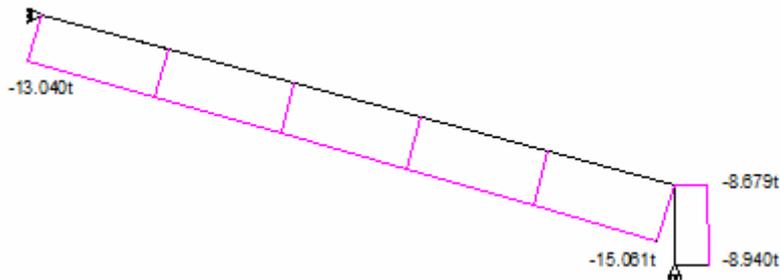


Momento flector:

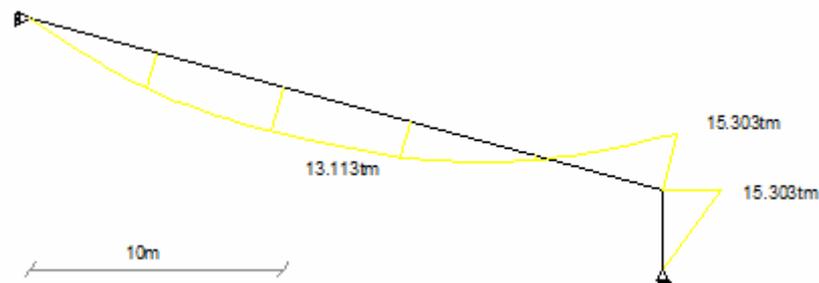


- Para un pórtico **biarticulado**

Axiles:

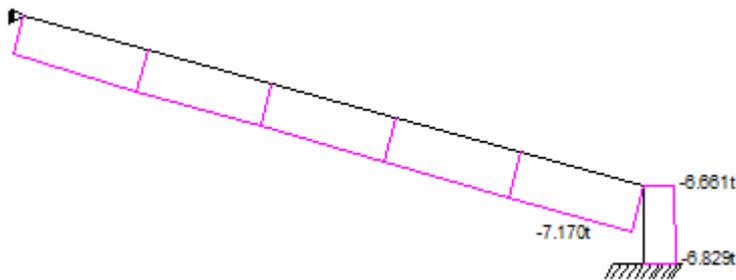


Momento flector:

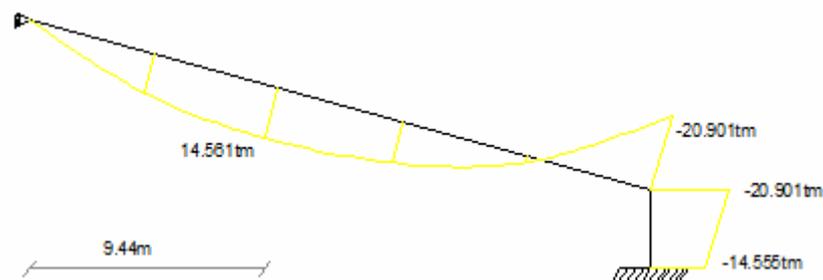


- Para un pórtico **articulado-empotrado**

Axiles:



Momento flector:



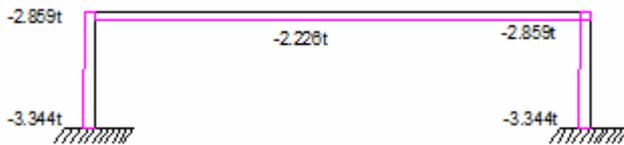
Podemos observar que la distancia a cubrir sin pilares es demasiado para un pórtico simple, por lo que esta nunca será nuestra solución. Por ello vamos a cambiar la dirección del pórtico y en lugar de pórticos longitudinales de 25m de

luz tendremos pórticos transversales de 20m de longitud, de esta manera veremos cómo cambian los resultados. Utilizaremos directamente un pórtico biempotrado ya que es el que nos dará mejores resultados para un pórtico recto..

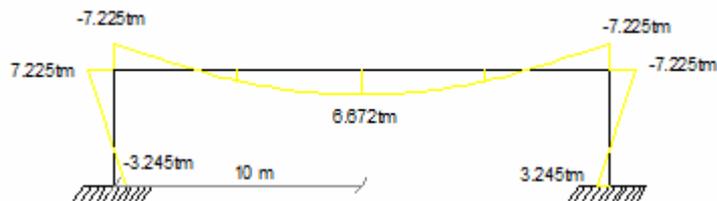


- Para un pórtico **biempotrado** obtenemos los siguientes esfuerzos:

Axiles:



Momento flector:



Solo con la colocación de un pórtico biempotrado ya comprobamos que en esta dirección ya sería viable realizar la construcción, eso sí, utilizando perfiles de grandes dimensiones en los pórticos conflictivos como son *IPE 450* y *HEB 280* para pilares.

3.2. Estructura curva

A pesar de lo expuesto anteriormente, nos gustaría comprobar si podríamos conseguir un pórtico de 25m de longitud que soportara nuestras cargas, por lo que vamos a calcular un funicular.

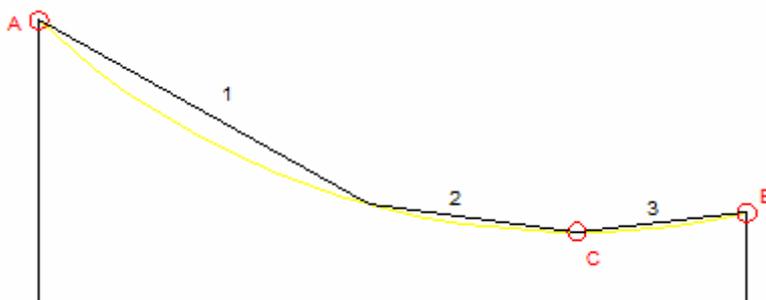
Denominaremos funicular a aquel cuerpo que teniendo una dimensión larga comparada con sus secciones transversales, solo pueden adoptar soluciones de equilibrio tales que dichas secciones transversales estén sometidas a esfuerzos de tracción. Para cada conjunto de cargas existe una forma particular (funicular), para la cual todo arco trabaja a compresión simple. Esta forma puede determinarse colgando las cargas de un cable e invirtiendo la curva resultante. Los arcos funiculares ocupan un extremo de la escala de tensiones, con ausencia de flexión. Cualquier otro elemento estructural curvado hacia abajo resiste las cargas por medio de una combinación de compresión y flexión.

Además de las cargas permanentes, las estructuras han de soportar otras cargas variables y/o móviles, por lo que sólo es posible hacer coincidir el eje del arco con el funicular de una determinada posición de la carga exterior y, por consiguiente, no se puede evitar la aparición de momentos flectores en cuanto se modifique la hipótesis de carga.

Vamos a hacer coincidir la directriz del arco con el funicular de los pesos permanentes.

Directriz óptima:

En primer lugar definiremos una directriz curva y se calcularán los pesos permanentes, al los cuales nosotros vamos a añadir la nieve, de los diversos tramos en que queda dividida.



Para toda la estructura:

Peso propio: $0.02799t/m^2$

Sobrecarga de nieve:

$Q_n = S_k \times \mu$

Altitud 391

Zona 5

$S_k = 0.4$

μ es diferente en cada zona.

Estudio de tipología estructural para edificio de bolera

Mercedes Climent Morales

Zona 1:

Sobrecarga de uso: $0.4\text{kN/m}^2 = 0.04\text{t/m}^2$

Cubierta accesible únicamente para conservación

$20^\circ < \alpha < 40^\circ$

μ = El faldón sucesivo está inclinado en el mismo sentido, el coeficiente de forma será el correspondiente a la inclinación del de abajo.

$\mu = 1.253$

$Q_n = 0.4 \times 1.253 = 0.5012\text{KN/m}^2 = 0.05012\text{t/m}^2$

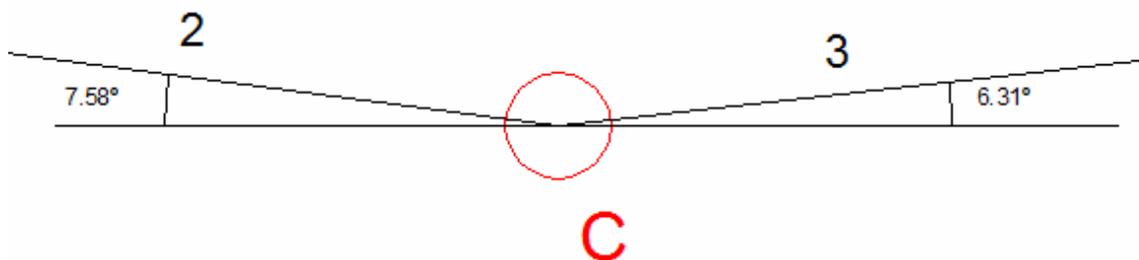
Zona 2:

Sobrecarga de uso: $1\text{kN/m}^2 = 0.1\text{t/m}^2$

Cubierta accesible únicamente para conservación

$\alpha < 20^\circ$

μ = si está inclinado en sentido contrario, y la semisuma de las inclinaciones, β , es mayor de 30° , el coeficiente de forma de ambos será de 2,0; en otro caso será $\mu = 1 + \beta/30^\circ$ en una anchura de 2m.



$\mu = 1 + \beta/30^\circ = 1 + 0.253 = 1.253$

$Q_n = 0.4 \times 1.253 = 0.5012\text{KN/m}^2 = 0.05012\text{t/m}^2$

Zona 3:

Sobrecarga de uso: $1\text{kN/m}^2 = 0.1\text{t/m}^2$

Cubierta accesible únicamente para conservación

$\alpha < 20^\circ$

$\mu = 1 + \beta/30^\circ = 1 + 0.212 = 1.121$

$Q_n = 0.4 \times 1.121 = 0.4484\text{KN/m}^2 = 0.04484\text{t/m}^2$

Cargas definitivas:

Zona 1:

Peso propio: $0.02799 \times 13.35 = 0.3737\text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.04 \times 11.65 = 0.466\text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.05012 \times 11.65 = 0.5839\text{ t/m}$

Zona 2:

Peso propio: $0.02799 \times 7.42 = 0.207 \text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.1 \times 7.35 = 0.7350 \text{ t/m}$

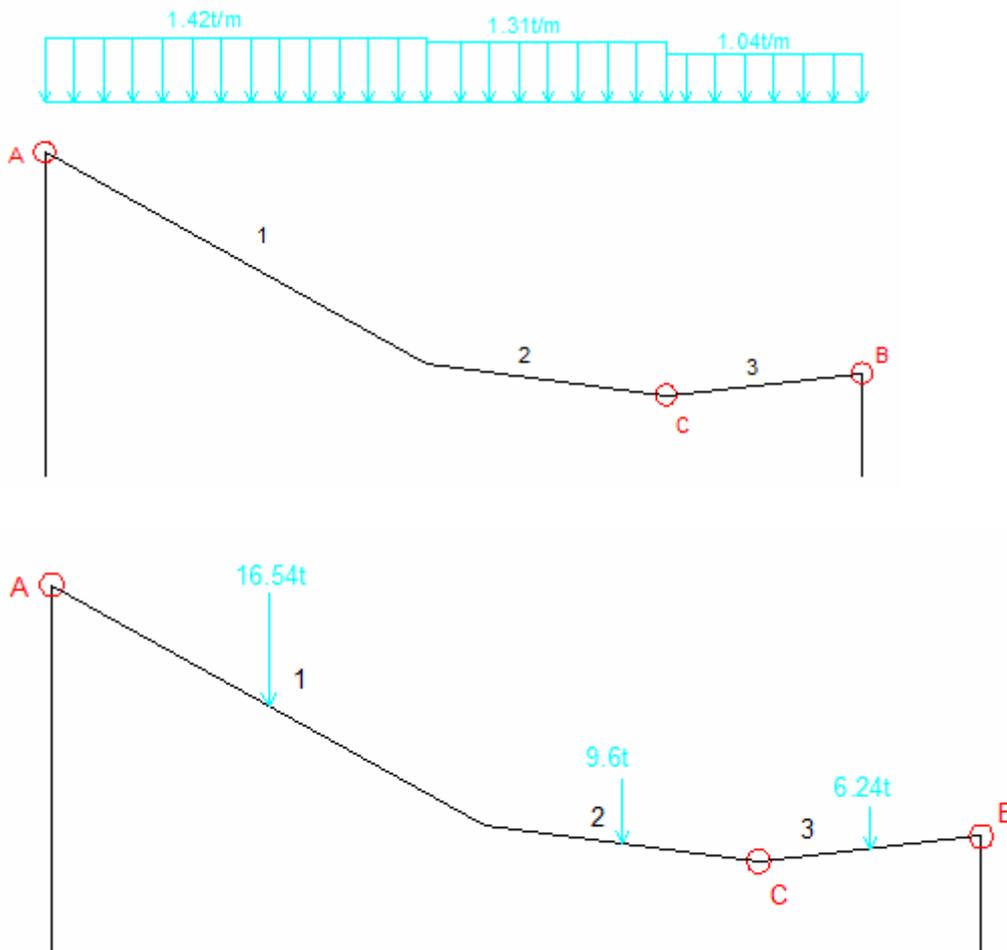
Sobrecarga de nieve: $0.05012 \times 7.35 = 0.3684 \text{ t/m}$

Zona 3:

Peso propio: $0.02799 \times 6.037 = 0.1689 \text{ t/m}$

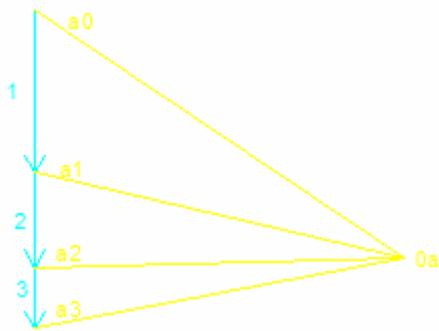
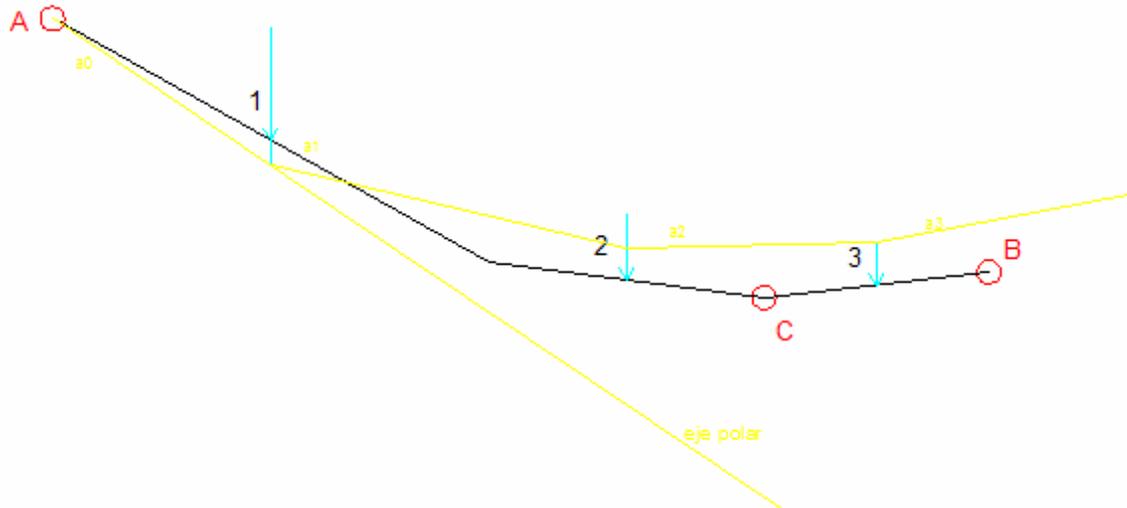
Sobrecarga uso: $0.1 \times 6.00 = 0.6000 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.04484 \times 6.00 = 0.2690 \text{ t/m}$

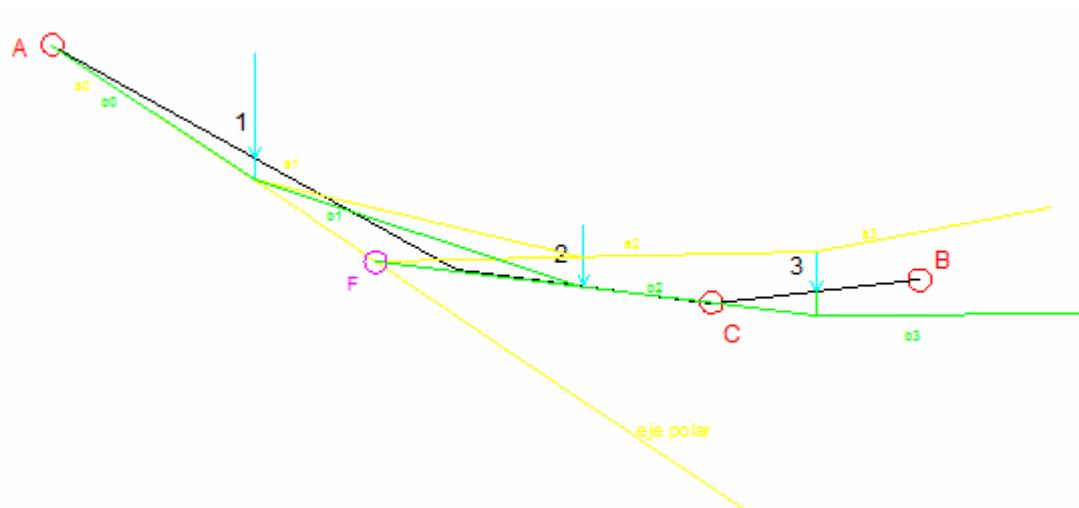


Una vez obtenidas las cargas podemos comenzar a calcular nuestro funicular:

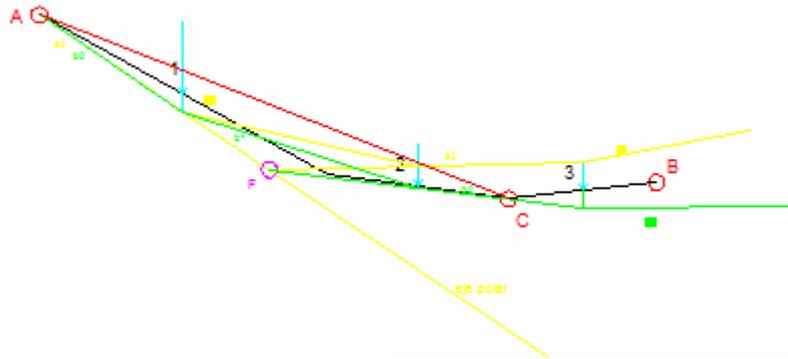
En primer lugar trazaremos un funicular cualquiera por A y consideraremos el primer lado como eje de colineación.



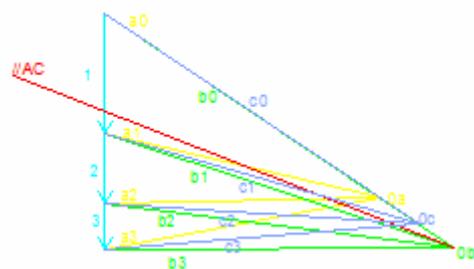
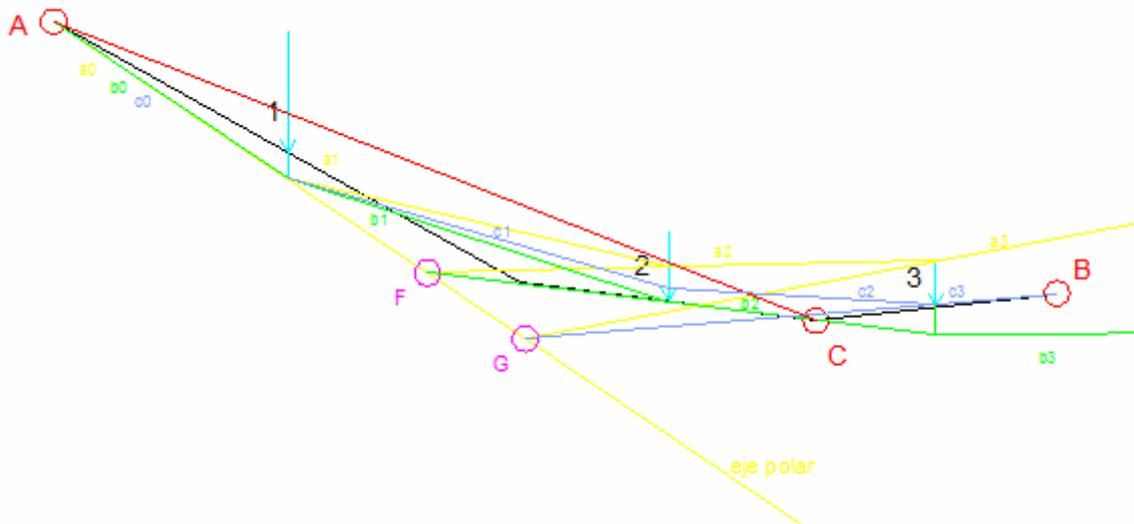
Ahora trazaremos un funicular cuyo tercer lado pase por C y corte al eje en F



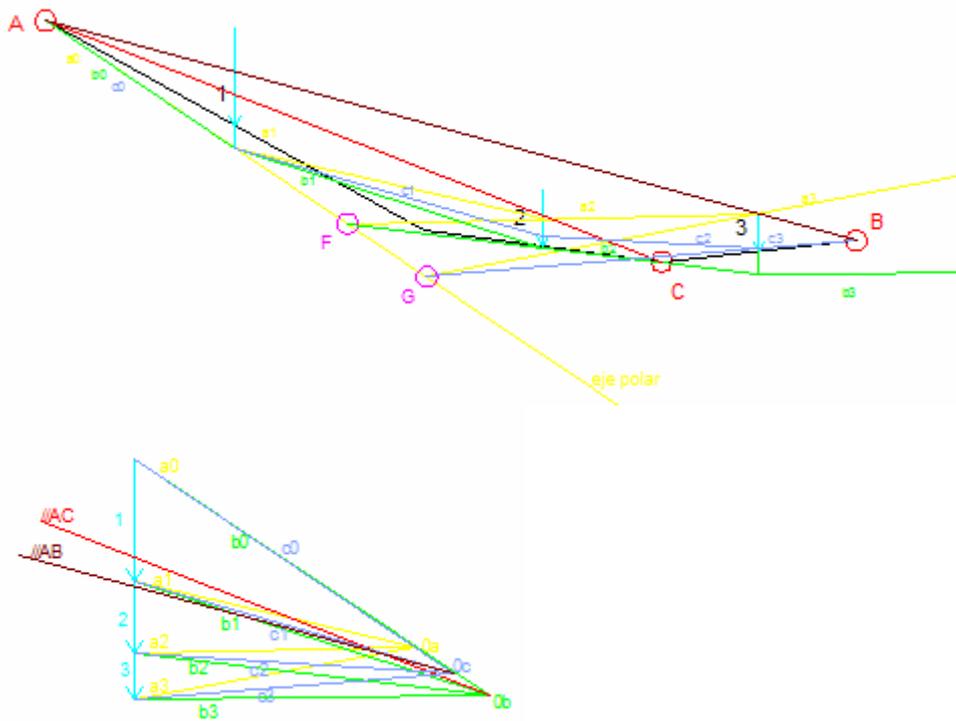
Determino el LG del polo de las funiculares que pasan por A y C.



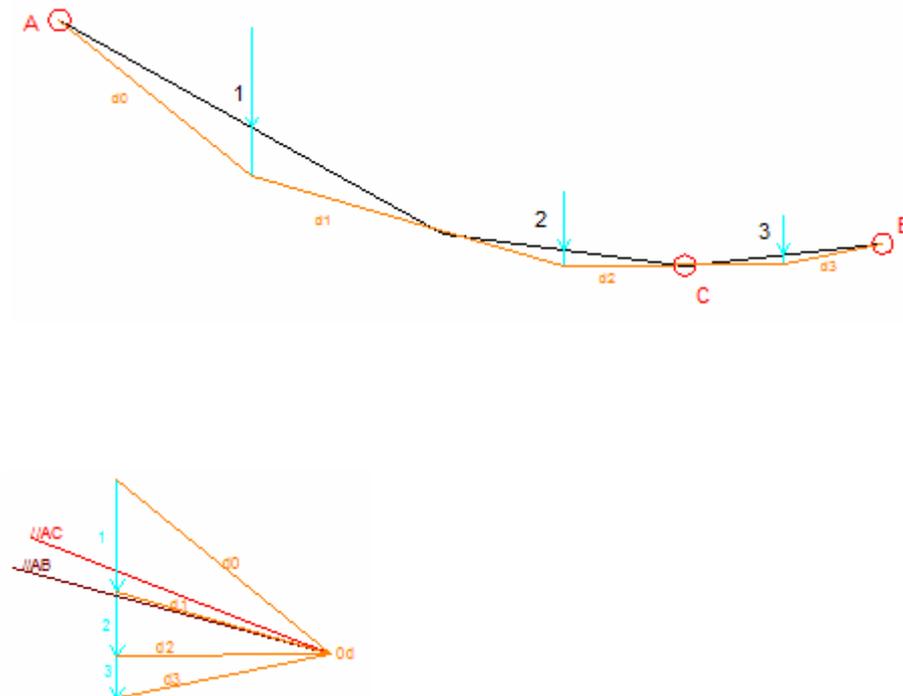
Continuaremos trazando un funicular cuyo último lado pase por B y corte al eje en G.



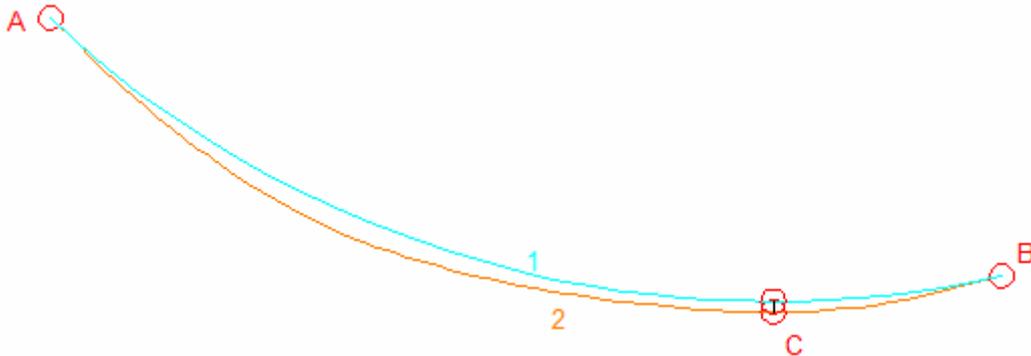
Determino el LG de los polos de las funiculares que pasan por A y B.



En la intersección ubico el polo de la funicular que pasa por A, B y C.



Obteniendo una nueva curva:



Elegiremos este funicular como nuevo eje del arco, volveremos a calcular los pesos correspondientes y el funicular que les corresponde.

Zona 1:

Peso propio: $0.02799 \times 13.41 = 0.3753 \text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.04 \times 11.51 = 0.4604 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.05012 \times 11.51 = 0.5768 \text{ t/m}$

Zona 2:

Peso propio: $0.02799 \times 7.45 = 0.2086 \text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.1 \times 7.48 = 0.748 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.04893 \times 7.48 = 0.3659 \text{ t/m}$

Zona 3:

Peso propio: $0.02799 \times 6.06 = 0.1697 \text{ t/m}$

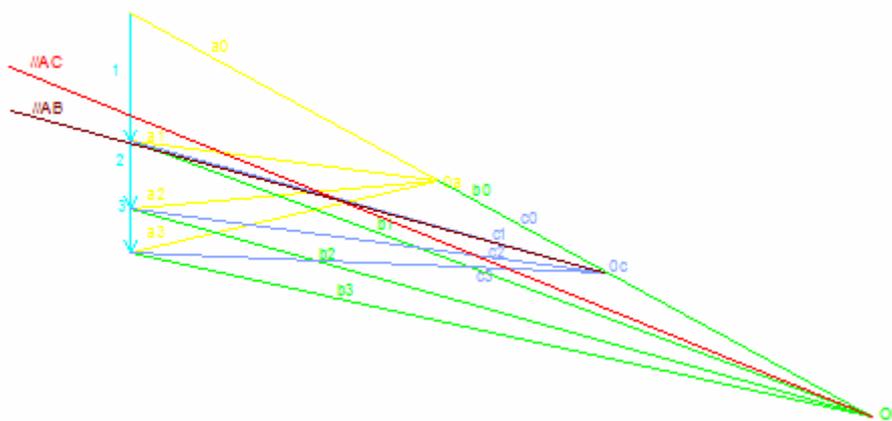
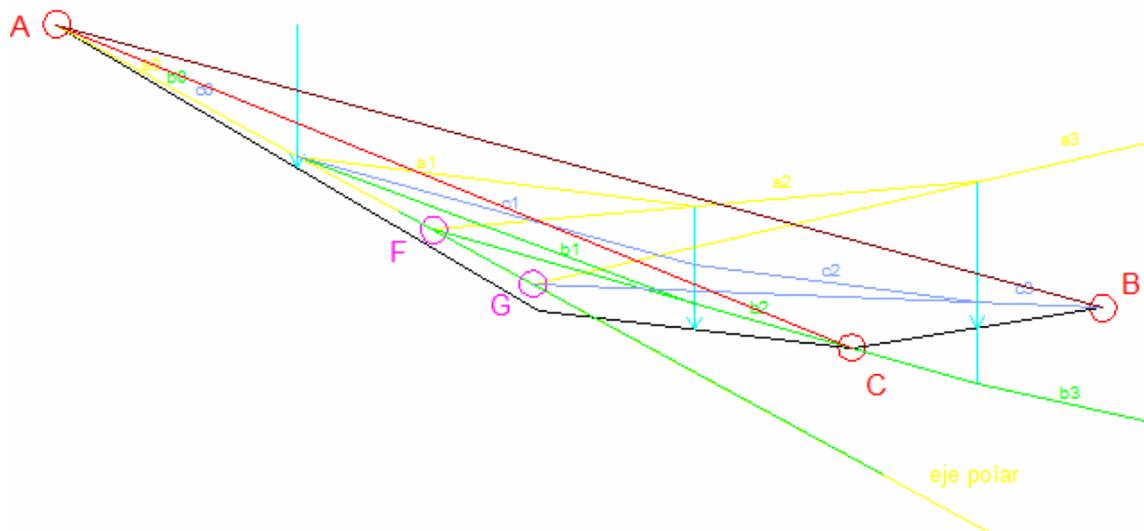
Sobrecarga uso: $0.1 \times 5.99 = 0.599 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.05208 \times 5.99 = 0.3119 \text{ t/m}$

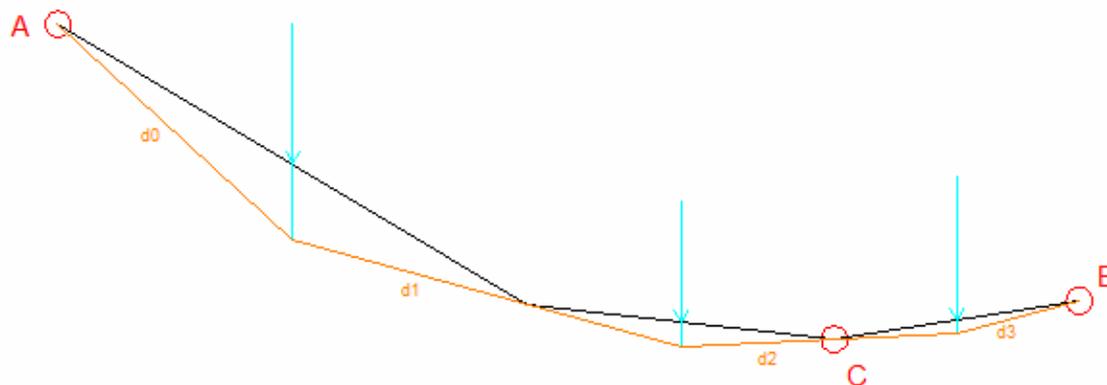
Donde obtenemos las siguientes fuerzas puntuales:

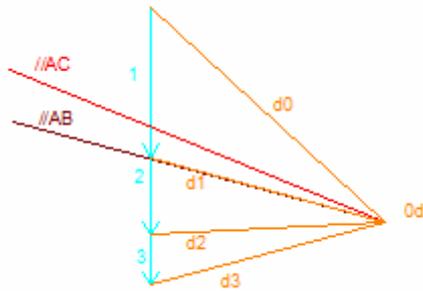


Siguiendo todos los pasos anteriormente mencionados volveremos a obtener los funiculares correspondientes a la nueva directriz,

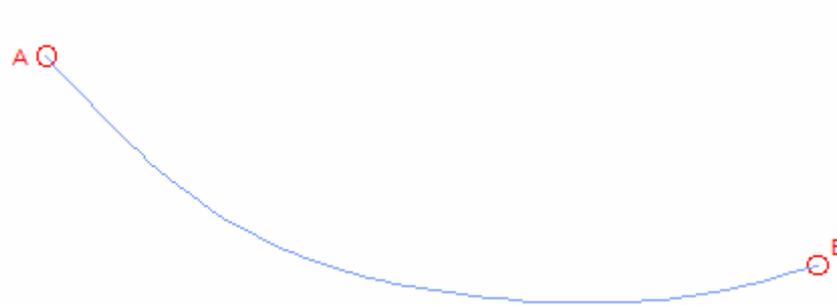


Y fijaremos el polo de la funicular que pasa por A, B y C.





Este segundo funicular será admitido como eje del arco, ya que nuevos tanteos no darían lugar a diferencias apreciables.



Obtenido el eje de nuestra cubierta curva, vamos a proceder a su estudio para la posterior comparación.

La estructura será de las mismas características que el pórtico inclinado, uno de sus extremos situados a 10m de altura, y el inferior a 3.17m, no siendo este el punto más bajo de la cubierta. Pero no nos importa, ya que para nuestra bolera en ese punto no necesitamos un gálibo determinado, con que obtengamos visibilidad para el juego es suficiente. De igual modo, variaremos su grado de hiperestaticidad, pero no la dirección del pórtico, ya que por la forma de la cubierta no podemos situar el funicular en otra dirección que no sea la longitudinal.

Las cargas utilizadas serán:

Zona 1:

Peso propio: $0.02799 \times 13.41 = 0.3753 \text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.04 \times 11.51 = 0.4604 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.05012 \times 11.51 = 0.5768 \text{ t/m}$

Zona 2:

Peso propio: $0.02799 \times 7.45 = 0.2086 \text{ t/m}$

Sobrecarga uso: $0.1 \times 7.48 = 0.748 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.04893 \times 7.48 = 0.3659 \text{ t/m}$

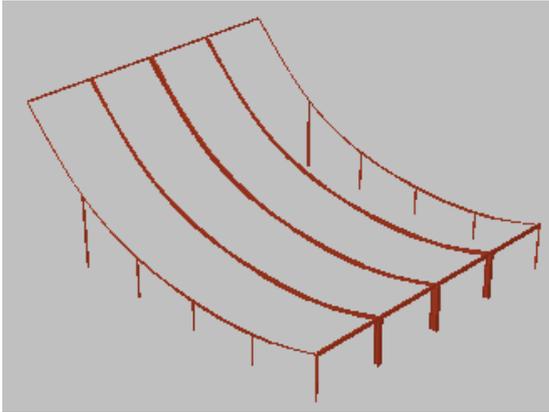
Zona 3:

Peso propio: $0.02799 \times 6.06 = 0.1697 \text{ t/m}$

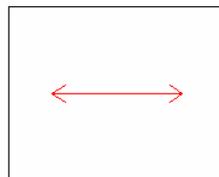
Sobrecarga uso: $0.1 \times 5.99 = 0.599 \text{ t/m}$

Sobrecarga de nieve: $0.05208 \times 5.99 = 0.3119 \text{ t/m}$

La forma de la cubierta que vamos a analizar será la siguiente:

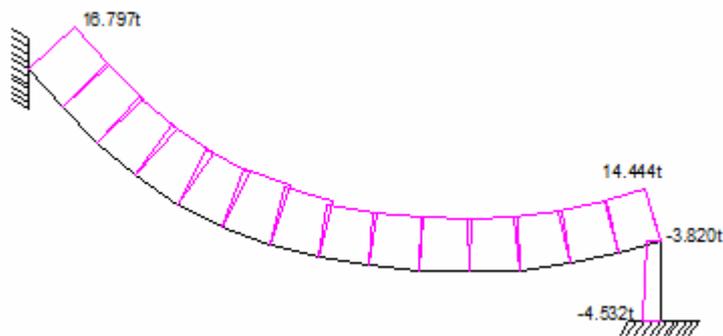


Y la dirección de las cargas, como hemos mencionado anteriormente:

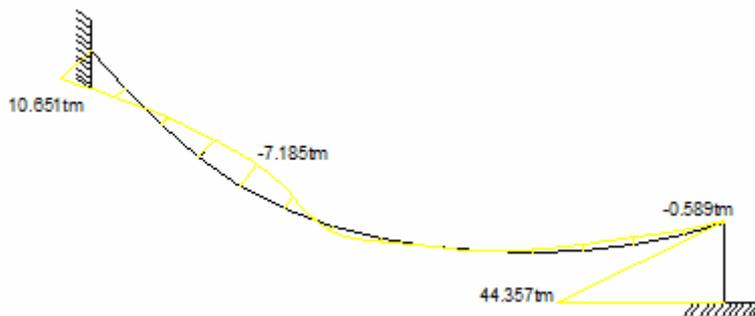


- Para un arco **biempotrado** obtenemos los siguientes esfuerzos:

Axiles:

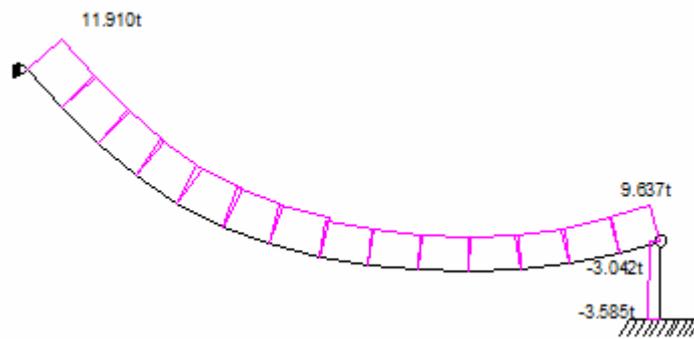


Momentos flectores:

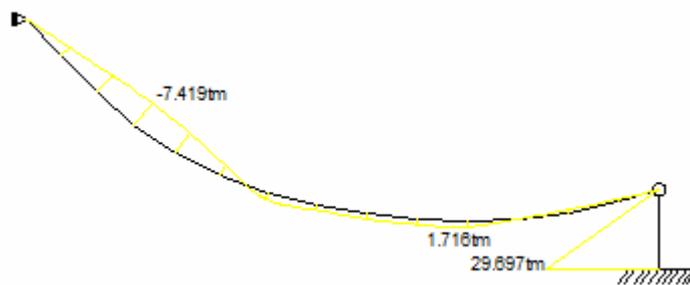


- Para un arco **biarticulado**:

Axiles:

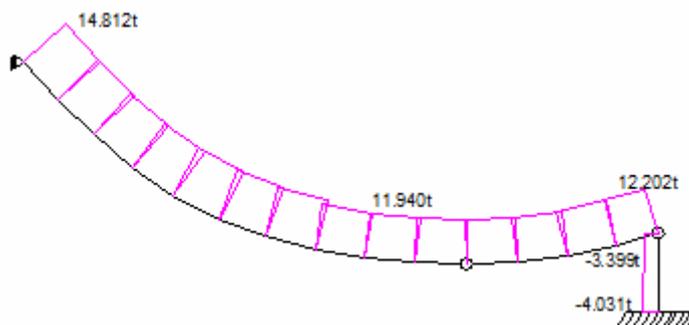


Momentos flectores:

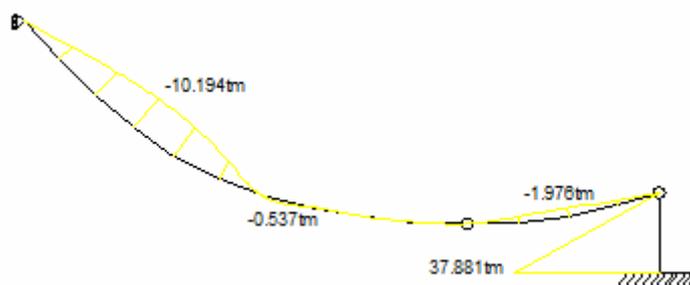


- Para un arco **triarticulado**:

Axiles:

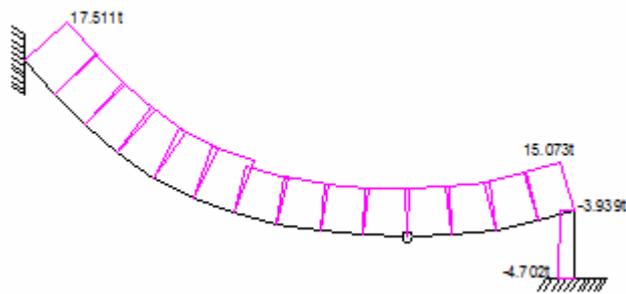


Momentos flectores:

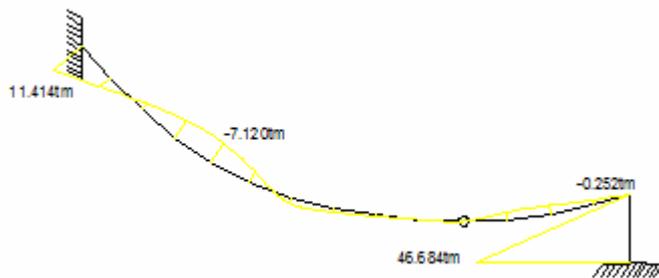


- Para un arco **con una articulación** en el punto más bajo:

Axiles:



Momentos flectores:



Con el diseño de nuestro arco hemos mejorado notablemente los resultados frente al pórtico inclinado; hemos pasado de tener un momento máximo de 18.430tm a 7.419tm en el arco biarticulado, lo que nos posibilita la viabilidad de nuestro edificio. Por el contrario han aumentado en alto grado los axiles de 7.106t a 11.910t.

A pesar de los axiles, vemos posible la construcción de nuestro arco, ya que podemos ayudarle con la colocación de tirantes que absorban estos axiles, en los extremos.

La construcción sería posible con IPE 450 y EHE 450 en su pórtico más desfavorable.

Aunque dado muy resultado nuestro arco, vamos a proceder a una última comprobación.

3.3. Cercha

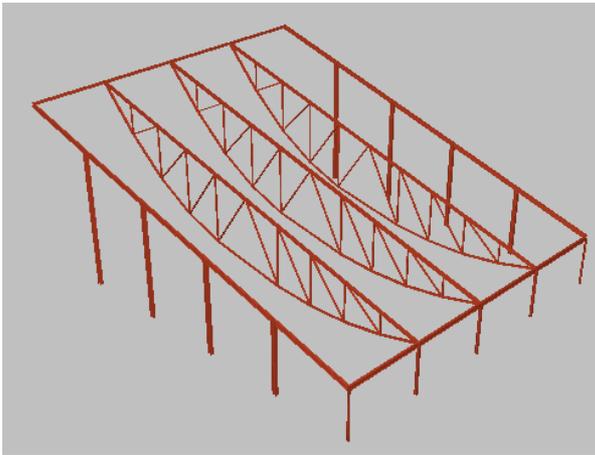
Es un elemento cuya área transversal es pequeña comparada con su longitud y está sometido a cargas netamente axiales aplicadas en sus extremos. Por su geometría y tipo de cargas actuantes soporta solamente fuerzas de tracción y de compresión.

Su comportamiento netamente axial exige que sus conexiones a otros elementos o soportes sean rotulas sin rozamiento. Sin embargo en la práctica se construyen uniones rígidas que obligan a mantener la geometría de la sección y la posición de los nudos. Esto hace que las pequeñas deformaciones de alargamiento o acortamiento de los elementos por sus tensiones axiales, no

se disipan en deformaciones de los nudos y producen entonces esfuerzos de flexión en los elementos.

Estos esfuerzos de flexión son muy pequeños comparados con sus grandes fuerzas axiales y no se tienen en cuenta en su análisis y diseño.

Para diseñar nuestra cercha vamos a aprovechar el funicular calculado anteriormente:

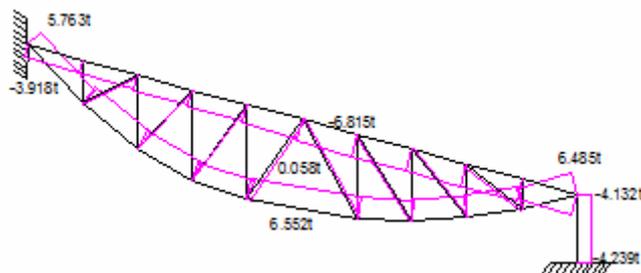


Y la dirección de las cargas, como anteriormente:

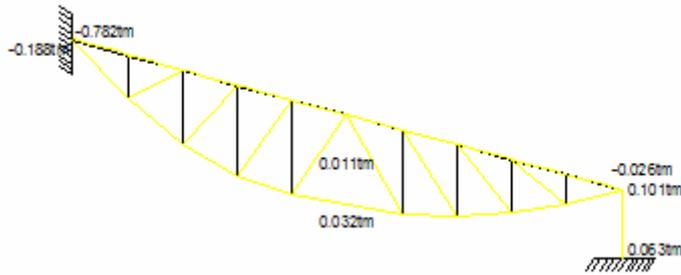


- Para una cercha **biempotrada** obtenemos los siguientes esfuerzos:

Axiles:



Momento flector:

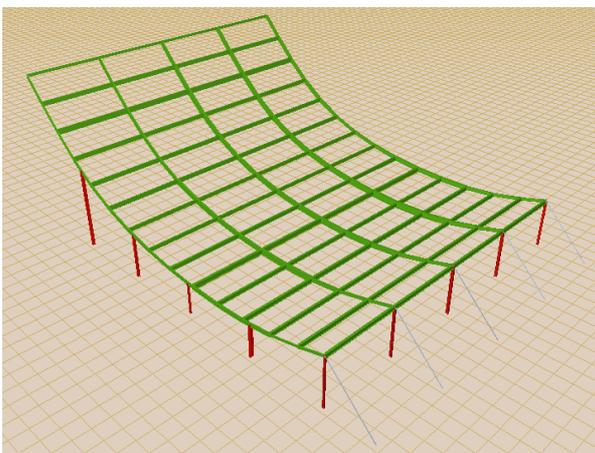


Como podemos observar ya en este caso, la cercha mejora muchísimo el comportamiento, convirtiéndolo en la mejor opción. Pero obtenemos, algún posible inconveniente:

- Mayor complejidad de construcción: mayor exigencia de precisión en la nivelación durante el montaje
- Mayor dificultad en el cálculo
- La posibilidad de aparición de tensiones adicionales en caso de producirse asentamientos diferenciales en los apoyos.
- Mayor cantidad de acero

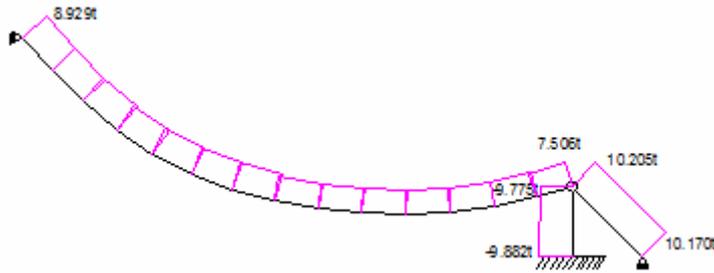
Estos inconvenientes no serían suficientes, frente a la estructura curva si la diferencia de trabajo es tan grande. Por lo que vamos a comprobar si existe alguna forma de mejorar el comportamiento del funicular sin llegar a la complejidad de la cercha.

Para ello para colocarle unos tirantes metálicos el extremo inferior, a ver que ocurre.

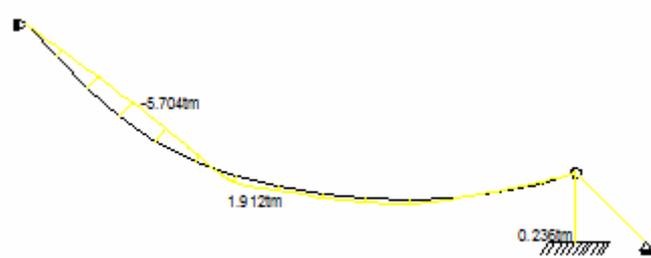


La colocación de los tirantes metálicos, va a trabajar favorablemente a la estructura, absorbiendo los axiles y mejorando notablemente el comportamiento de la estructura:

Axiles:



Momentos flectores:



Vemos que los momentos en la parte superior del funicular aun son mucho mayores que en la cercha, pero nuestra estructura es capaz de soportarlos, y al mejorarlos podemos prever que al añadir las cargas de viento pueda también soportarlas.

Vamos a dimensionar nuestra estructura con el funicular, ya que consideramos una buena solución al introducirle el tirante:

- Menor complejidad de construcción
- Menor dificultad en el cálculo
- Ahorro de acero

Sobre el uso del pórtico biempotrado al biarticulado:

- Transmiten momentos flectores semejantes a la cimentación.
- Las dimensiones de los perfiles son iguales.

Nos quedaremos con el biempotrado que trabaja un poco mejor.



4. Análisis y dimensionado de la estructura

Para el estudio y análisis de nuestro edificio vamos a dividir en primer lugar la estructura:

Primero analizaremos la estructura curva independiente en el cype metal 3D y después analizaremos la estructura de hormigón en cypecad condicionándola a la anterior.

4.1. Determinación de acciones e hipótesis de cálculo

Según el CTE determina las acciones sobre los edificios, y deberemos verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos es el DB-SE.

Acciones permanentes:

Peso propio:

Materiales de la cubierta ligera:

Chapa grecada:	5.89 kg/m ²
Barrera de vapor:	0.00023 kg/m ²
Aislamiento térmico (Lana de roca):	9.00 kg/m ²
Geotéxtil (lámina separadora):	1.30 kg/m ²
Membrana de estanqueidad Renolit:	1.80 kg/m ²
Plancha de zinc:	10 kg/m ²

Peso total: 27.99 kg/m²

Materiales de la azotea transitable:

Barrera de vapor:	0.00023 kg/m ²
Hormigón celular:	255.00 kg/m ²
Aislamiento – poliuretano:	1.40 kg/m ²
Membrana de estanqueidad- Polietileno:	3.50 kg/m ²
Mortero de cemento (nivelación):	20.00 kg/m ²
Pavimento de terrazo 30x30cm :	53.00 kg/m ²



Peso total: 332.90 kg/m²

Materiales de forjado de cafetería:

Mortero de cemento: 22.00 kg/m²
 Pavimento de terrazo 30x30cm: 67.00 kg/m²
 Tabiquería: 100 kg/m²

Acciones variables:

Sobrecarga de uso:

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⁾ ⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.
⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.
⁽³⁾ Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de q_k se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.
⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.
⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².
⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.
⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Azotea transitable:

Q_{ua}= 3.00 kN/m²

Forjado cafetería:

Q_{uf}= 3.00 kN/m²

Cubierta curva:

$$Q_{uc1} = 0.4 \times \cos 36^\circ = 0.32 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{uc2} = 1 \times \cos 8^\circ = 0.9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{uc3} = 1 \times \cos 9^\circ = 0.99 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga de nieve:

En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1.000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m².

Azotea transitable:

$$Q_n = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

En cubiertas inclinadas:

$$Q_n = \mu \times s_k$$

μ = Coeficiente de la cubierta

s_k = Valor característico de la carga de nieve sobre un terrenos horizontal

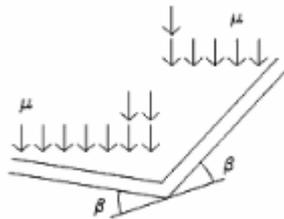
Altitud 391

Zona 5

$$s_k = 0.4$$

Coeficiente de forma:

Si el faldón está inclinado en sentido contrario, y la semisuma de las inclinaciones, β , es mayor de 30°, el coeficiente de forma de ambos será de 2,0; en otro caso será $\mu = 1 + \beta/30^\circ$ en una anchura de 2m.

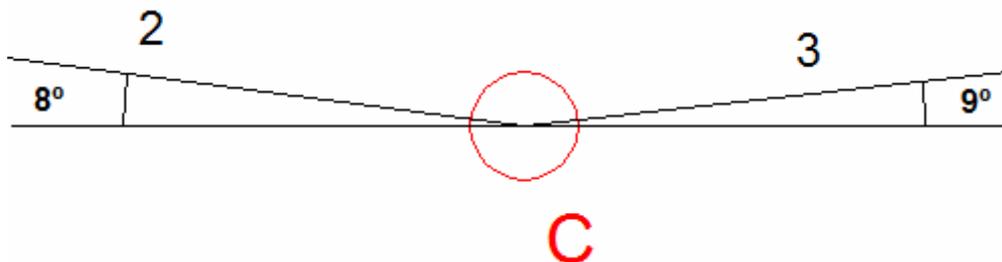


μ_1 = El faldón sucesivo está inclinado en el mismo sentido, el coeficiente de forma será el correspondiente a la inclinación del de abajo.

$$\mu = 1.253$$

$$Q_{n1} = 0.4 \times 1.266 = 0.5064 \text{ kN/m}^2$$

μ_{2y3} = si está inclinado en sentido contrario, y la semisuma de las inclinaciones, β , es mayor de 30°, el coeficiente de forma de ambos será de 2,0; en otro caso será $\mu = 1 + \beta/30^\circ$ en una anchura de 2m.



$$\mu = 1 + \beta/30^\circ = 1 + 0.266 = 1.266$$

$$Q_{n2} = 0.4 \times 1.266 = 0.5012 \text{KN/m}^2 = 0.05012 \text{t/m}^2$$

$$\mu = 1 + \beta/30^0 = 1 + 0.3 = 1.3$$

$$Q_{n3} = 0.4 \times 1.3 = 0.52 \text{ KN/m}^2$$

Sobrecarga de viento:

$$Q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

q_b : Presión dinámica del viento

c_e : Coeficiente de exposición

c_p : Coeficiente eólico o de presión

- Coeficiente de exposición:

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

- Presión dinámica del viento:

$$q_b = 0.5 \times \delta \times v_b^2$$

δ : Densidad del aire

v_b : Velocidad del viento



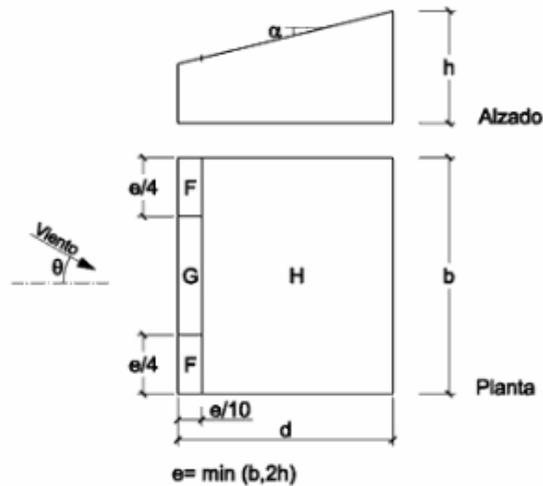
$$\delta : 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_b : 26 \text{ m/s}$$

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 26^2 = 422.5 \text{ N/m}^2 = 0.422 \text{ KN/ m}^2$$

- **Coficiente de presión:**

Cubierta inclinada:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	≤ 1	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8
	≤ 1	0,8	0,8	0,8

Zona F:

$$2 \times 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.9) \times 2.3 = -0.87 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{ei} = 0.422 \times (0.2) \times 2.3 = 0.19 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.87 + 0.19 = -0.68 \text{ KN/ m}^2$$

Zona G:



$$10 \times 2 = 20 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.8) \times 2.3 = -0.78 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{ei} = 0.422 \times (0.2) \times 2.3 = 0.19 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.78 + 0.19 = -0.59 \text{ KN/ m}^2$$

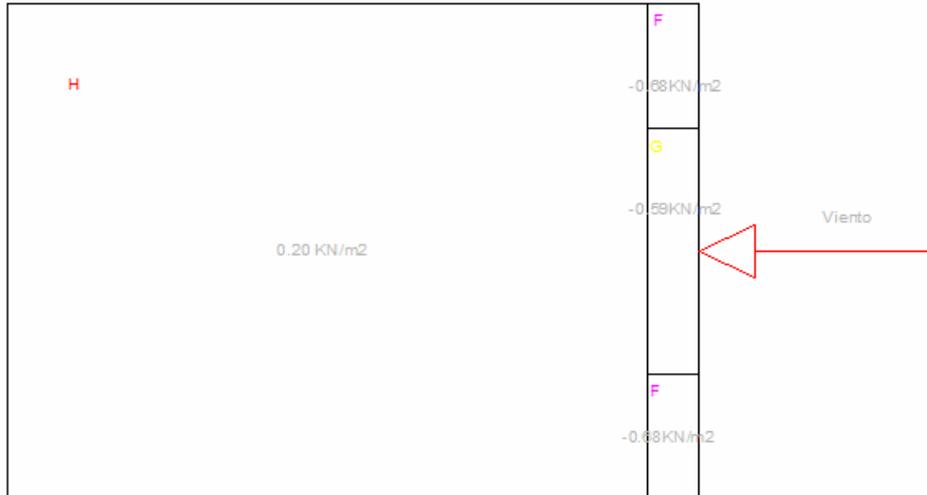
Zona H:

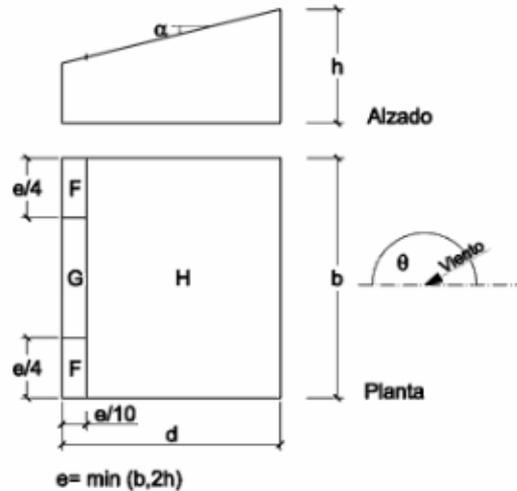
$$25.7 \times 20 = 514 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.2) \times 2.3 = -0.19 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{ei} = 0.422 \times (0.4) \times 2.3 = 0.39 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.19 + 0.39 = 0.20 \text{ KN/ m}^2$$





Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-2,3	-1,3	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2
15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9
	≤ 1	-2,8	-2,0	-1,2
30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,3	-1,5	-0,8
45°	≥ 10	-0,6	-0,5	-0,7
	≤ 1	-1,3	-0,5	-0,7
60°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,5
	≤ 1	-1,0	-0,5	-0,5
75°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,5
	≤ 1	-1,0	-0,5	-0,5

Zona F:

$$2 \times 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-2.5) \times 2.3 = -2.43 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -2.43 \text{ KN/ m}^2$$

Zona G:

$$10 \times 2 = 20 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-1.3) \times 2.3 = -1.26 \text{ KN/ m}^2$$

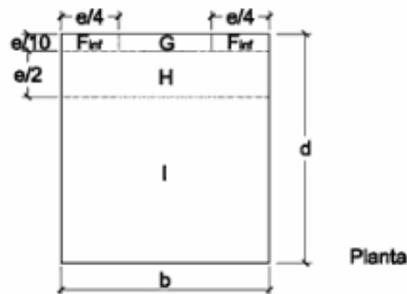
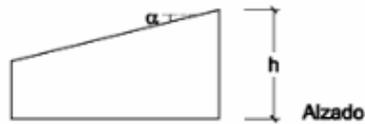
$$Q_e = -1.26 \text{ KN/ m}^2$$

Zona H:

$$25.7 \times 20 = 514 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.8) \times 2.3 = -0.78 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.78 \text{ KN/ m}^2$$



$$e = \min(b, 2h)$$

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$				
		F _{inf}	F _{sup}	G	H	I
5°	≥ 10	-2,1	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,4	-2,6	-2,0	-1,2	-0,5
15°	≥ 10	-1,6	-2,4	-1,9	-0,8	-0,7
	≤ 1	-2,4	2,9	-2,5	-1,2	-1,2
30°	≥ 10	-1,3	-2,1	-1,5	-1,0	-0,8
	≤ 1	-2,0	-2,9	-2,0	-1,3	-1,2
45°	≥ 10	-1,3	-1,5	-1,4	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,4	-2,0	-1,3	-1,2
60°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,7
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
75°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-0,5

Zona F_{sup}:

Estudio de tipología estructural para edificio de bolera
Mercedes Climent Morales



$$6.9 \times 2.77 = 19.11 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$
$$Q_{ee} = 0.422 \times (-2.1) \times 2.3 = -2.04 \text{ KN/ m}^2$$
$$Q_e = -2.04 \text{ KN/ m}^2$$

Zona F_{inf}:

$$6.9 \times 2.77 = 19.11 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$
$$Q_{ee} = 0.422 \times (-1.6) \times 2.3 = -1.55 \text{ KN/ m}^2$$
$$Q_e = -1.55 \text{ KN/ m}^2$$

Zona G:

$$13.85 \times 2.77 = 38.36 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$
$$Q_{ee} = 0.422 \times (-2.00) \times 2.3 = -1.94 \text{ KN/ m}^2$$
$$Q_e = -1.94 \text{ KN/ m}^2$$

Zona H:

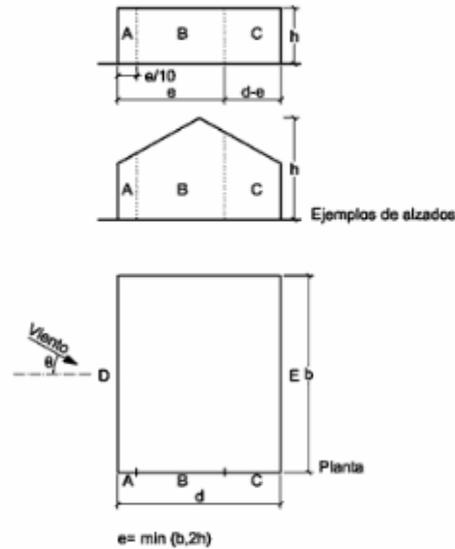
$$11.08 \times 27.7 = 307.19 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$
$$Q_{ee} = 0.422 \times (-1.0) \times 2.3 = -0.97 \text{ KN/ m}^2$$
$$Q_e = -0.97 \text{ KN/ m}^2$$

Zona I:

$$13.85 \times 20 = 277 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$
$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.8) \times 2.3 = -0.78 \text{ KN/ m}^2$$
$$Q_e = -0.78 \text{ KN/ m}^2$$



F_{sup} -2.04 KN/m ²	G -1.94KN/m ²	F_{inf} -1.55 KN/m ²
H -0.97 KN/m ²		
I -0.78 KN/m ²		



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Fachada 1:

$$20 \times 10 = 200 \text{ m}^2$$

Zona A:

$$2 \times 10 = 20 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$10/20 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0,422 \times (-1,2) \times 2,5 = -1,27 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -1,27 \text{ KN/ m}^2$$

Zona B:

$$18 \times 10 = 180 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$18/20 = 0,9 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0,422 \times (-0,8) \times 2,5 = -0,84 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0,84 \text{ KN/ m}^2$$

Zona D:

$$Q_{ee} = 0,422 \times (0,8) \times 2,5 = 0,84 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = 0,84 \text{ KN/ m}^2$$

Zona E :

$$Q_{ee} = 0,422 \times (-0,7) \times 2,5 = -0,74 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0,74 \text{ KN/ m}^2$$



Fachada 2:

$$20 \times 3.17 = 63.4 \text{ m}^2$$

Zona A:

$$0.634 \times 3.17 = 2.01 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$0.63/3.17 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-1.3) \times 1.6 = -0.88 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.88 \text{ KN/ m}^2$$

Zona B:

$$5.71 \times 3.17 = 18.10 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$3.17/5.71 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.8) \times 1.6 = -0.54 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.54 \text{ KN/ m}^2$$

Zona C:

$$13.66 \times 3.17 = 43.30 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$3.17/13.66 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.5) \times 1.6 = -0.34 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.34 \text{ KN/ m}^2$$

Zona D:

$$Q_{ee} = 0.422 \times (0.8) \times 1.6 = 0.54 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = 0.54 \text{ KN/ m}^2$$

Zona E :

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.7) \times 1.6 = -0.47 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.47 \text{ KN/ m}^2$$

Fachada 3 y 4:

Zona A:

$$2 \times 10 = 20 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$10/35 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-1.2) \times 2.5 = -1.27 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -1.27 \text{ KN/ m}^2$$

Zona B:

$$18 \times 10 = 180 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$10/18 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.8) \times 2.5 = -0.84 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.84 \text{ KN/ m}^2$$

Zona C:

$$15 \times 10 = 150 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$10/15 = 0.66 \text{ m}^2$$

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.5) \times 2.5 = -0.53 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.53 \text{ KN/ m}^2$$

Zona D:

$$Q_{ee} = 0.422 \times (0.8) \times 2.5 = 0.84 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = 0.84 \text{ KN/ m}^2$$

Zona E :

$$Q_{ee} = 0.422 \times (-0.3) \times 2.5 = -0.32 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_e = -0.32 \text{ KN/ m}^2$$

- Succiones:

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

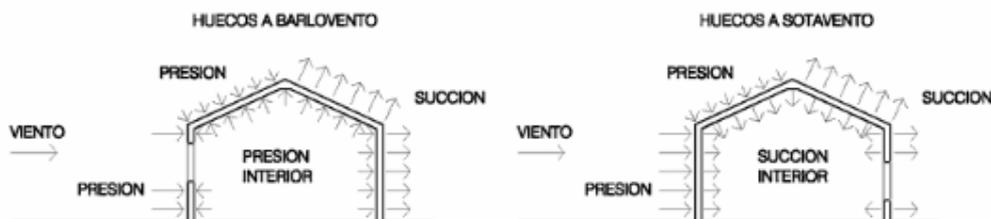


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

% de huecos totales del edificio: 9.26

Fachada 1:

H= 10 m

D= 20 m

h/d = 0.5 m

% de huecos: 5.7

A_s/A_t

$$5.7/9.26 = 0.6$$

NO HAY SUCCIÓN

Fachada 2 y 3:

H= 10 m

D= 25 m

h/d = 0.4



% de huecos: 1.09

A_s/A_t

$$1.09/9.26 = 0.12$$

$$C_{pi} = 0.7$$

$$Q_b = 0.7 \times 0.422 \times 2.5 = 0.74 \text{ KN/m}^2$$

Fachada 4 :

H= 3.17 m

D= 20 m

h/d= 0.16

% de huecos: 2.46

A_s/A_t

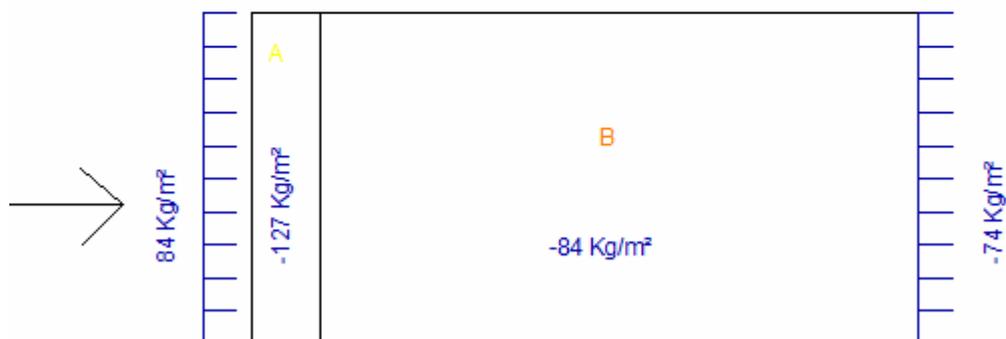
$$2.46/9.26 = 0.27$$

$$C_{pi} = 0.6$$

$$Q_b = 0.6 \times 0.422 \times 1.6 = 0.41 \text{ KN/m}^2$$

Fachadas:

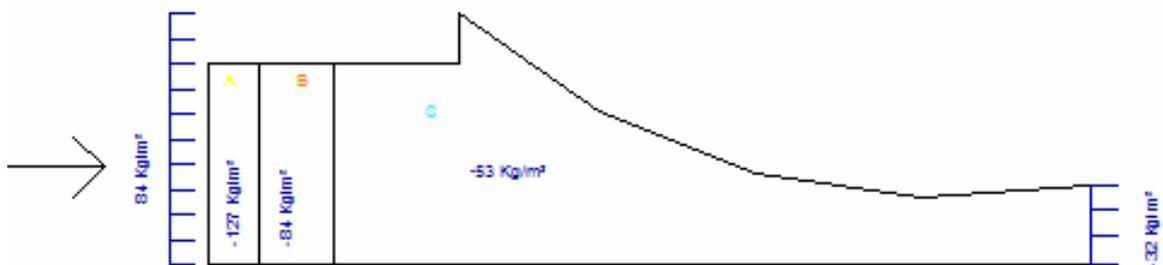
F1:



F2:



F3 y 4:



4.2. Bases de cálculo

Acero :

Tensión de límite elástico: $f_y=275 \text{ N/mm}^2$
 Tensión de rotura: $f_u= 410 \text{ N/mm}^2$
 Modulo de elasticidad: $E= 210\,000 \text{ N/mm}^2$
 Modulo de rigidez: $G= 81\,000 \text{ N/mm}^2$
 Coeficiente de Poisson: $\nu= 0.3$
 Coeficiente de dilatación térmica: 1.2×10^{-5}
 Densidad: $\rho= 7\,850 \text{ Kg/m}^3$

Tornillos tuercas y arandelas:

Clase 6.8

Tensión de límite elástico: $f_y= 480 \text{ N/mm}^2$

Tensión de rotura: $f_u= 600 \text{ N/mm}^2$

Material de aportación:

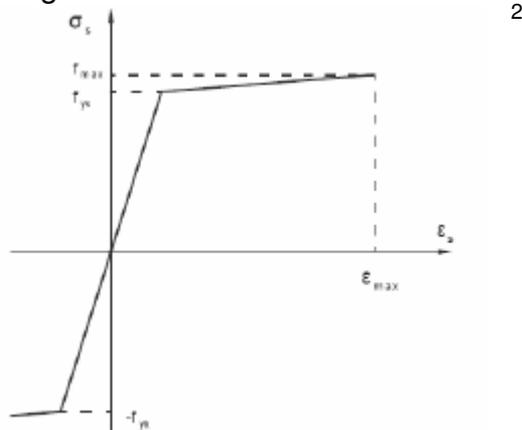
Características mecánicas superiores a las del material base.

Ajustadas a la norma UNE-EN ISO 14555:1999

Hormigón armado:

Acero de las armaduras:

Diagrama de tensión - deformación:



Límite de fatiga:

Tipo de Armaduras	Límite de fatiga $\Delta\sigma_D$ [N/mm^2]	
	Adherencia directa	Adherencia dentro de vainas de acero
Barras	150	—

Mallas electrosoldadas	100	—
------------------------	-----	---

Tipo de acero: B500S

Límite elástico: $f_y \geq 500 \text{ N/mm}^2$

Carga unitaria de rotura $f_s \geq 550 \text{ N/mm}^2$

Alargamiento de rotura $\epsilon_{u,s} \geq 12\%$

Alargamiento total bajo carga máxima ϵ_{\max} :

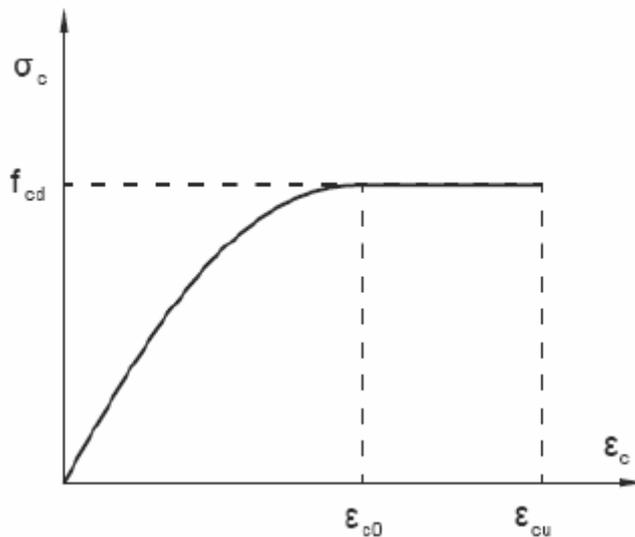
- Acero suministrado en barra ≥ 5.0
- Acero suministrado en rollo ≥ 7.5

Relación $f_s / f_y \geq 1.05$

Coefficiente parcial de seguridad para Estados Límite Últimos: $\gamma_s = 1.15$

Hormigón:

Diagrama de tensión - deformación:



Resistencia característica específica: 25 N/mm^2

Deformación de rotura a compresión: $\epsilon_{c0} = 0.002$

Valor de deformación última: $\epsilon_{cu} = 0.0035$

Coefficiente de Poisson : 0.2

Coefficiente de dilatación térmica: 10^{-5}

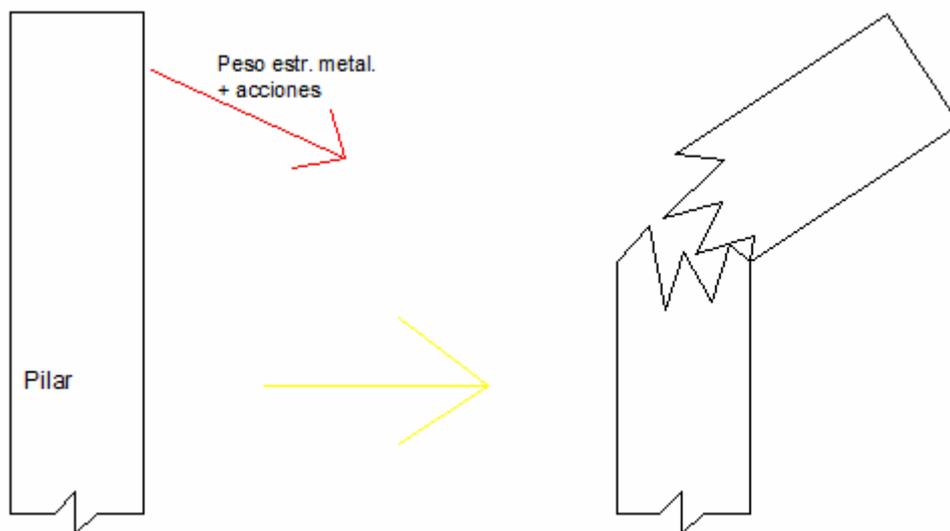
Coefficiente parcial de seguridad para Estado Límite Últimos: $\gamma_c = 1.5$

4.3. Ánalisis

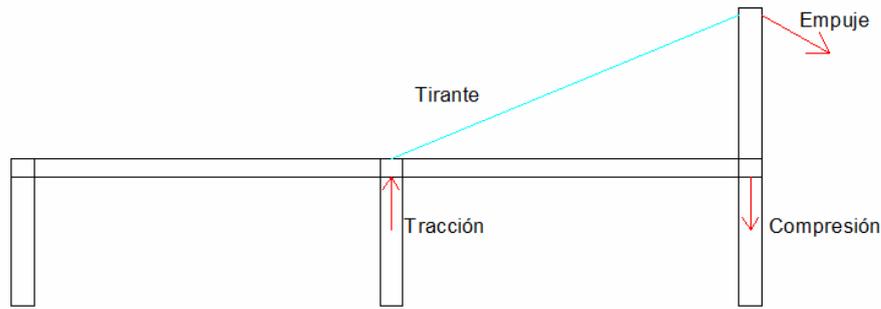
Para poder analizar correctamente nuestra estructura, vamos a crear la situación que más se parezca a la realidad, anclando la estructura diáfana a una adyacente de hormigón en metal 3D y posteriormente crear la estructura de hormigón en cypecad sometiéndola a las cargas que le provocará la metálica.

En este análisis vamos a someter a la estructura a las cargas definitivas de peso propio, sobrecarga de uso, sobrecarga de nieve y viento. Como el viento nos va a provocar unas cargas dependiendo desde que dirección sople, deberemos analizar cada una de ellas.

Antes de nada, deberemos pensar que la estructura metálica va a ejercer unos momentos muy importantes en el punto donde se ancla a la de hormigón, teniendo en cuenta que van a ser pilares ya que vamos a dejar un mirador con fijos, para que se pueda observar desde la terraza el interior de la bolera. Por lo deberemos de solucionar esto.

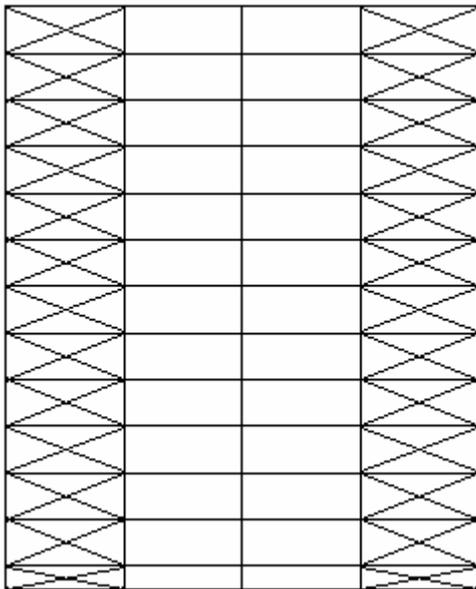


Para ello, vamos a colocar un tirante metálico desde la cabeza de pilar hasta el pilar intermedio, para que recoja los axiles producidos por la viga metálica y más tarde cuando entremos en la estructura de hormigón, veremos cómo tenemos que plantearla para que toda ella ayude a soportar esta tracción que se va a producir en la cabeza de los pilares.



Cuando el viento sopla a la cubierta las solicitaciones son absorbidas por pórticos separados 25 metros, por lo que estos pórticos no son suficientemente rígidos para absorber dichas solicitaciones. Por lo que es necesario crear unas estructuras auxiliares que transmitan las acciones al pórtico y a su vez éste a los cimientos. Dichas estructuras auxiliares se denominan arriostrados.

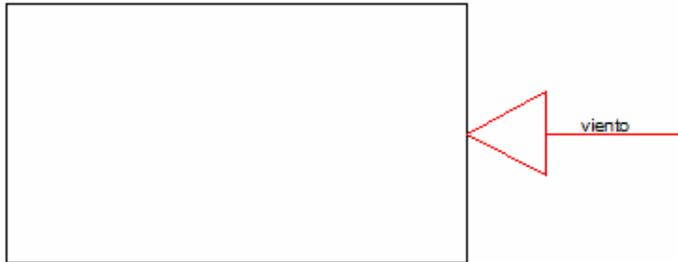
El arriostramiento de la cubierta está formado por un entramado de triangulaciones en Cruz de San Andrés situado en el plano de la cubierta formado por tirantes articulados entre sí y que son los encargados de transmitir los empujes del viento que incide sobre los entramados frontales, hacia los entramados laterales como se indica en la imagen siguiente.



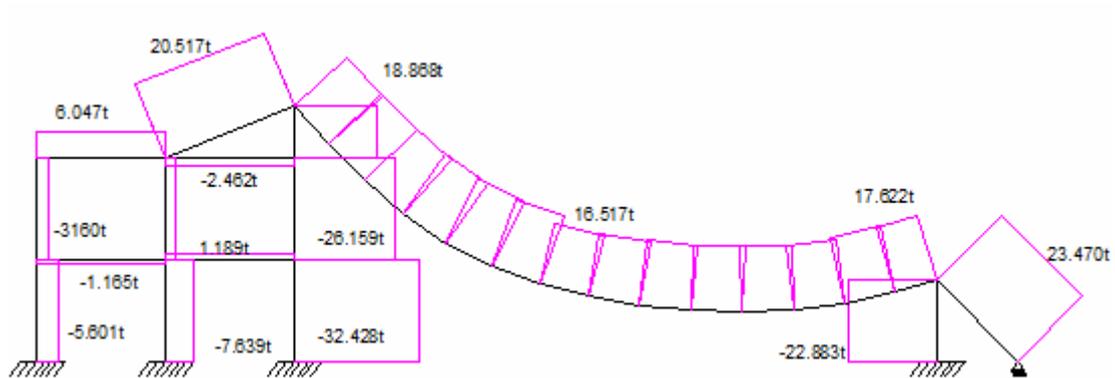
Al igual que con los arriostrados de cubierta colocaremos, arriostrado de fachada alternados.

Una vez definido esto, metal 3D ya nos va a dejar analizar la estructura metálica. Por lo que vamos a comenzar con ella. Igual que anteriormente

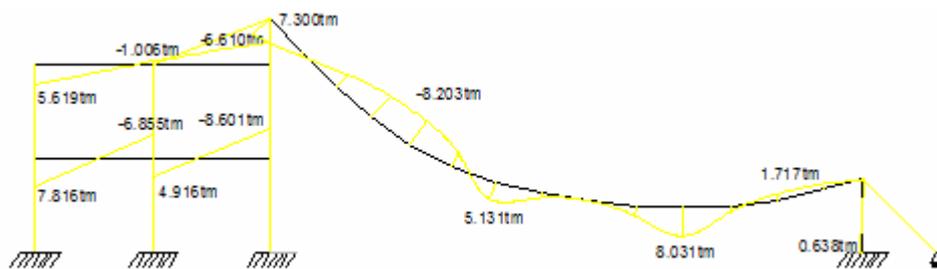
mostraremos los pórticos más problemáticos. Los esfuerzos que veremos ahora serán los producidos por envolventes. En primer lugar vamos a ver los esfuerzos resultantes de la hipótesis de viento procedente del este de nuestro edificio.



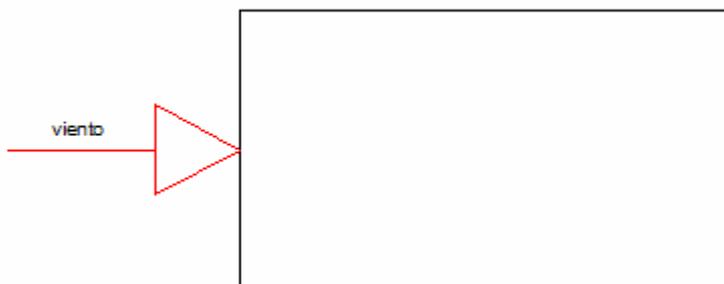
Axiles:



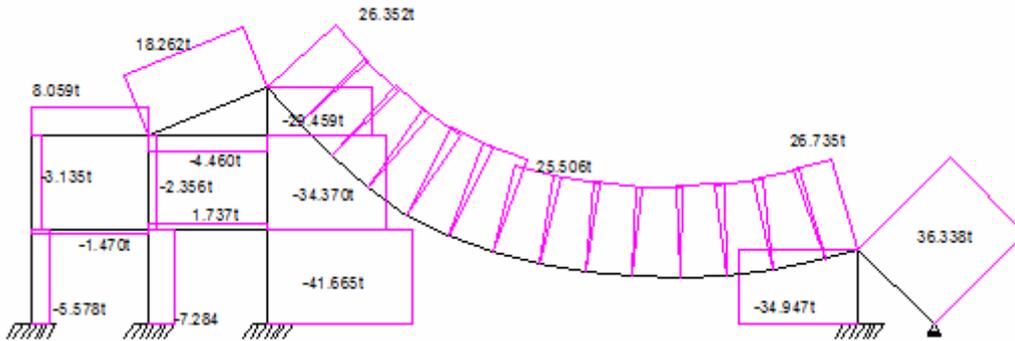
Momentos flectores:



Continuaremos con la hipótesis donde el viento viene por el oeste de nuestro edificio.



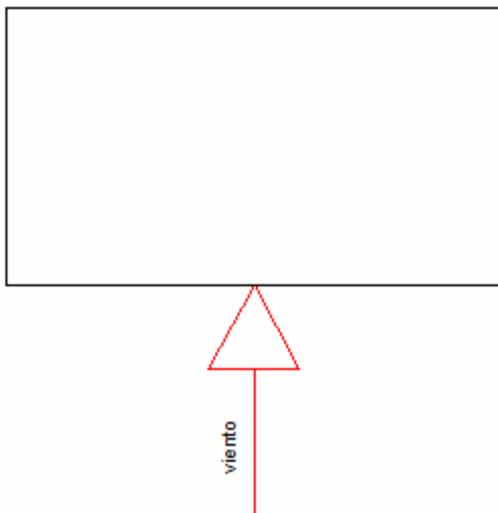
Axiles:



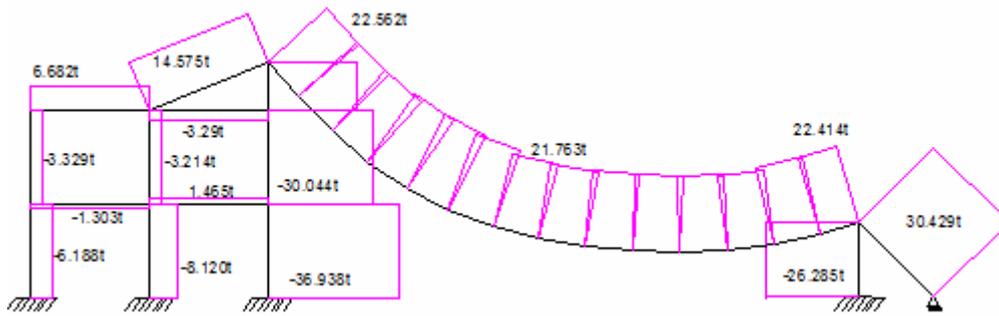
Momentos flectores:



Y por último que la dirección del viento sea frontal:



Axiles:



Momentos flectores:



Una vez analizada la parte metálica nos queda comprobar que la estructura de hormigón será capaz de soportar los esfuerzos a los que ésta le somete, además de los suyos propios.

Debemos de tener en cuenta que deberemos dimensionar los pilares y disponer el acero necesario para resistir las tracciones a las que están sometidos y no se produzcan fisuras por tracción.

Las fisuras producidas por la acción de esfuerzos de tracción presentan superficies perpendiculares a la dirección del esfuerzo. Son fisuras poco frecuentes en el hormigón armado ya que lo impiden las armaduras. Sin embargo, cuando las deformaciones de las barras sobrepasan un determinado valor, pueden aparecer coincidentes, en general, con el lugar donde están colocados los estribos. Son fisuras que aparecen de forma súbita y atraviesan la sección.

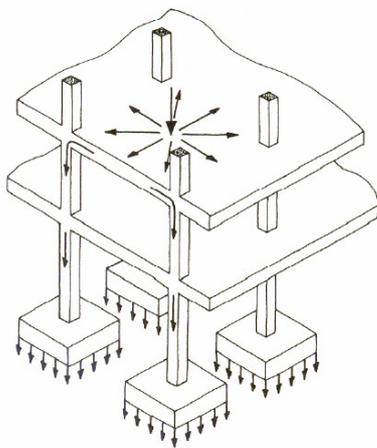


El forjado deberá:

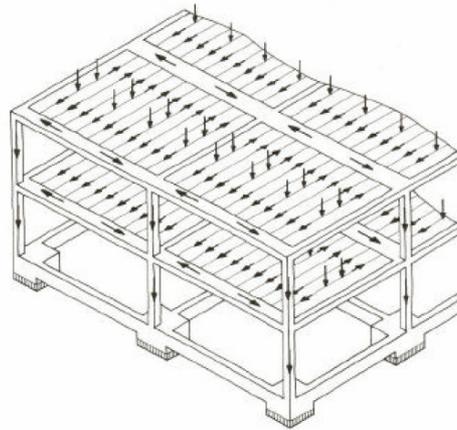
- Resistir las cargas correspondientes a su uso, con sus correspondientes coeficientes de seguridad.

- No tener deformaciones ni vibraciones excesivas.
- Transmitir las cargas verticales a través de los pilares hasta la cimentación y el terreno.
- Actuar como pantalla ante las actuaciones horizontales.
- Contribuir a la reducción de pandeo de los pilares aportando rigidez horizontal.
- Contribuir a la reducción de la torsión de las vigas.

Los forjados, vigas y pilares transmitirán las cargas verticales a la cimentación. Como opciones de forjado tenemos los unidireccionales que según su organización resistente, sólo son capaces de transmitir las cargas a los apoyos según una única dirección. Mientras que los forjado bidireccionales poseen sus elementos resistentes en ambas direcciones .



Bidireccional

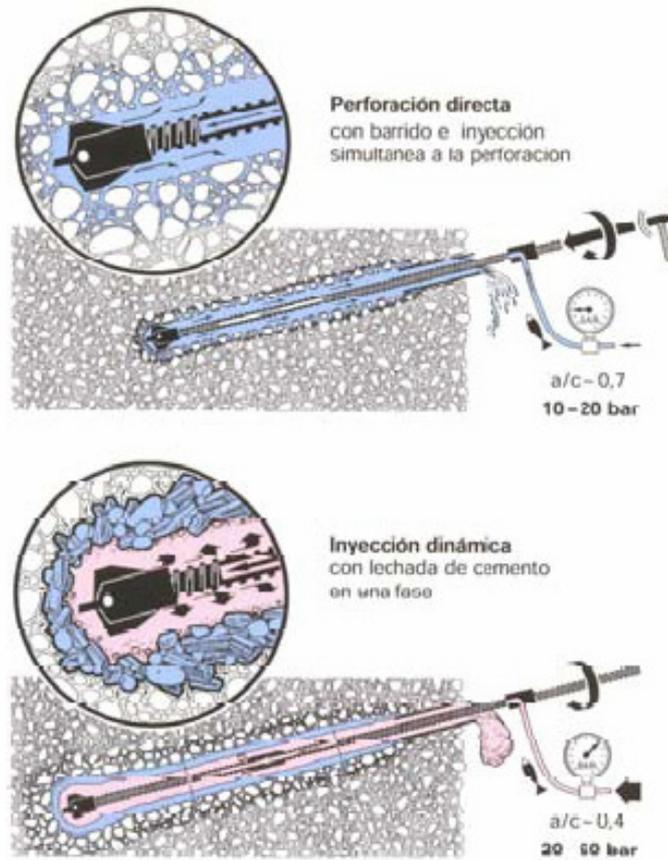


Unidireccional

Por ello vamos a elegir como tipología de forjado, losa maciza. La losa maciza permite absorber mayores irregularidades en la planta estructural, ya que debido a su mayor hiperestaticidad las cargas consiguen encontrar caminos relativamente sencillos hasta los pilares. Permite por tanto, diseños en planta que el resto de tipologías no soportan adecuadamente.

Otro factor a tener en cuenta, va a ser nuestra cimentación la cual va a recoger todas las cargas del edificio, por ello deberá quedar bien anclada al terreno. Primero comprobaremos si podemos utilizar una cimentación superficial y si no es así probaremos a anclarla con micropilotes al terreno.

Para la resolver la cimentación del arriostramiento de la zona inferior vamos a utilizar micropilotes, pilote inyectado a presión de pequeño tamaño, ya que es una opción muy buena para resistir fuerzas a tracción puras como es este caso.



Ahora vamos a introducir todo lo expuesto anteriormente en cypecad y comprobaremos resultados, lo cuales comentaremos en el siguiente apartado de dimensionado.



4.1. Dimensionado

Después de haber elegido las características de la estructura de nuestro edificio, vamos a dimensionarlo. Hemos obtenido, un dimensionado mediante Cypecad y metal 3D, pero debemos de realizar comprobaciones que los mismo programas no realizan, así como el cálculo de los tirantes o la cimentación de los mismos.

Vamos a comenzar la estructura por los cimientos, en primer lugar calcularemos la cimentación de los tirantes y posteriormente comprobaremos si están bien dimensionadas algunas de las zapatas.

CIMENTACIÓN

Para el cálculo de los micropilotes debemos contemplar lo establecido en la Guía de micropilotes del Ministerio de Fomento. Y para ello nos iremos hasta el apartado 3.4. *Comprobación frente al arranque*, que nos dice que:

$$R_{td} \geq N_{t,Ed}$$

$R_{t,d}$ → Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de arranque (esfuerzo axil de tracción)

$N_{t,Ed}$ → Esfuerzo áxil de cálculo (tracción), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La resistencia al cálculo frente al modo de fallo de arranque R_{td} , en micropilotes sometidos a esfuerzos axiles de tracción, se obtiene como suma de la resistencia por fuste frente a esfuerzos de tracción y la componente del peso propio del micropilote en la dirección de su eje:

$$R_{t,d} = R_{ft,d} + (W_e / Fw_e)$$

W_e → Componente del peso propio del micropilote en la dirección de su eje.

$$W_e = 25 \text{ KN /m}^3$$

Fw_e → Coeficiente de minorización. Salvo justificación expresa en contra, deberá adoptarse un valor de: 1,2.

$R_{ft,d}$ → Resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos de tracción:

$$R_{ft,d} = A_L \times r_{ft,d}$$

$r_{ft,d}$ → Rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos a tracción.

A_L → Área lateral del micropilote. Debe determinarse a partir del valor del diámetro nominal.

Donde:

$$r_{ft,d} = \eta \times r_{ft,d}$$

η → Coeficiente que se tiene en cuenta la alternancia de cargas sobre el micropilote:

Micropilotes sometidos únicamente a esfuerzos a tracción: 0,75.

$r_{ft,d}$ → Rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos de compresión.

Lo sacaremos apartir del apartado 3.3.2.4. *Correlaciones empíricas*:

$$r_{ft,d} = r_{f,lim} / F_r$$

$r_{f,lim}$ → Rozamiento unitario limite por fuste. A partir de la figura 3.3.

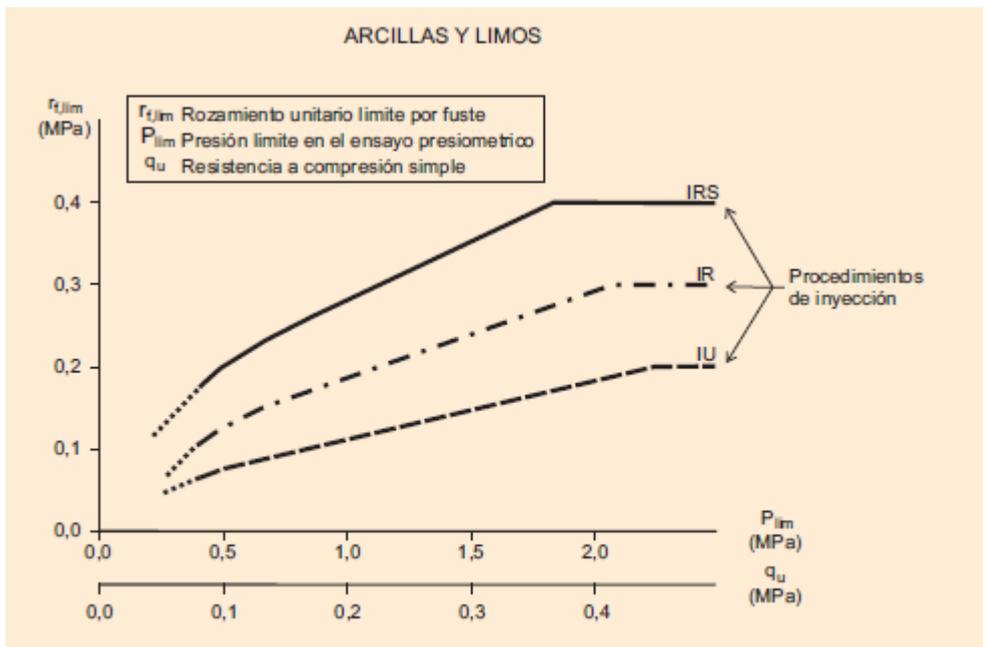


FIGURA 3.3. ROZAMIENTO UNITARIO LÍMITE POR FUSTE

F_r → Coeficiente de minorización que se tiene en cuenta la duración de la función estructural de los micropilotes, según tabla 3.2.

TABLA 3.2. COEFICIENTE F_r

DURACIÓN	F_r
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración inferior o igual a seis (6) meses	1,45
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración superior a seis (6) meses	1,65

Este será el mismo para todos, por lo que vamos a comenzar con el cálculo:

El sistema que vamos a utilizar va a ser de inyección única por lo que utilizaremos la grafica que representa, también conocemos por nuestro estudio geotécnico que nuestro terrenos es de arcillas y limos y la resistencia a compresión simple, que es de 2.00 kp/ cm² o lo que es lo mismo 0,196 Mpa

Por lo que $r_{f,lim} = 0.11$ Mpa y $F_r = 1.65$

$$r_{ft,d} = 0.11 / 1.65$$

$$r_{ft,d} = 0.066 \text{ Mpa}$$

Continuaremos con el rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos a tracción:

$$R_{ft,d} = A_L \times r_{ft,d}$$

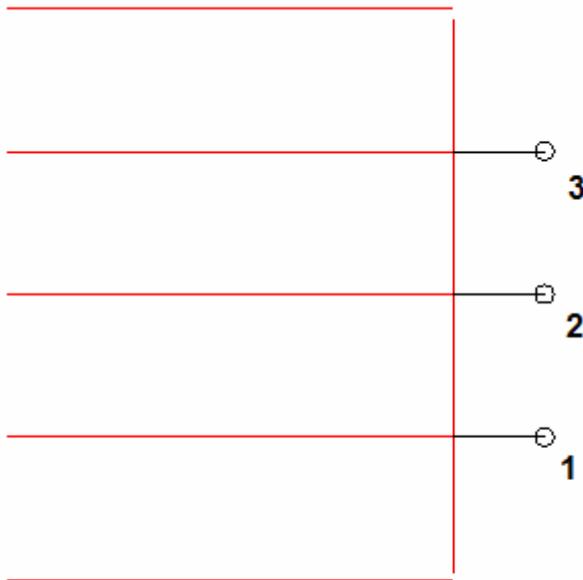
Donde $A_L = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l$

Vamos a escoger un diámetro de micropilote de: $\varnothing 20$ cm

Por lo que su radio será 10 cm y nos quedará:

$$R_{ft,d} = 2 \cdot \pi \cdot 10 \cdot l \times 0.066$$

Sustituiremos en la formula de Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de arranque para obtener la longitud en cada micropilote.



Fachada principal

Micropilote 1:

Sabemos que tenemos que cumplir:

$$R_{td} \geq N_{t,Ed}$$

Como conocemos $N_{t,Ed}$ las igualaremos para conocer la profundidad mínima del micropilote.

$$R_{t,d} = R_{ft,d} + (W_e / Fw_e)$$



$$W_e = 25 \text{ KN /m}^3 = 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$r_{ft,d} = 0.066 \text{ Mpa} = 6,6 \text{ T/m}^2$$

$$N_{t,Ed} = 36.79 \text{ T}$$

$$R = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_{t,d} &= R_{ft,d} + (W_e / Fw_e) \\ 11.89 &= (2 \cdot \pi \cdot 0.1 \cdot L \times 6,6) + (2,5 / 1,2) \\ 36.79 &= 4,15 L + 2,08 \\ L_1 &= 8,36 \text{ m} \end{aligned}$$

Micropilote 2:

$$W_e = 25 \text{ KN /m}^3 = 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$r_{ft,d} = 0.066 \text{ Mpa} = 6,6 \text{ T/m}^2$$

$$N_{t,Ed} = 19.80 \text{ T}$$

$$R = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_{t,d} &= R_{ft,d} + (W_e / Fw_e) \\ 14.26 &= (2 \cdot \pi \cdot 0.1 \cdot L \times 6,6) + (2,5 / 1,2) \\ 19.80 &= 4,15 L + 2,08 \\ L_2 &= 4,28 \text{ m} \end{aligned}$$

Micropilote 2:

$$W_e = 25 \text{ KN /m}^3 = 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$r_{ft,d} = 0.066 \text{ Mpa} = 6,6 \text{ T/m}^2$$

$$N_{t,Ed} = 30.05 \text{ T}$$

$$R = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_{t,d} &= R_{ft,d} + (W_e / Fw_e) \\ 12,25 &= (2 \cdot \pi \cdot 0.1 \cdot L \times 6,6) + (2,5 / 1,2) \\ 30.05 &= 4,15 L + 2,08 \\ L_3 &= 6.74 \text{ m} \end{aligned}$$

Del resto de la cimentación vamos a comprobar manualmente una zapata de la estructura metálica y otra de la de hormigón.

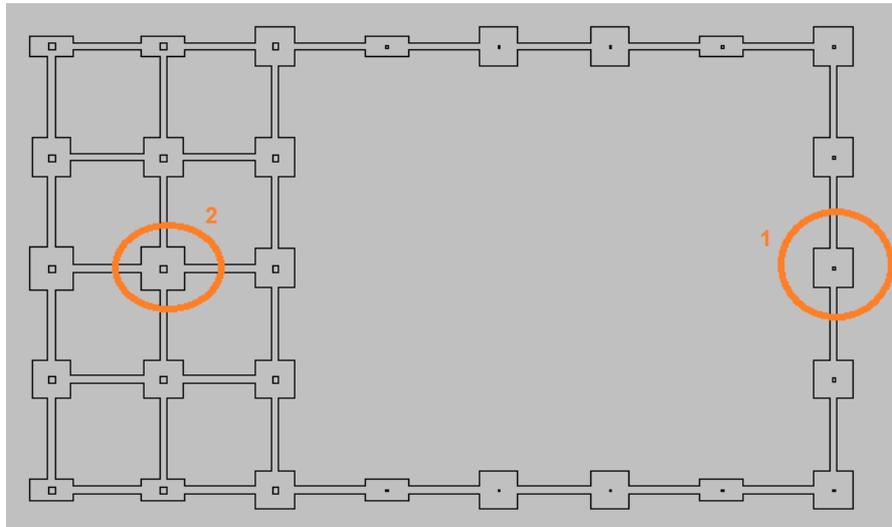
Datos generales:

Tensión admisible del terreno según estudio geotécnico para zapatas aisladas es de 2Kp/cm^2 ,

La profundidad de cimentación recomendada es de -0.6 m .

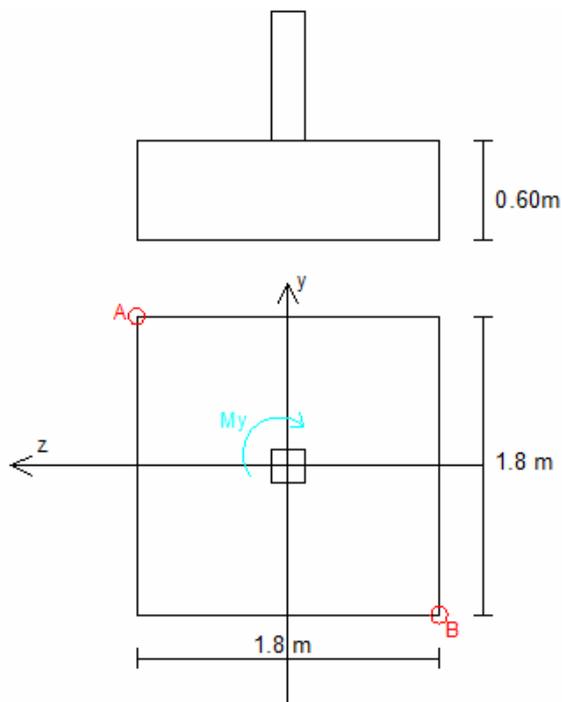
Peso específico del hormigón armado: $\gamma_H = 2.5 \text{ t/m}^3$

Las zapatas a comprobar serán:



Este dibujo es orientativo, ya que las zapatas en la zona de hormigón no coincidirán con las que vemos, ya que estas no están sometidas a las cargas propias de la estructura de hormigón.

Zapata 1:



$$N = -23.05 \text{ t}$$

$$M_y = 0.638 \text{ t m}$$

$$M_z = 0 \text{ t m}$$

$$N = -23.05 - (1.8 \times 1.8 \times 0.6 \times 2.5) = -27.91 \text{ t}$$

$$M_y = 0.638 \text{ t m}$$

$$M_z = 0 \text{ t m}$$

$$\Omega = 3.24 \text{ m}^2$$

$$I_y = (1.8 \times 1.8^3) / 12 = 0.8748 \text{ cm}^4$$

$$I_z = (1.8 \times 1.8^3) / 12 = 0.8748 \text{ cm}^4$$

$$A (0.9, 0.9)$$

$$B (-0.9, -0.9)$$

$$T_{\text{amd}} = N/\Omega + (My/I_y) \times z$$

$$T_{\text{amd}, A} = -27.91/3.24 + (0.638/0.8748) \times 0.9$$

$$T_{\text{amd}, A} = -7.96 \text{ t/m}^2$$

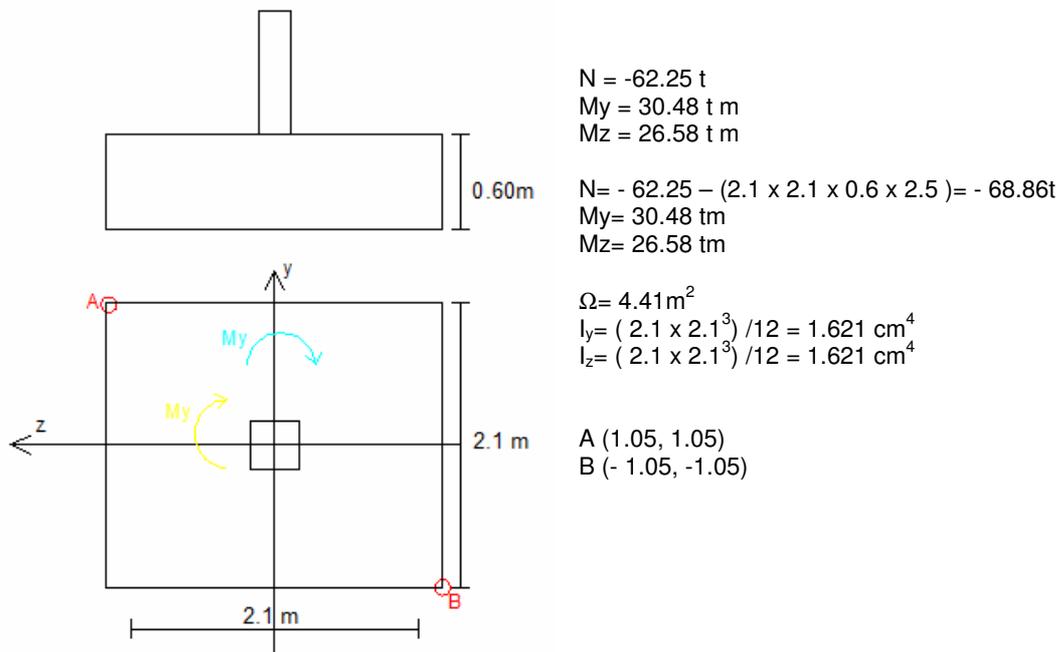
$$T_{\text{amd}, B} = -27.91/3.24 + (0.638/0.8748) \times -0.9$$

$$T_{\text{amd}, B} = -8.86 \text{ t/m}^2 \text{ (Máxima compresión)}$$

Por lo que nuestro terreno debe de soportar como mínimo 0.8 Kp/cm^2

$$0.8 \text{ Kp/cm}^2 < 2 \text{ Kp/cm}^2$$

Zapata 2:



$$T_{\text{amd}} = N/\Omega + [(My/I_y) \times z] - [(Mz/I_z) \times y]$$

$$T_{\text{amd}, A} = -62.25/4.41 + [(30.48/1.621) \times 1.05] - [(26.58/1.621) \times 1.05]$$

$$T_{\text{amd}, A} = -11.59 \text{ t/m}^2$$

$$T_{\text{amd}, B} = -62.25/4.41 + [(30.48/1.621) \times -1.05] - [(26.58/1.621) \times -1.05]$$

$$T_{\text{amd}, B} = -16.65 \text{ t/m}^2 \text{ (Máxima compresión)}$$

Por lo que nuestro terreno debe de soportar como mínimo 1.66 Kp/cm^2

$$1.66 \text{ Kp/cm}^2 < 2 \text{ Kp/cm}^2$$

TIRANTES

Para el cálculo de los tirantes vamos a utilizar perfiles laminados UPN e IPN.

Seguiremos el siguiente esquema para el orden de los cables:



Tirante 1:

Áxil a tracción: 52,028t = 52.028 Kg = 520.280 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$F_y = 265 \text{ N/mm}^2$ (Tensión del límite elástico)

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

$$520.280 \text{ N} \leq A \times 252.38$$

$$A = 168.150 / 261,9 = 2061,49 \text{ mm}^2 = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ UPN } 80 \rightarrow A = 22,00 \text{ cm}^2$$

Tirante 2:

Áxil a tracción: 28,114 t = 28. 114 Kg = 281.114 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$F_y = 265 \text{ N/mm}^2$ (Tensión del límite elástico)

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

$$281.114 \text{ N} \leq A \times 252.38$$



$$A = 201.600 / 252,38 = 1113,8 \text{ mm}^2 = 11,13 \text{ cm}^2$$
$$2 \text{ UPN } 80 \rightarrow A = 22,00 \text{ cm}^2$$

Tirante 3:

Áxil a tracción: 42,5 t = 42.500 Kg = 425.000 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$$F_y = 265 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tensión del límite elástico)}$$

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

$$425.000 \text{ N} \leq A \times 252.38$$

$$A = 173.220 / 252.38 = 1683,99 \text{ mm}^2 = 16,83 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ UPN } 80 \rightarrow A = 22,00 \text{ cm}^2$$

Tirante 4:

Áxil a tracción: 8,251 t = 8.251 Kg = 82.510 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$$F_y = 265 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tensión del límite elástico)}$$

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

$$82.510 \text{ N} \leq A \times 252.38$$

$$A = 82.510 / 252.38 = 326,93 \text{ mm}^2 = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{IPN } 80 \rightarrow A = 7,6 \text{ cm}^2$$

Tirante 5:

Áxil a tracción: 15,333 t = 15.333 Kg = 153.330 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$$F_y = 265 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tensión del límite elástico)}$$

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

$$153.330 \text{ N} \leq A \times 252.38$$

$$A = 153.330 / 252.38 = 607,54 \text{ mm}^2 = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{IPN } 80 \rightarrow A = 7,6 \text{ cm}^2$$

Tirante 6:

Áxil a tracción: 8,071 t = 8.071 Kg = 80.710 N

$$F_{yd} = F_y / \gamma_M$$

Tipo de acero: S 275

$F_y = 265 \text{ N/mm}^2$ (Tensión del límite elástico)

$\gamma_M = 1.05$ (Coeficiente parcial de seguridad del material)

$$F_{yd} = 265 / 1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \leq A \times f_{yd}$$

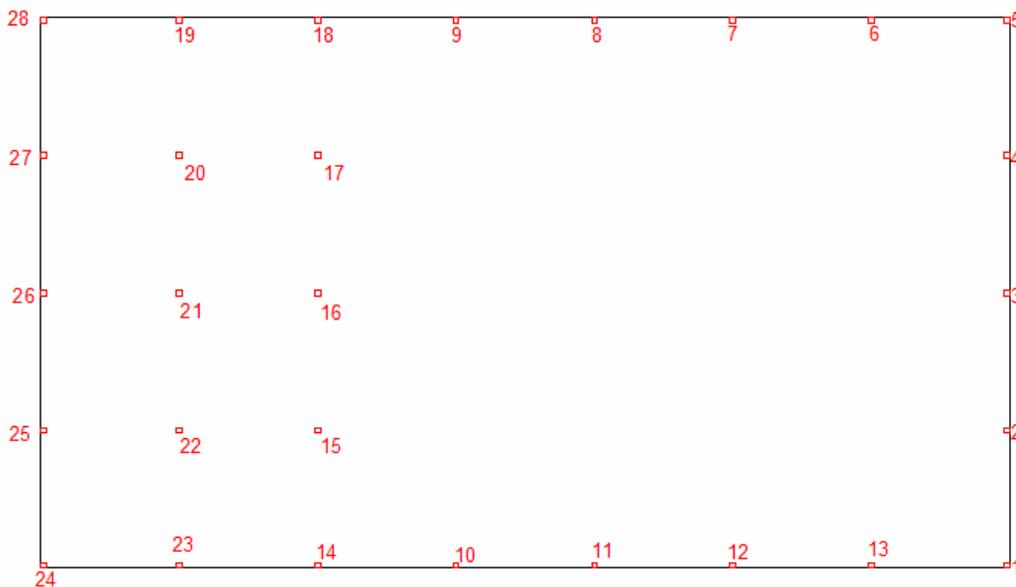
$$80.710 \text{ N} \leq A \times 252.38$$

$$A = 80.710 / 252.38 = 319.79 \text{ mm}^2 = 3,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{IPN } 80 \rightarrow A = 7,6 \text{ cm}^2$$

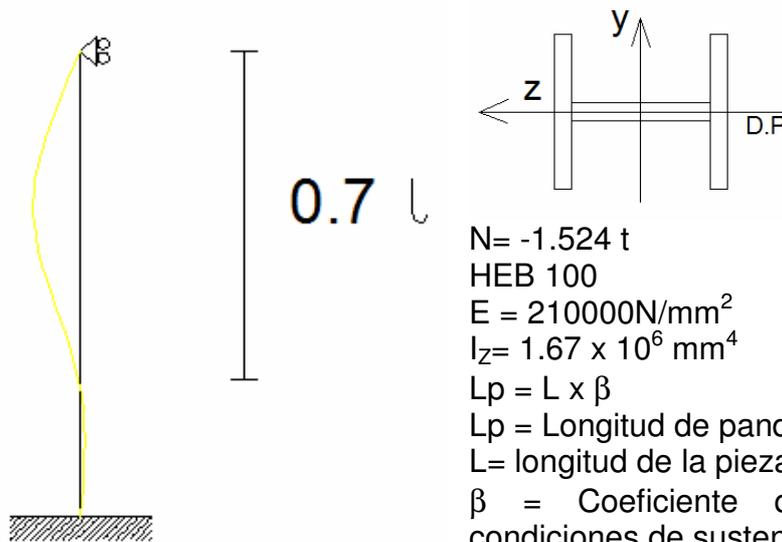
PILARES:

En este apartado, vamos a comprobar a pandeo los pilares de nuestra estructura, tanto pilares metálicos como de hormigón. El orden será el indicado en la imagen mostrada a continuación:



Como los pilares, ya los tenemos dimensionados por metal 3D y cypecad, lo que haremos será comprobar que el axil que resiste es el adecuado por posición y pandeo.

Pilar 1:



$$L_p = 3.17 \times 0.7 = 2.22 \times 1000 = 2220 \text{ mm}$$

$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

$P_c = \text{carga crítica}$

$$P_c = (\pi^2 \cdot 3.507 \times 10^{11}) / 4928400$$

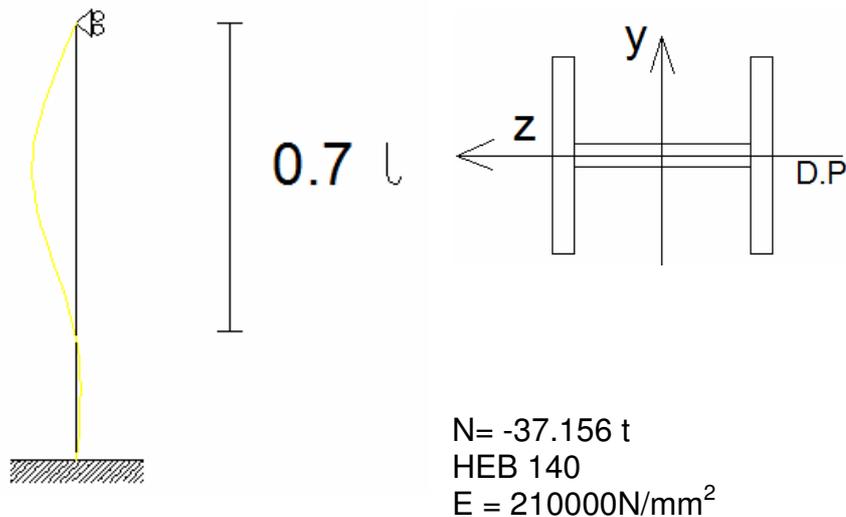
$$P_c = 7023111.15 \text{ N} = 702311.12 \text{ Kg} = 702.31 \text{ t} > 1.524 \text{ t}$$

$$P_{c_{adm}} = P_c / \gamma_p = 702.31 / 1.1 = 638.46 \text{ t}$$

$\gamma_p = \text{coeficiente de seguridad}$

$$P_{c_{adm}} = 702.31 / 1.1 = 638.46 \text{ t} > 1.524$$

Pilar 2:



$$I_z = 5.50 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pandeo

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 3.17 \times 0.7 = 2.22 \times 1000 = 2220 \text{ mm}$$

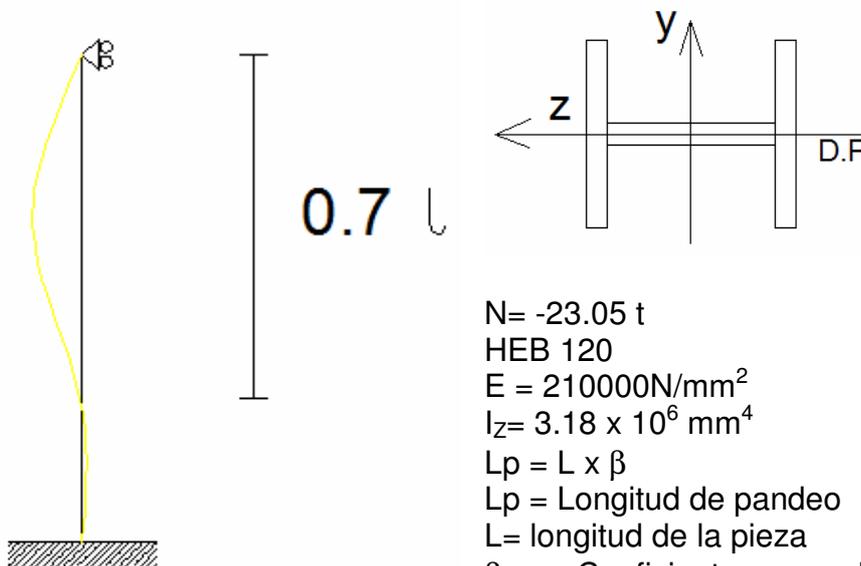
$$P_c = (\pi^2 EI)/L^2_p$$

P_c = carga crítica

$$P_c = (\pi^2 \cdot 1.155 \times 10^{12})/4928400$$

$$P_c = 2313000.788 \text{ N} = 231300.08 \text{ Kg} = 231.30 \text{ t} > 37.156 \text{ t}$$

Pilar 3:



$$N = -23.05 \text{ t}$$

HEB 120

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_z = 3.18 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pandeo

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 3.17 \times 0.7 = 2.22 \times 1000 = 2220 \text{ mm}$$

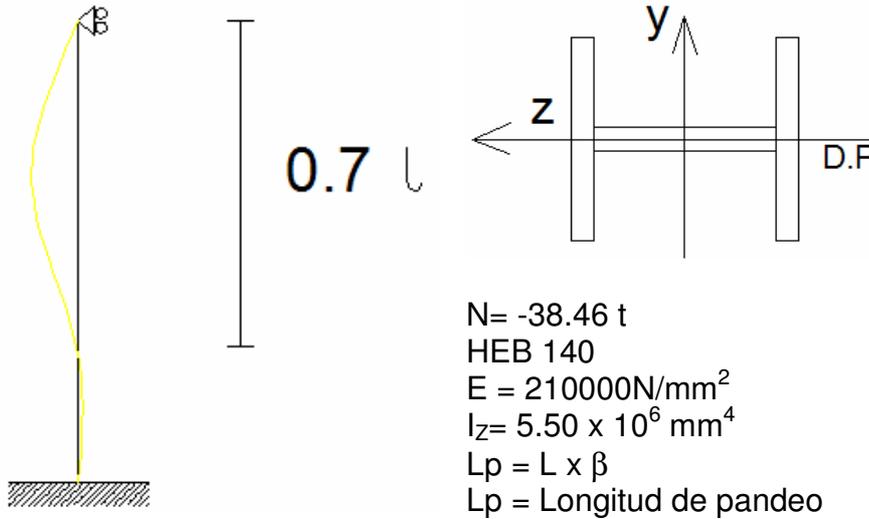
$$P_c = (\pi^2 EI)/L^2_p$$

P_c = carga crítica

$$P_c = (\pi^2 \cdot 6.678 \times 10^{11})/4928400$$

$$P_c = 1337335.001 \text{ N} = 133733.50 \text{ Kg} = 133.73 \text{ t} > 23.05 \text{ t}$$

Pilar 4:



$L =$ longitud de la pieza

$\beta =$ Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 3.17 \times 0.7 = 2.22 \times 1000 = 2220 \text{ mm}$$

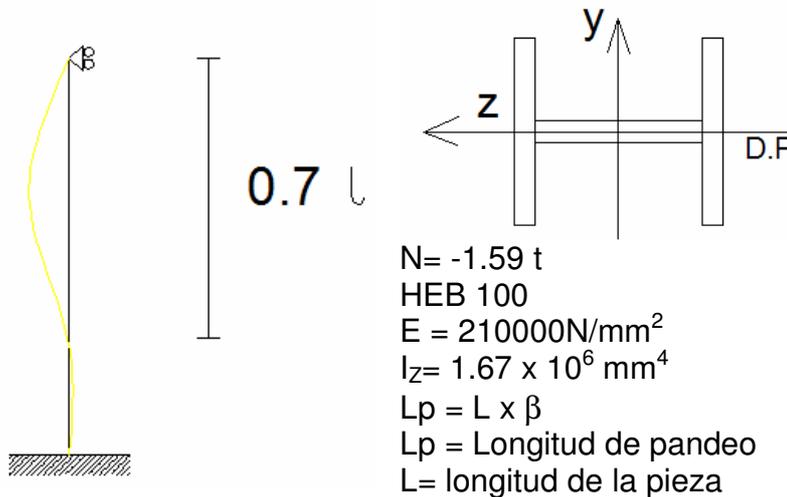
$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

$P_c =$ carga crítica

$$P_c = (\pi^2 \cdot 1.155 \times 10^{12}) / 4928400$$

$$P_c = 2313000.788 \text{ N} = 231300.08 \text{ Kg} = 231.30 \text{ t} > 38.46 \text{ t}$$

Pilar 5:



$\beta =$ Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 3.17 \times 0.7 = 2.22 \times 1000 = 2220 \text{ mm}$$

$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

$P_c =$ carga crítica

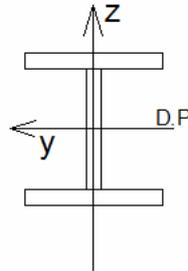
$$P_c = (\pi^2 \cdot 3.507 \times 10^{11}) / 4928400$$

$$P_c = 702311.15 \text{ N} = 70231.12 \text{ Kg} = 70.23 \text{ t} > 1.59 \text{ t}$$

Pilar 6 y 13:



1 x l



$$N_6 = -3.34 \text{ t}, N_{13} = -3.29 \text{ t}$$

HEB 100

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 4.52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pandeo

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 2.77 \times 1 = 2.77 \times 1000 = 2770 \text{ mm}$$

$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

P_c = carga crítica

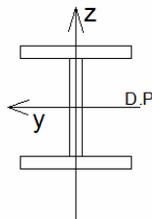
$$P_c = (\pi^2 \cdot 9.49 \times 10^{11}) / 7672900$$

$P_c = 1220692,90 \text{ N} = 122069,290 \text{ Kg} = 122,069 \text{ t} >$ Las cargas a las que esta expuesto.

Pilar 7 y 12:



1 x l



$$N_7 = -6.47 \text{ t}, N_{12} = -6.66 \text{ t}$$

HEB 100

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 4.52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pandeo

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 2.054 \times 1 = 2.054 \times 1000 = 2054 \text{ mm}$$

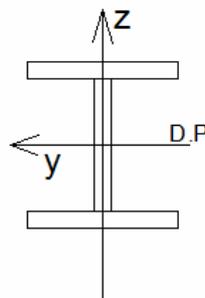
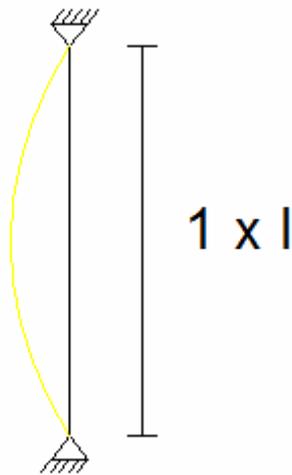
$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

P_c = carga crítica

$$P_c = (\pi^2 \cdot 9.49 \times 10^{11}) / 4218916$$

$P_c = 2220061,88 \text{ N} = 222006,188 \text{ Kg} = 222.01 \text{ t} >$ Las cargas a las que esta expuesto.

Pilar 8 y 11:



$$N_8 = -2.84 \text{ t}, N_{11} = -3.47 \text{ t}$$

HEB 100

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 4.52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pando

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 2.90 \times 1 = 2.90 \times 1000 = 2900 \text{ mm}$$

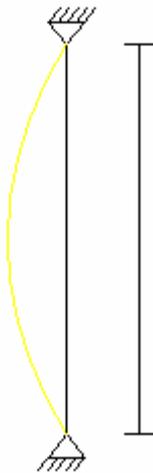
$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

P_c = carga crítica

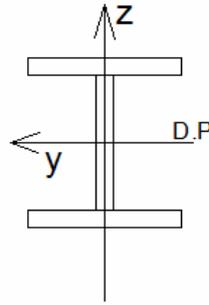
$$P_c = (\pi^2 \cdot 9.49 \times 10^{11}) / 8410000$$

$P_c = 1113704,47 \text{ N} = 111370,447 \text{ Kg} = 111.370 \text{ t} >$ Las cargas a las que esta expuesto.

Pilar 9 y 10:



1 x I



$N_9 = -9.25 \text{ t}$, $N_{10} = -8.69 \text{ t}$,
HEB 100
 $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$$I_y = 4.52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$L_p = L \times \beta$$

L_p = Longitud de pandeo

L = longitud de la pieza

β = Coeficiente que depende de las condiciones de sustentación.

$$L_p = 5.24 \times 1 = 5.24 \times 1000 = 5240 \text{ mm}$$

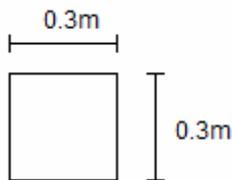
$$P_c = (\pi^2 EI) / L_p^2$$

P_c = carga crítica

$$P_c = (\pi^2 \times 9.49 \times 10^{11}) / 27457600$$

$P_c = 341117,02 \text{ N} = 34111,702 \text{ Kg} = 34,111 \text{ t} >$ Las cargas a las que esta expuesto.

Pilar 14 al 28:



Primer veremos si es necesario comprobar a pandeo estos pilares:

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.30 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$I = (0.3 \times 0.3^3) / 12 = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$\alpha = 0.5$ (debido a que están empotrados)

$$L_o = \alpha \times L$$

$$L_o = 0.5 \times 4 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda = (L_o / i)$$



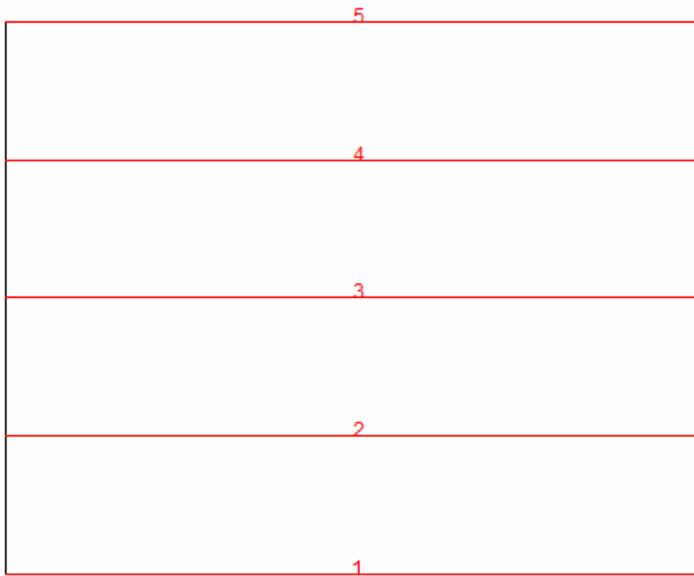
$$i = \sqrt{I/\Omega} = 0.0866$$

$$\lambda = (2 / 0.0866) = 23.09$$

$\lambda = 23.09 < 35$ No es necesario calcular pandeo

VIGAS:

Las vigas también vienen dimensionadas por metal 3D, a comprobar, si están bien dimensionadas, para ello va a elegir los tramos más conflictivos. El esquema de vigas es el siguiente:



Datos para todas las vigas:

Tipo de acero = S275

Límite elástico: $f_y = 265 \text{ N/mm}^2$

Resistencia de cálculo = $f_{yd} = f_y/\gamma_{MO} = 265/1.05 = 252.38 \text{ N/mm}^2$

$$\left| \frac{N_d}{A} \right| + \left| \frac{M_{zd}}{W_z} \right| + \left| \frac{M_{yd}}{W_y} \right| \leq f_{yd}$$

Viga 1:

$$N = 25.31 \text{ t} = 25310 \text{ kg} = 253100 \text{ N}$$

$$M_y = 2.314 \text{ tm} = 2314000 \text{ kg mm} = 23140000 \text{ Nmm}$$

$$M_z = 0.223 \text{ tm} = 223000 \text{ Kg mm} = 2230000 \text{ Nmm}$$

$$V_z = 1.256 \text{ t} = 1256 \text{ kg} = 12560 \text{ N}$$

IPE 220

$$A = 3340 \text{ mm}^2$$

$$W_y = 252000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 37300 \text{ mm}^3$$

$$A_z = 2020 \text{ mm}^2$$



$$(25310/3340) + (23140000/252000) + (2230000/37300) = 7.57 + 91.83 + 59.78$$

$$159.19 \text{ N/mm}^2 < 252.38 \text{ N/mm}^2$$

Comprobación a cortante:

$$V_d < 0.5 A_{vz} (f_{yd} / \sqrt{3})$$

$$0.5 \times 2020 (252.38 / \sqrt{3}) = 147343.24 \text{ N} > 12560 \text{ N}$$

Viga 2:

$$N = 31.47 \text{ t} = 31470 \text{ kg} = 314700 \text{ N}$$

$$M_y = 10.71 \text{ tm} = 10710000 \text{ kg mm} = 107100000 \text{ Nmm}$$

$$M_z = 0.057 \text{ tm} = 57000 \text{ Kg mm} = 57000 \text{ Nmm}$$

$$V_z = 4.64 \text{ t} = 4640 \text{ kg} = 46400 \text{ N}$$

IPE 330

$$A = 6260 \text{ mm}^2$$

$$W_y = 713000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 98500 \text{ mm}^3$$

$$A_z = 3680 \text{ mm}^2$$

$$(314700/6260) + (107100000/713000) + (570000/98500) = 50.27 + 150.21 + 5.79$$

$$206.27 \text{ N/mm}^2 < 252.38 \text{ N/mm}^2$$

Comprobación a cortante:

$$V_d < 0.5 A_{vz} (f_{yd} / \sqrt{3})$$

$$0.5 \times 3680 (252.38 / \sqrt{3}) = 268109.58 \text{ N} > 46400 \text{ N}$$

Viga 3:

$$N = 19.318 \text{ t} = 19318 \text{ kg} = 193180 \text{ N}$$

$$M_y = 8.203 \text{ tm} = 8203000 \text{ kg mm} = 82030000 \text{ Nmm}$$

$$M_z = 0.041 \text{ tm} = 41000 \text{ Kg mm} = 410000 \text{ Nmm}$$

$$V_z = 0.323 \text{ t} = 323 \text{ kg} = 3230 \text{ N}$$

IPE 270

$$A = 4590 \text{ mm}^2$$

$$W_y = 429000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 62200 \text{ mm}^3$$

$$A_z = 2750 \text{ mm}^2$$



$$(193180/4590) + (82030000/429000) + (410000/62200) = 42.09 + 191.21 + 6.59$$

$$239.89 \text{ N/mm}^2 < 252.38 \text{ N/mm}^2$$

Comprobación a cortante:

$$V_d < 0.5 A_{vz} (f_{yd} / \sqrt{3})$$

$$0.5 \times 2750 (252.38 / \sqrt{3}) = 200353.63 \text{ N} > 3230 \text{ N}$$

Viga 4:

$$N = 32.600 \text{ t} = 32600 \text{ kg} = 326000 \text{ N}$$

$$M_y = 10.923 \text{ tm} = 10923000 \text{ kg mm} = 109230000 \text{ Nmm}$$

$$M_z = 0.061 \text{ tm} = 61000 \text{ Kg mm} = 610000 \text{ Nmm}$$

$$V_z = 4.837 \text{ t} = 4837 \text{ kg} = 48370 \text{ N}$$

IPE 330

$$A = 6260 \text{ mm}^2$$

$$W_y = 713000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 98500 \text{ mm}^3$$

$$A_z = 3680 \text{ mm}^2$$

$$(326000/6260) + (109230000/713000) + (610000/98500) = 52.08 + 153.20 + 6.19$$

$$211.47 \text{ N/mm}^2 < 252.38 \text{ N/mm}^2$$

Comprobación a cortante:

$$V_d < 0.5 A_{vz} (f_{yd} / \sqrt{3})$$

$$0.5 \times 3680 (252.38 / \sqrt{3}) = 268109.58 \text{ N} > 48370 \text{ N}$$

Viga 5:

$$N = 25.520 \text{ t} = 25520 \text{ kg} = 255200 \text{ N}$$

$$M_y = 2.611 \text{ tm} = 2611000 \text{ kg mm} = 26110000 \text{ Nmm}$$

$$M_z = 0.052 \text{ tm} = 52000 \text{ Kg mm} = 520000 \text{ Nmm}$$

$$V_z = 0.120 \text{ t} = 120 \text{ kg} = 1200 \text{ N}$$

IPE 200

$$A = 2850 \text{ mm}^2$$

$$W_y = 194000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 28500 \text{ mm}^3$$

$$A_z = 1700 \text{ mm}^2$$

$$(255200/2850) + (26110000/194000) + (520000/28500) = 89.54 + 134.59 + 18.2$$

$$242.37/\text{mm}^2 < 252.38 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Comprobación a cortante:

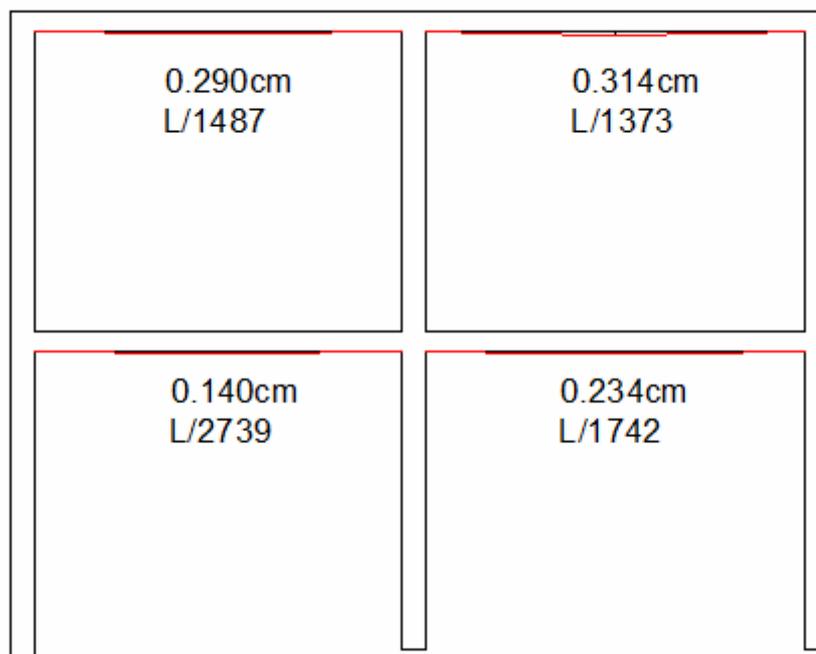
$$V_d < 0.5 A_{vz}(f_{yd}/\sqrt{3})$$

$$0.5 \times 1700 (252.38/\sqrt{3}) = 123854.96 \text{ N} > 1200 \text{ N}$$

Losas:

Cypecad no comprueba la limitación de flecha en forjados de losa maciza vamos a controlar que las flecha que nos produce el forjado sean menores de $L/500$ como nos marca el CTE.

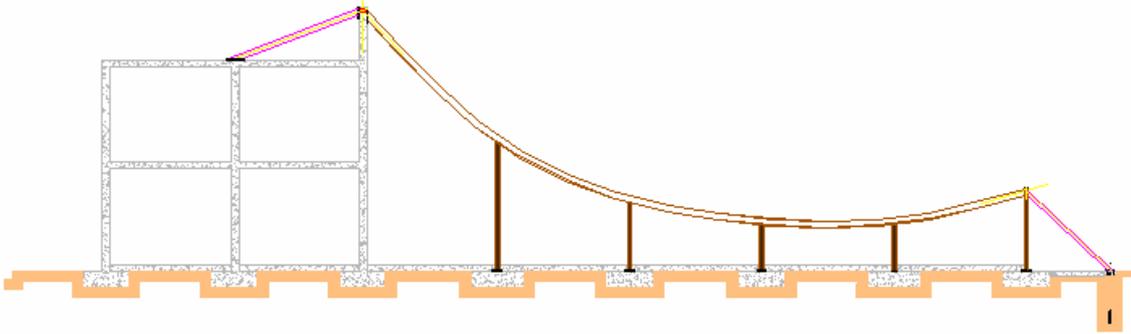
Para ello vamos a pedirle al programa que nos enseñe la flecha entre dos puntos, en combinación pésima para encontrarnos en el peor de los casos. Podemos observar que las flechas en sección transversal son más grandes que las longitudinales, por lo que mostraremos una transversal:



Vemos que cumplen sobradamente la flecha menor que $L/500$.

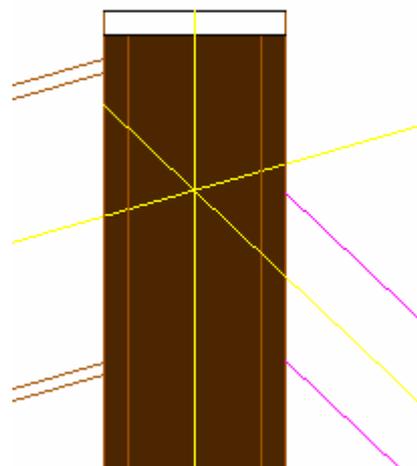
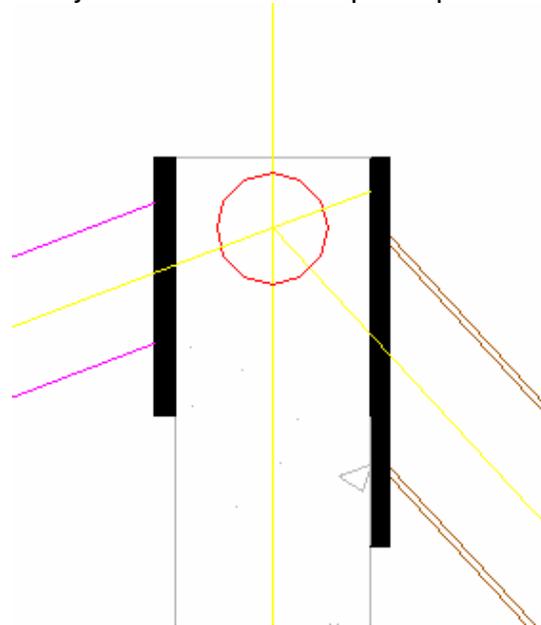
Aquí terminan las comprobaciones al cálculo realizadas.

Ahora vamos a poder observar, como quedaría como quedaría constructivamente nuestra estructura:

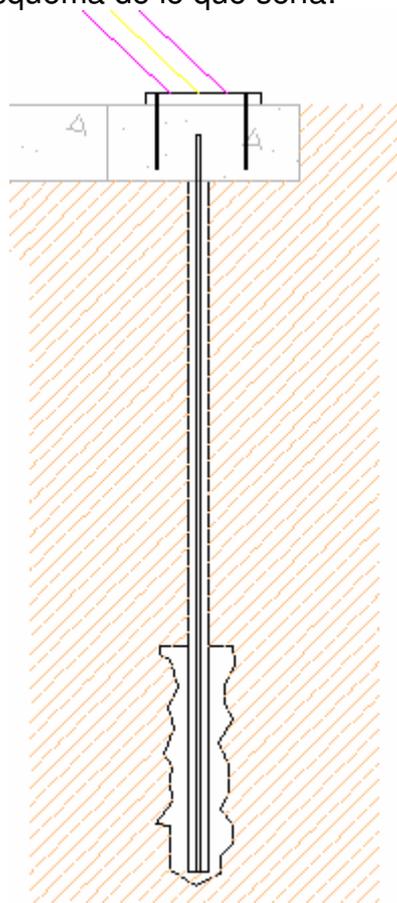


La losa sobre la que apoyaríamos la planta baja no ha sido metida en cálculos, ya que, apoya directamente sobre el terreno y no afectaría a la cimentación.

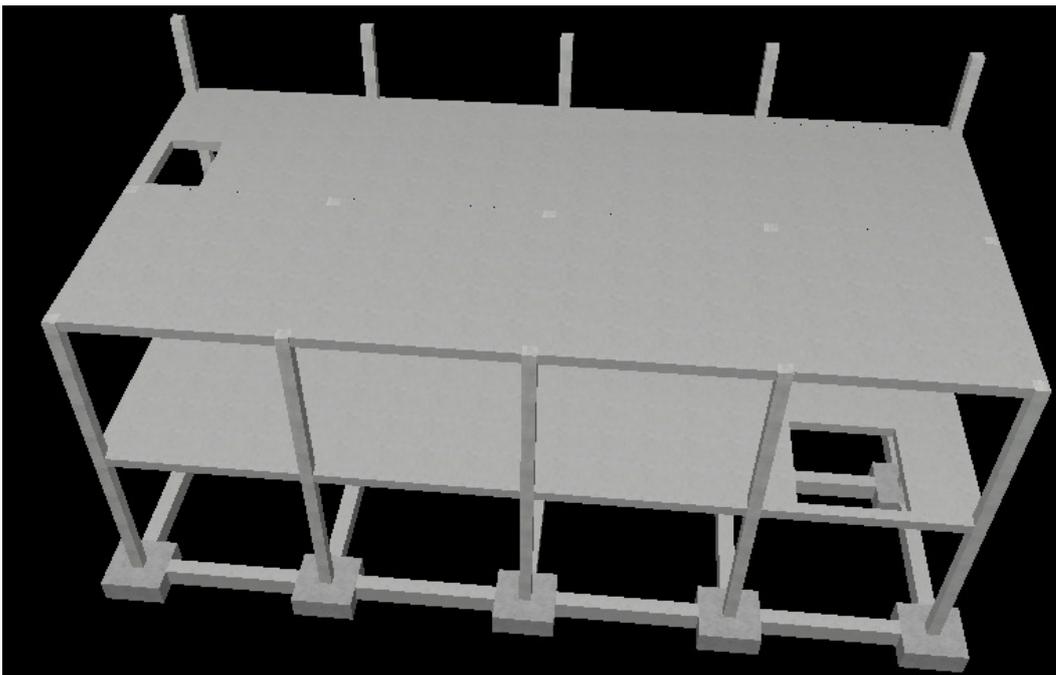
Debemos de dar importancia a la configuración de las intersecciones entre elementos, es decir, los ejes deben coincidir para que funcionen correctamente:

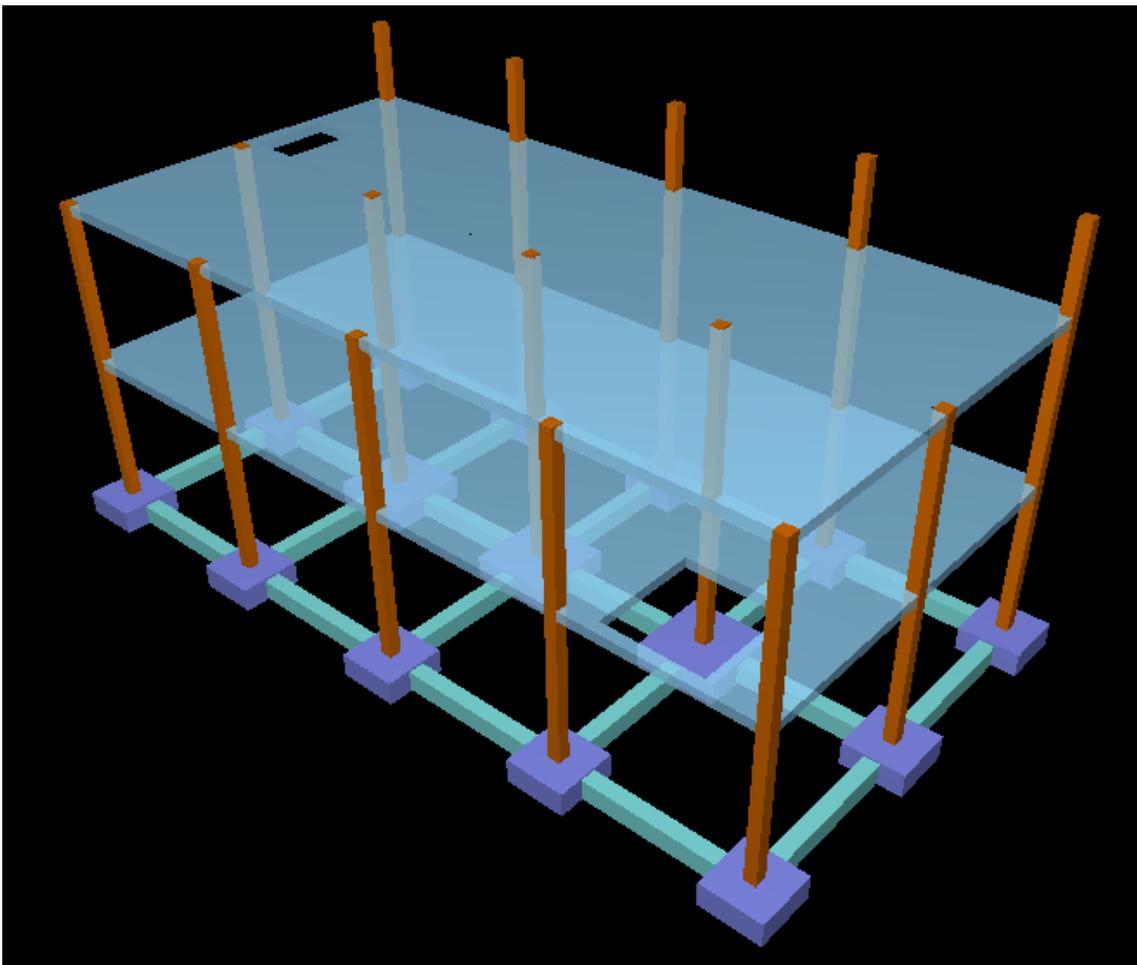
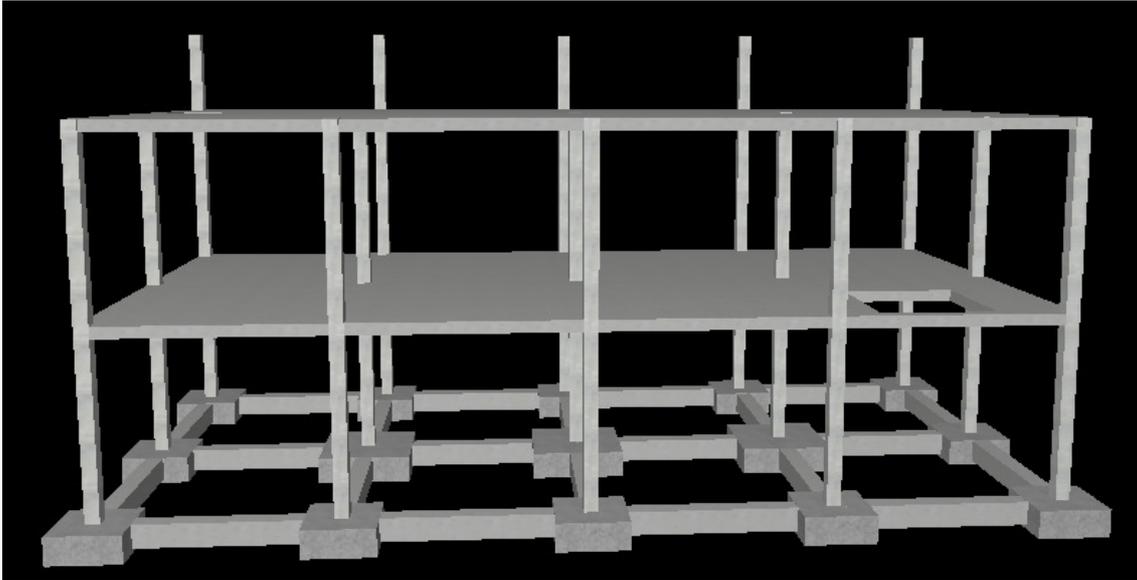


La cimentación mediante micropilotes, no puede ser metida metal 3d por lo que ponemos un pequeños esquema de lo que sería:

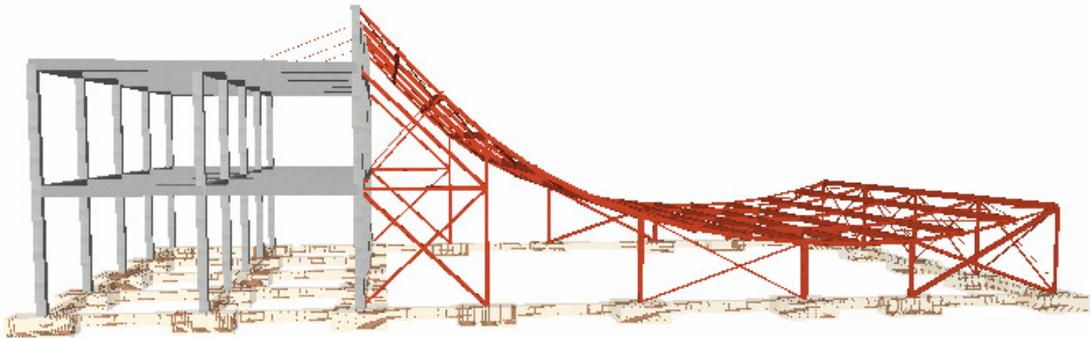
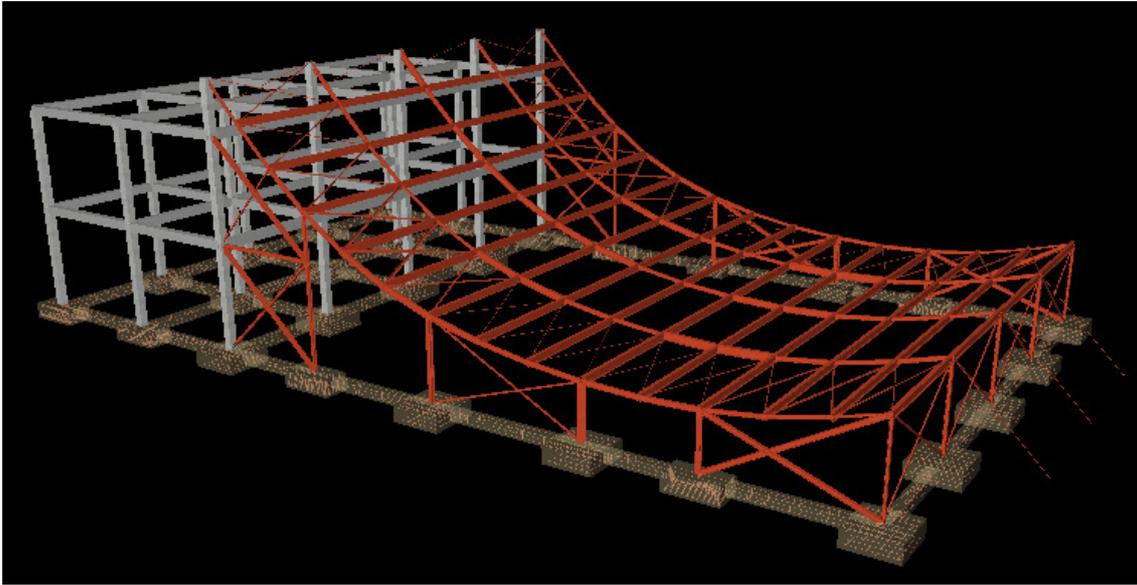


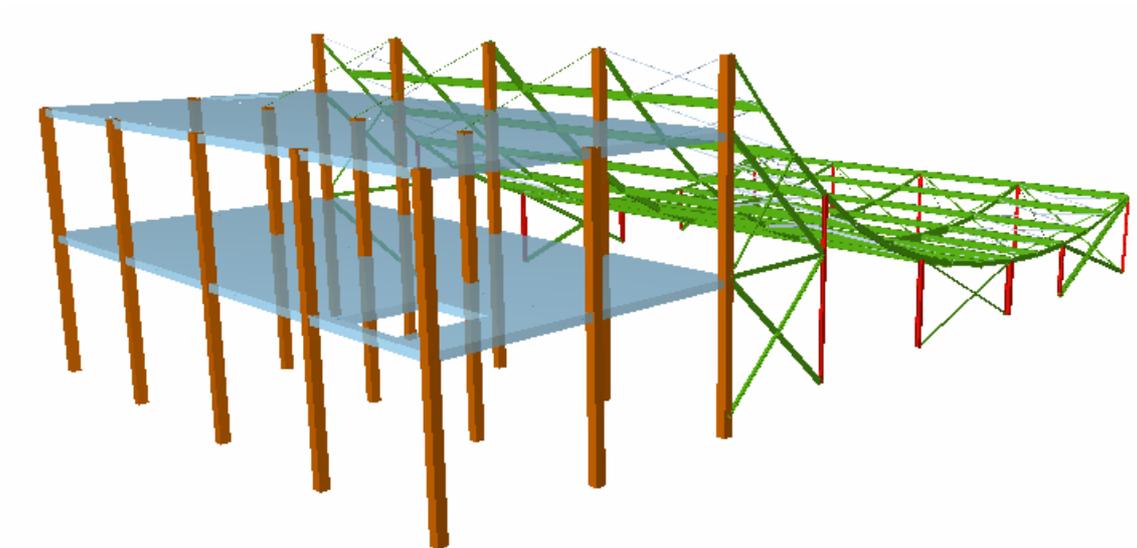
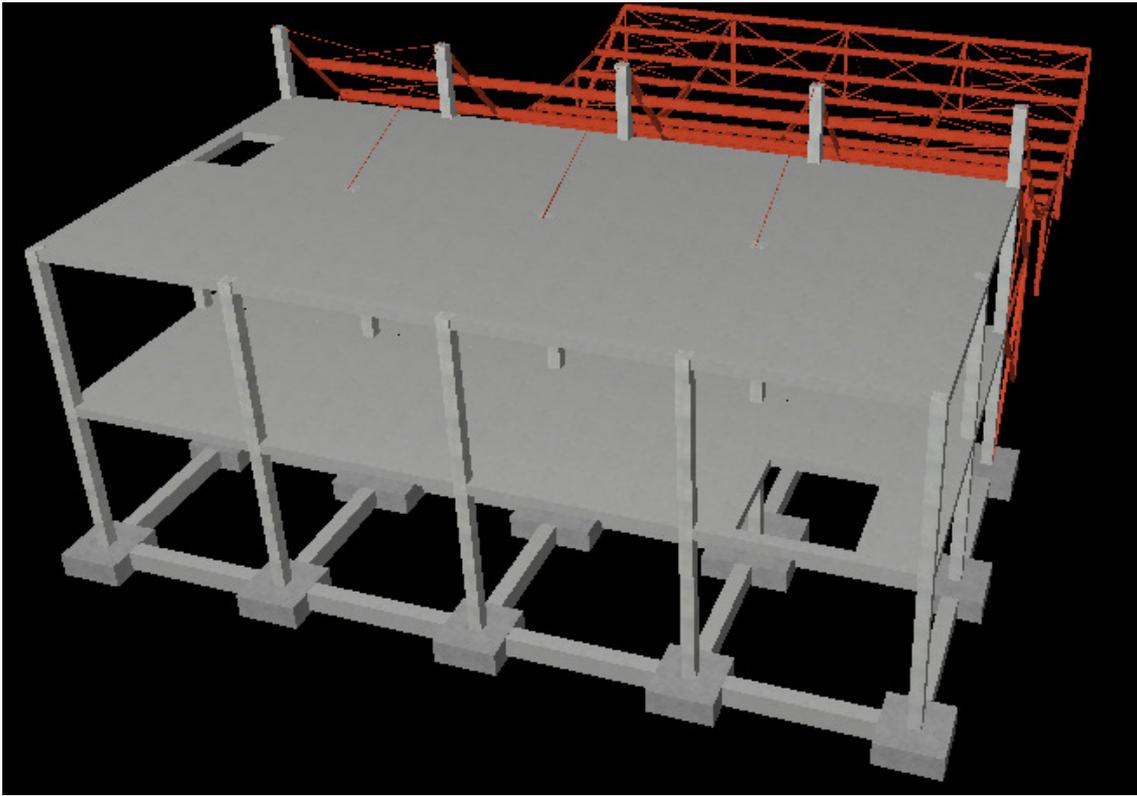
A continuación veremos imágenes proporcionadas por cype de las estructuras:

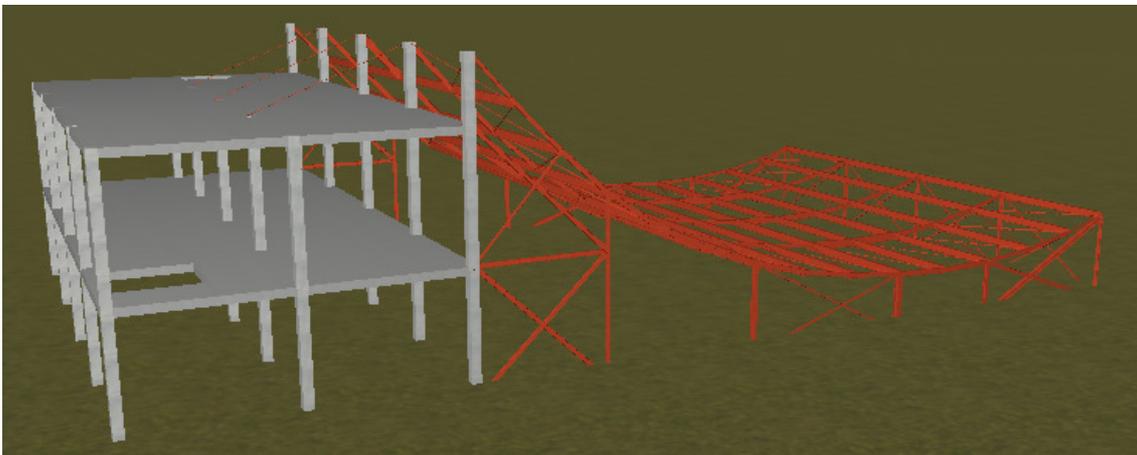
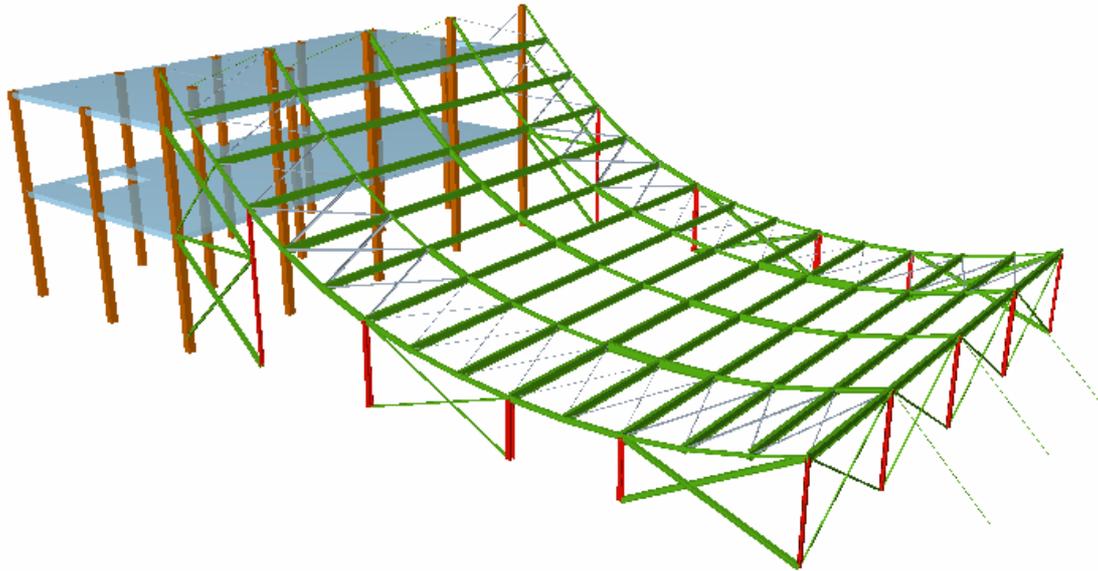




Por otro lado tenemos la estructura metálica:









5. Documentación del proyecto de estructura

5. Memoria y Estudio Geotécnico

MEMORIA

Por encargo del Ayuntamiento del municipio de Altura., se redacta el presente Proyecto para la construcción de un edificio destinado al uso de bolera y restauración, situado en el solar señalado en el plano de situación, que se encuentra en la Calle 25 de Marzo nº 18 del término municipal de Altura, provincia de Castellón.

El solar tiene forma rectangular, con unas longitudes medias aproximadas de 30 m. de profundidad y 40 m. de anchura, presentando una fachada a la Calle 25 de Marzo de 40 m., estando sin urbanizar el resto de sus lindes. La superficie total aproximada es de 1200 m².

El edificio ocupa 700 m², 35 m de fachada y 20 m de profundidad.

El terreno es llano y no existe vegetación alguna.

El acceso al solar se realiza por la calle 25 de Marzo.

El edificio consta de una planta diáfana de 500 m² sobre la que se instalan 10 pistas de bolos, siendo 22,2 m² destinados al cuarto de maquinas propias para las instalaciones dispuestas.

Anexa a esta planta diáfana encontramos una construcción constituida por dos plantas. La planta baja consta de 200 m² los cuales están destinados 87,3 m² a la disposición de lavabos y 60 m² a almacén y despacho destinados a la bolera. En esta planta baja encontramos una escalera de acceso a la planta primera, la cual también consta de 200 m². La planta primera está destinada a restauración, encontrando en ella una barra de 11 m, la cual estará preparada con piedras para asar, un almacén de 6 m², formando el espacio restante la zona de mesas. En esta planta encontramos la escalera de acceso a la azotea. Esta será una azotea transitable, destinada a ser la terraza del restaurante.

El conjunto de las dos construcciones estará cerrado por una fachada ventilada, compuesta por una hoja interior de muro de bloque de hormigón, y hoja exterior de placa ventilada de hormigón polímero, con carpintería de aluminio.

La cubierta de la construcción anexa será una azotea transitable convencional, mientras que la planta diáfana se cerrará con una cubierta ligera de zinc, de características descritas en los planos.



ESTUDIO GEOTÉCNICO

La sociedad MAESTRAT CONTROL, S.A., a petición de MERCEDES CLIMENT S.L, ha solicitado a SAFORCONTROL, S.L. (Laboratorio de Ensayos acreditado por la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes, en el área de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos (GTL)), la realización del reconocimiento de un solar para un estudio geotécnico donde se realizara la construcción de una bolera en C/ 25 de marzo, nº 18, de Altura (Castellón).

Para la realización de este estudio se ha llevado a cabo una campaña de prospección e investigación del terreno durante el mes de julio de 2008, consistente en la ejecución de un (1) sondeo a rotación y dos (2) penetraciones dinámicas, cuyos resultados se analizan con posterioridad. Tanto el numero de prospecciones como la profundidad han sido establecidas por Maestrat Control.

El objeto de este informe es conocer las características geotécnicas de las distintas capas que conforman el subsuelo para poder aconsejar la cimentación mas idónea, su profundidad, tensión admisible y asentos previsibles.

Se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayos de identificación y químicos en suelo:

Los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, se han resumido en la siguiente tabla:

SONDEO	TIPO MUESTRA	COTA	GRANULOM		LIMITES ATTERBERG			CLASIF CASAGR	SULF SUELO
			%PASA 5mm	%PASA 0.08mm	Lim liquido	Lim plástico	Indice Plast.		
S-1	SPT	2.00	72.9	41.1	43.5	28.9	14.6	SM	No c.
	SPT	6.00	57.5	26.9	34.2	24.1	10.1	GM	

No.c.: no contiene

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Basándonos en la testificación de los materiales observados en el sondeo se pueden distinguir distintos estratos o niveles que conforman el terreno.

En el Anexo II se describen dichos niveles en forma el perfil litologico, donde se recogen los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio efectuados en cada uno de ellos.

A pesar de ello hemos estimado conveniente hacer una breve descripción en la presente memoria, tal y como exponemos a continuación:

NIVEL I.- COBERTERA VEGETAL



Se trata de un primer nivel formado por limo con restos vegetales. El espesor de este nivel es el siguiente:

SONDEO	ESPESOR (m)
S-1	0.00-0.20

Se han estimado a partir de tablas de diversos autores los principales parámetros geotécnicos.

Son los siguientes:

Angulo de rozamiento:	$\Phi = 20^\circ$
Cohesión:	$c = 0.00 \text{ kp/cm}^2$
Densidad aparente:	$\gamma = 1.50 \text{ t/m}^3$
Densidad seca:	$\gamma_d = 1.30 \text{ t/m}^3$

NIVEL II. LIMOS

Se trata de un nivel de limo de color ocre de plasticidad baja y consistencia firme. Hacia muro pasa a un limo mas margoso, con un subnivel a cota entre 5.15-5.60 m de fragmentos carbonatados.

El espesor de este nivel es el siguiente:

PROSPECCION	ESPESOR (m)
S-1	0.20-8.00(fin de sondeo)

Se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

SONDEO	TIPO MUESTRA	COTA	GRANULOM		LIMITES ATTERBERG			CLASIF CASAGR	SULF SUELO
			%PASA 5mm	%PASA 0.08mm	Lim liquido	Lim plástico	Índice Plast.		
S-1	SPT	2.00	72.9	41.1	43.5	28.9	14.6	SM	No c.
	SPT	6.00	57.5	26.9	34.2	24.1	10.1	GM	

Se han estimado a partir de la testificación y tablas de diversos autores los principales parámetros geotécnicos.

Son los siguientes:

Angulo de rozamiento	$\Phi = 30^\circ$
Cohesión	$c = 0,01 \text{ kp/cm}^2$
Densidad aparente:	$\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$
Densidad seca:	$\gamma_d = 1.80 \text{ t/m}^3$
Resistencia a compresión simple	$q_u = 2.00 \text{ kp/cm}^2$

ASIENTOS PREVISIBLES:

Se han obtenido los siguientes valores para cimentación mediante zapatas:



Ancho de zapata cuadrada (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Carga aplicada (kp/cm²)	2.00				
Asiento (cm)	0.90	1.30	1.60	2.00	2.30

Se han obtenido los siguientes valores para cimentación mediante losa:

Dimensiones de la losa (m)	15x10
Carga aplicada (kp/cm²)	1.20
Asiento (cm)	5.00

COEFICIENTE DE BALASTO

A falta de ensayo de placa de carga, necesario para la estimación del coeficiente de Balasto para placa de pie cuadrado (30 x 30 cm), se proporcionan los valores del coeficiente de balasto recomendados por Jimenez Salas et al., en el Volumen III de Geotecnia y Cimientos para unos limos seria de:

$$K_{30}=3.50-4.50 \text{ kg/cm}^3$$

AGRESIVIDAD POTENCIAL

La determinación del contenido en sulfatos solubles realizada en el laboratorio dio como resultado un no contenido de dicho componente.

AFECCIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Durante la perforación del sondeo no se detecto la presencia del nivel freático a una cota máxima de perforación de -8.00 m por lo que no es de esperar que afecte a la cimentación.

PELIGROSIDAD SÍSMICA

Según la Norma de Construcción Sismo resistente: Parte General y Edificación (NCSR-02), el tipo de construcción proyectada se clasifica como de normal importancia.

Para construcciones de normal importancia y una aceleración sísmica básica (a_b) inferior a 0.04 g (como es nuestro caso), la norma NCSR-02 no es de obligado cumplimiento.



EXPANSIVIDAD

Para determinar la existencia de posibles fenómenos de expansividad del suelo se han realizado ensayos de laboratorio según normas UNE 103-103/94 y 103-104/94 a profundidad de influencia de la cimentación.

Los materiales ensayados son de plasticidad baja, por lo que se considerara que su potencial expansivo resultante es bajo o nulo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se recomienda una cimentación mediante zapatas o losa a -0.60 m de profundidad desde boca de prospecciones (sobrepasando cualquier nivel de rellenos).

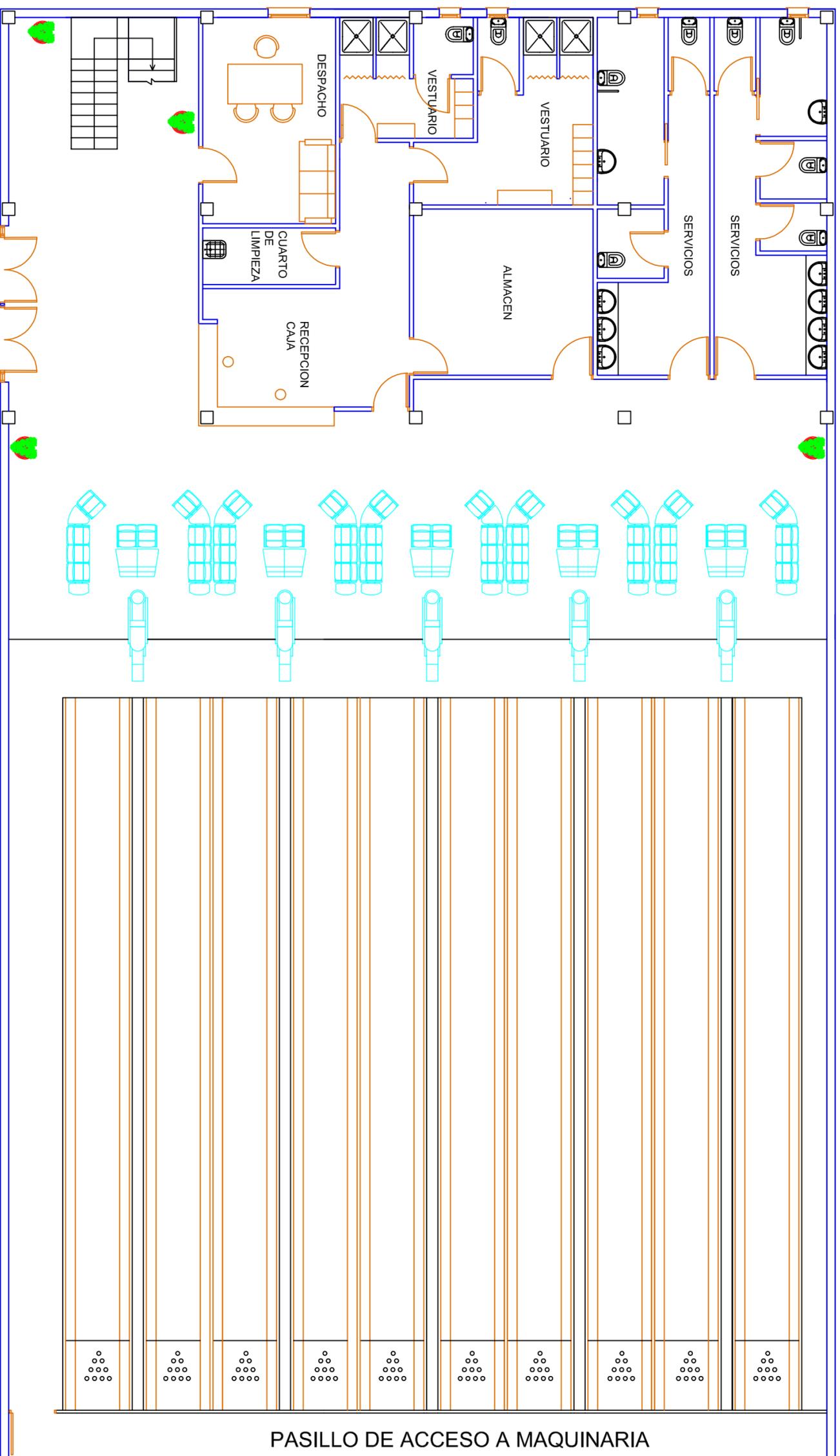
La tensión admisible recomendada es de 2.00 kp/cm^2 para el caso de cimentación con zapatas, y de 1.20 kp/cm^2 para cimentación con losa.

Los asientos estimados son admisibles.

Proponemos un coeficiente de balasto de $K_{30}=3.50-4.50 \text{ kg/cm}^3$



5.2. Planos



**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA

Localidad:
ALTURA (CASTELLÓN)

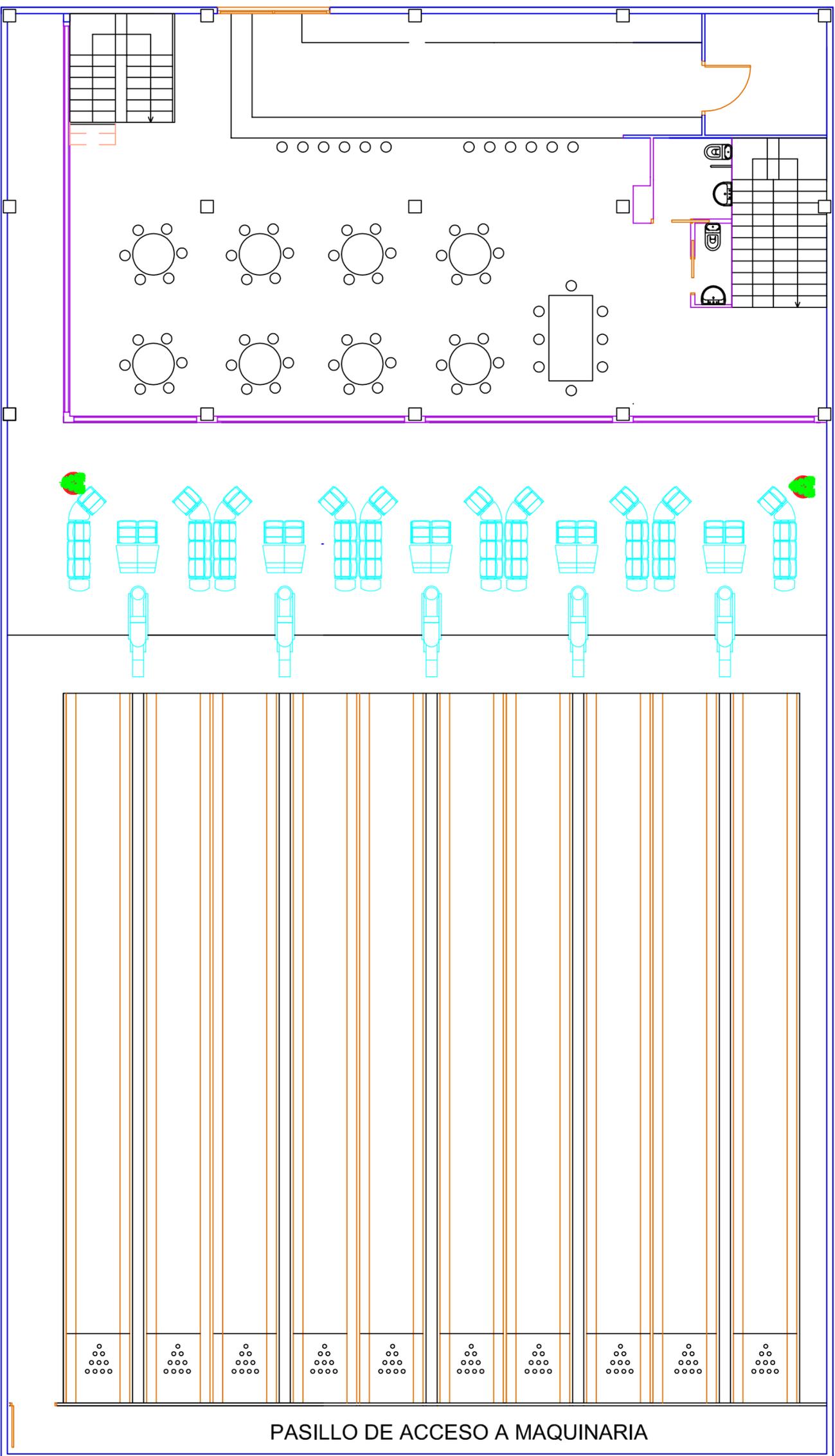
Junio 2011

Plano de:
DISTRIBUCION
Planta baja

E:1/100

Plano
01

Alumna:
MERCEDES CLIMENT MORALES



PASILLO DE ACCESO A MAQUINARIA

**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

**ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA**

Localidad:
ALTURA (CASTELLÓN)

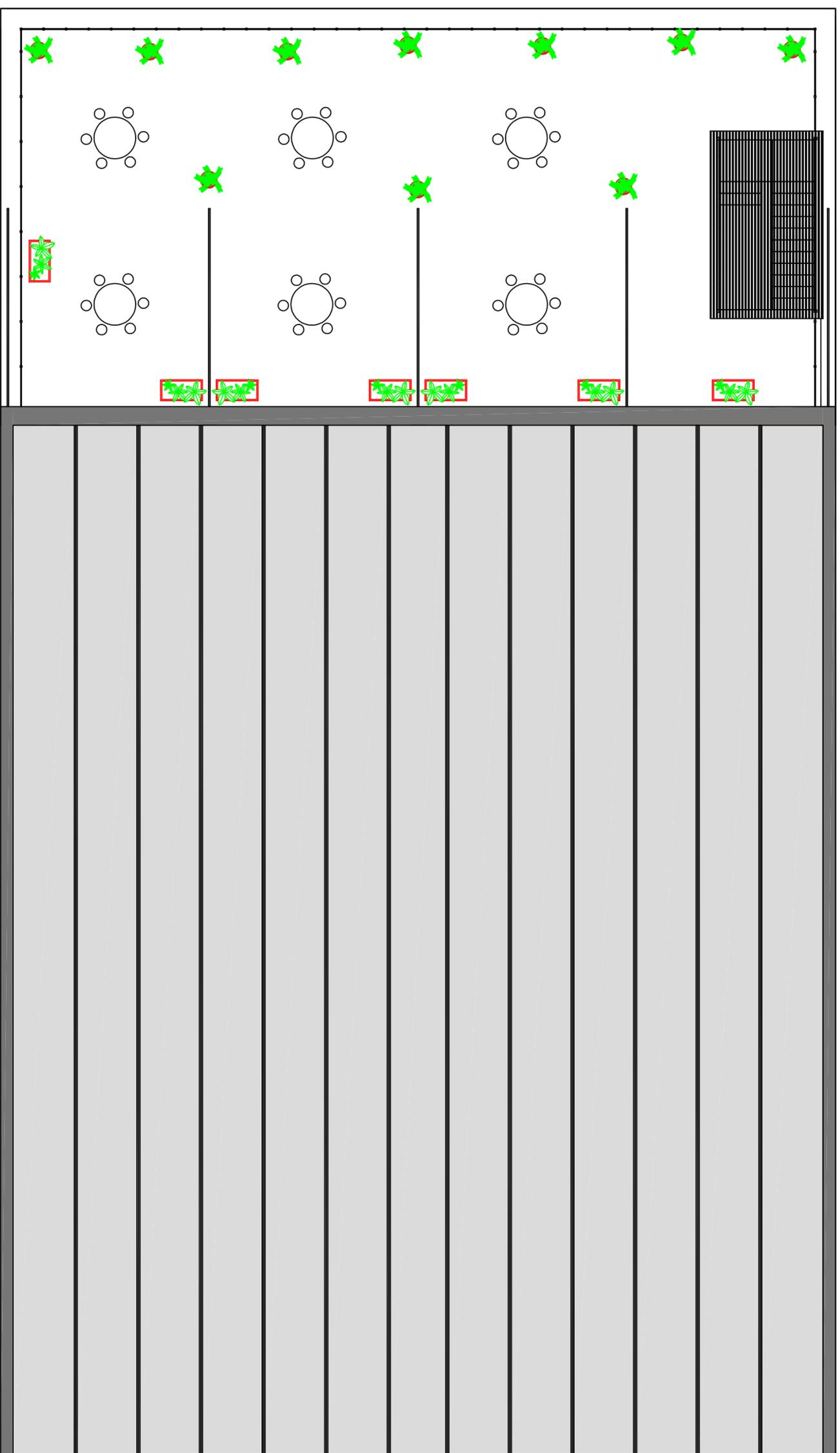
Junio 2011

Plano de:
DISTRIBUCION
Planta Primera

E:1/100

Plano
02

Alumna:
MERCEDES CLIMENT MORALES



**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA

Localidad:
ALTURA (CASTELLON)

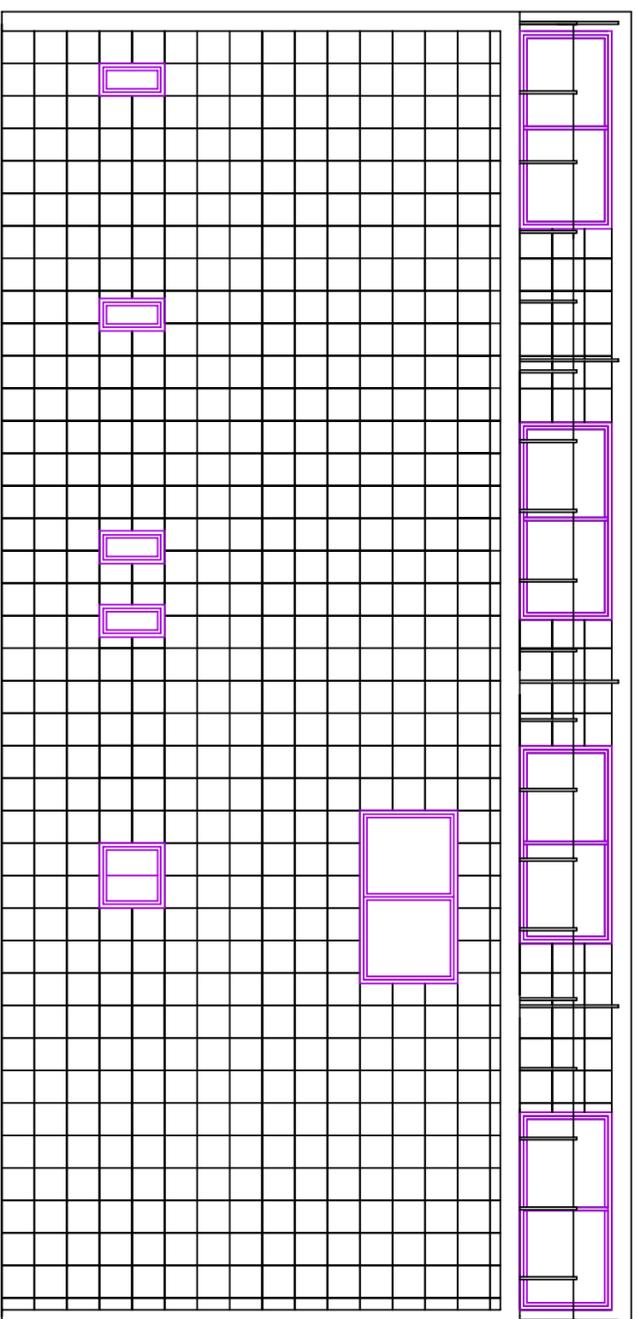
Junio 2011

Plano de:
DISTRIBUCION
Planta Cubierta

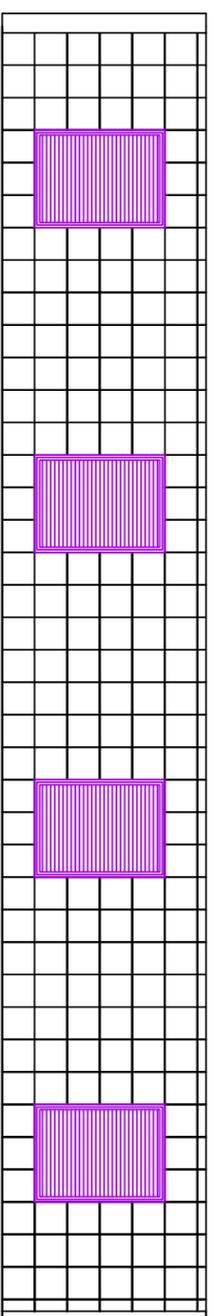
E:1/100

Plano
03

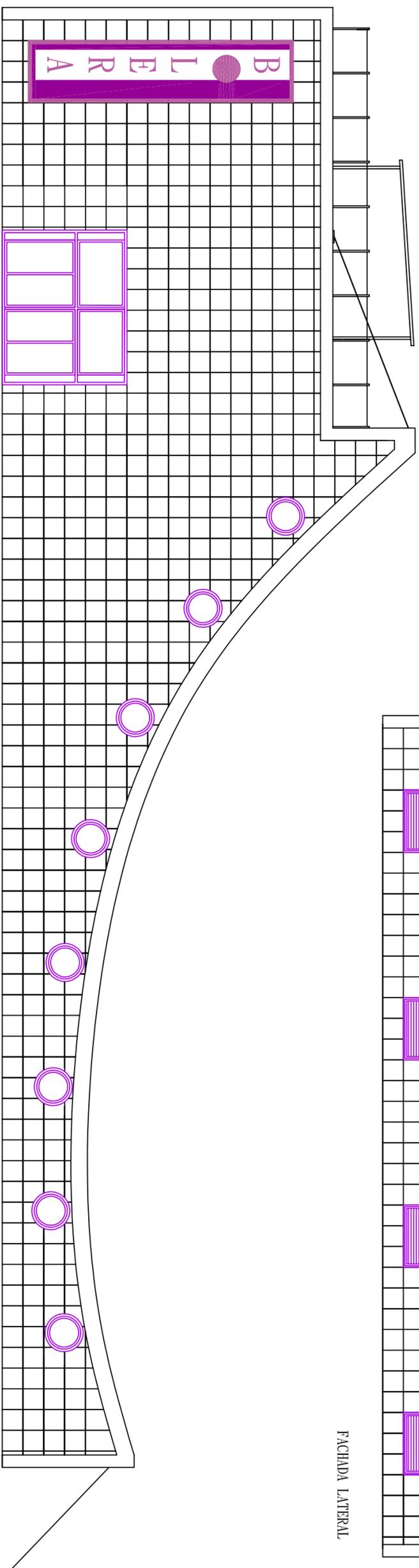
Alumna:
MERCEDES CLEMENT MORALES



FACHADA LATERAL



FACHADA LATERAL



FACHADA PRINCIPAL

PROYECTO FINAL DE CARRERA

ESTUDIO DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE BOLERA

Localidad: ALTURA (CASTELLON)

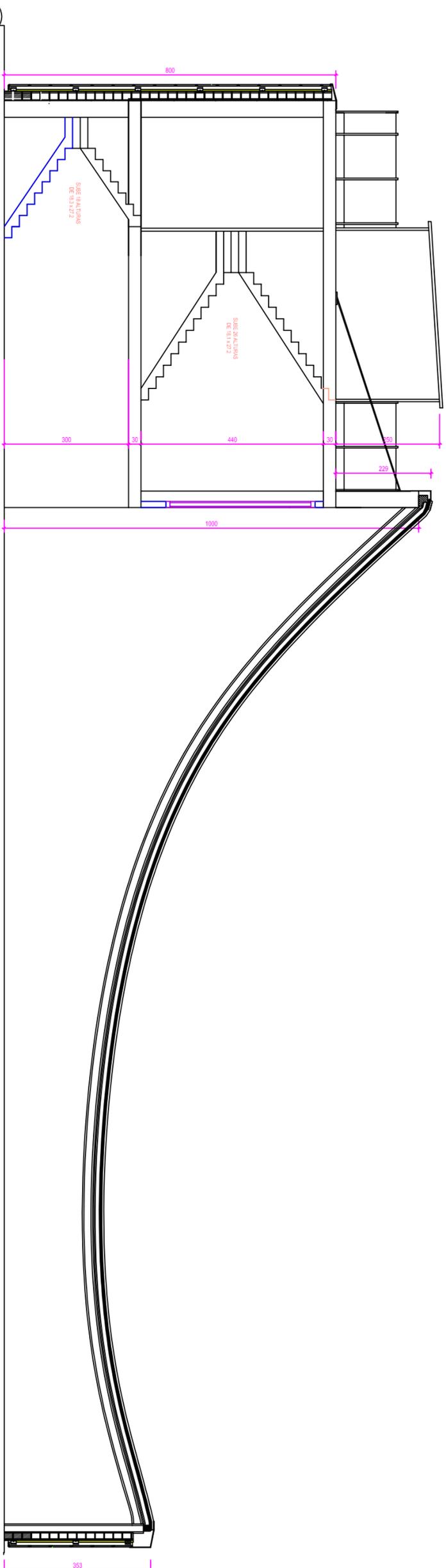
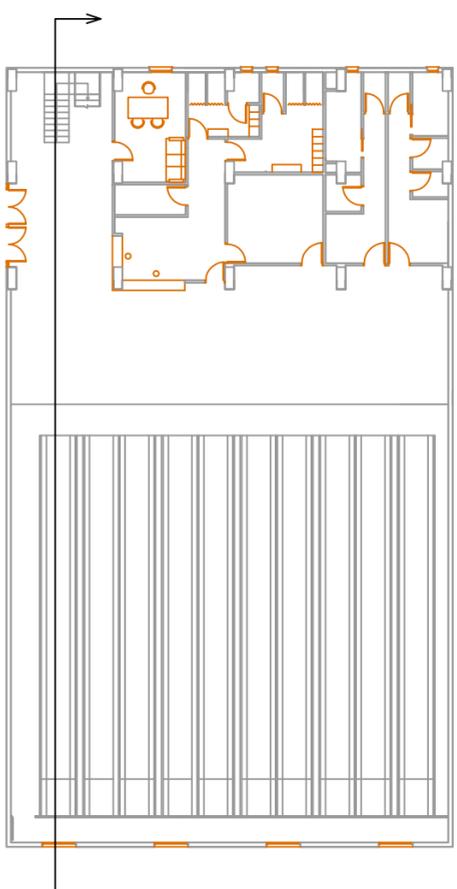
Junio 2011

Piano de: FACHADAS

E:1/100

Piano 04

Alumna: MERCEDES CLEMENT MORALES



**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA

Localidad:
ALTURA (CASTELLON)

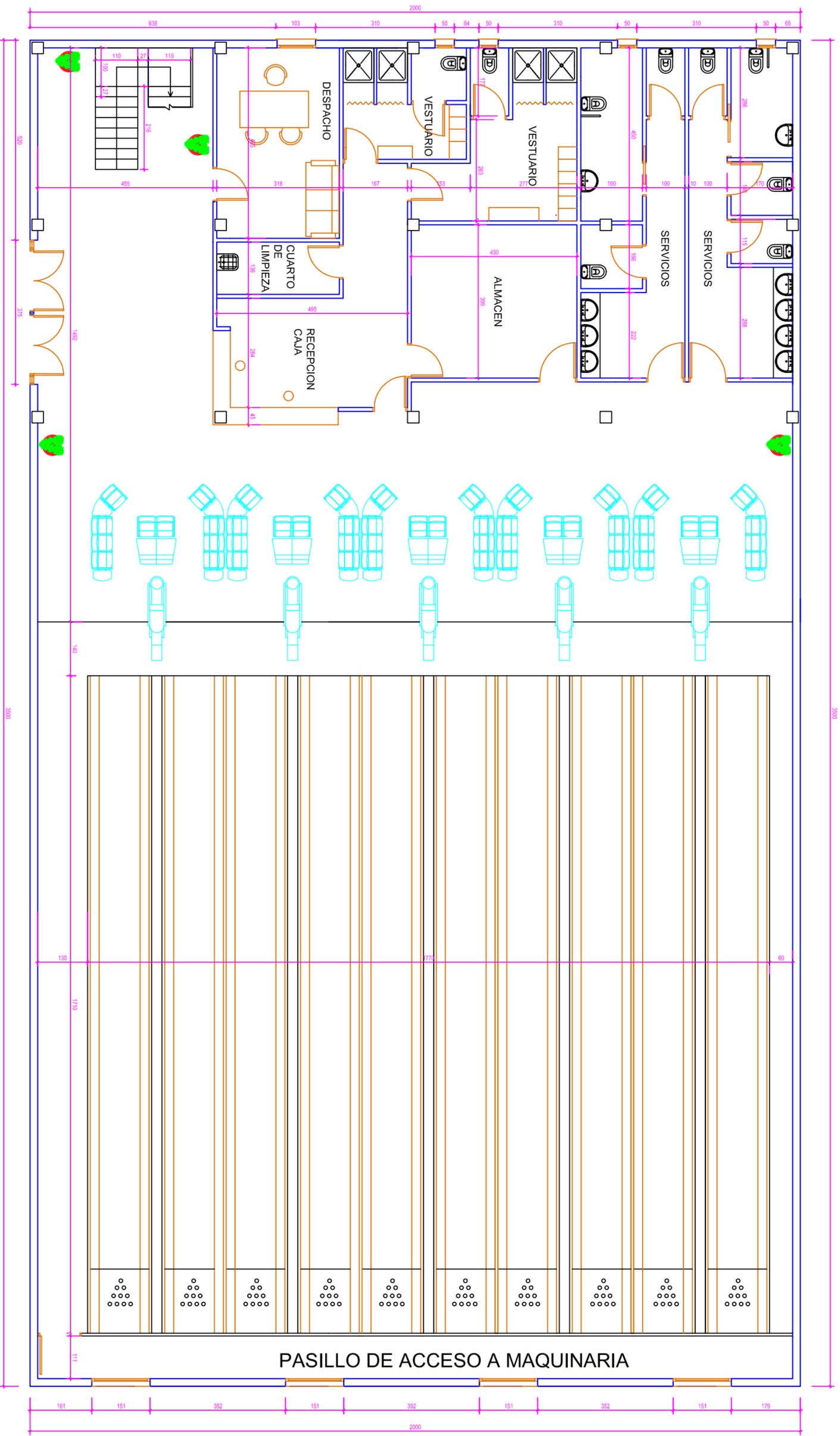
Junio 2011

Plano de:
SECTION

E:1/100

Plano
05

Alumna:
MERCEDES CLEMENT MORALES



PROYECTO FINAL DE CARRERA

ESTUDIO DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE BOLERA

Localidad: ALTIIRA (CASTELLON)

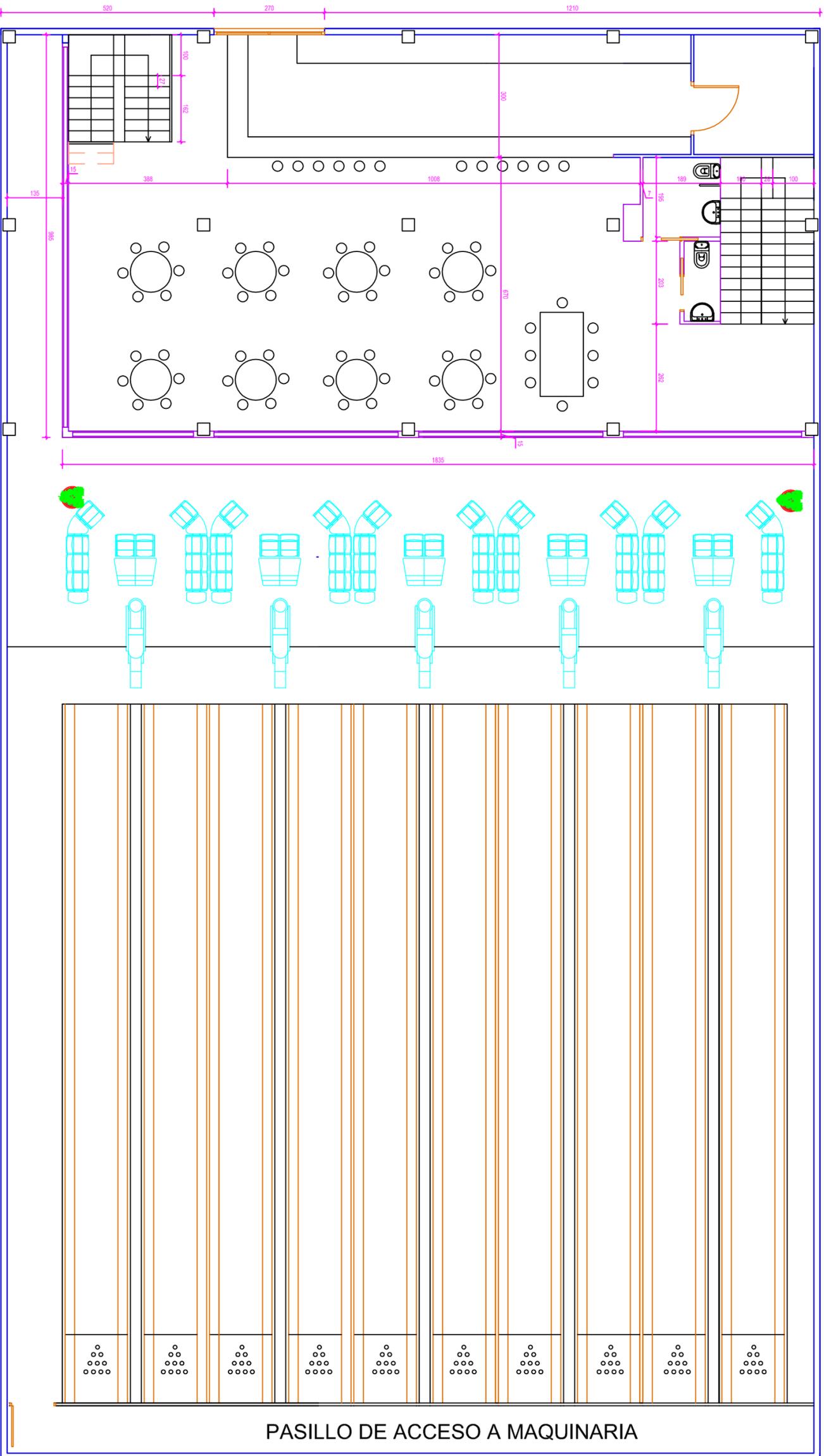
Junio 2011

Plano de: COTAS Planta Baja

E:1/100

Plano 06

Alumna: MERCEDES CLEMENT MORALES



PASILLO DE ACCESO A MAQUINARIA

**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA

Localidad:
ALTURA (CASTELLÓN)

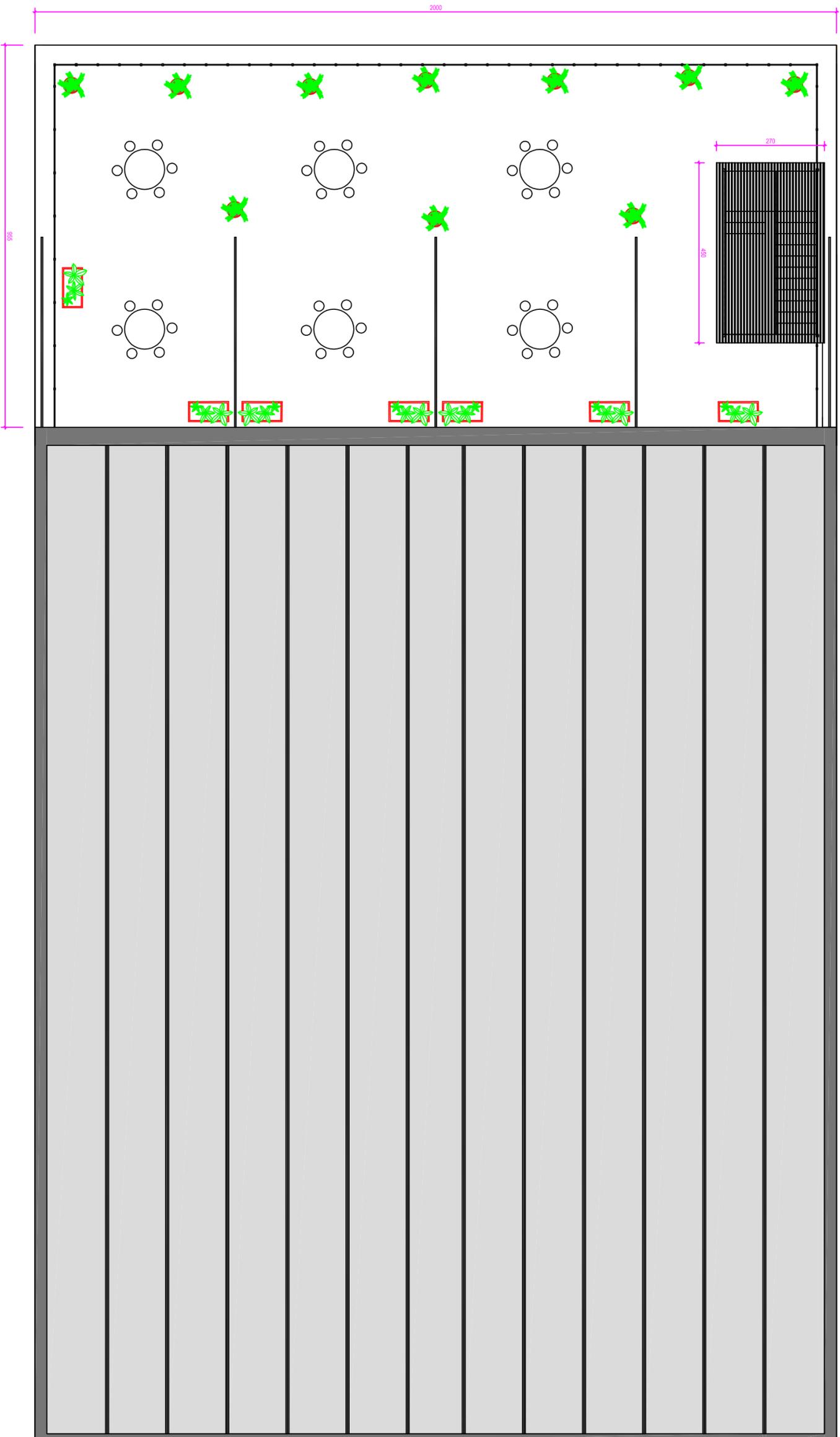
Junio 2011

Plano de:
COTAS
Planta Primera

E:1/100

Plano
07

Alumna:
MERCEDES CLEMENT MORALES



**PROYECTO
FINAL
DE
CARRERA**

ESTUDIO DE
TIPOLOGIA
ESTRUCTURAL
PARA
EDIFICIO DE
BOLERA

Localidad:
ALTURA (CASTELLÓN)

Junio 2011

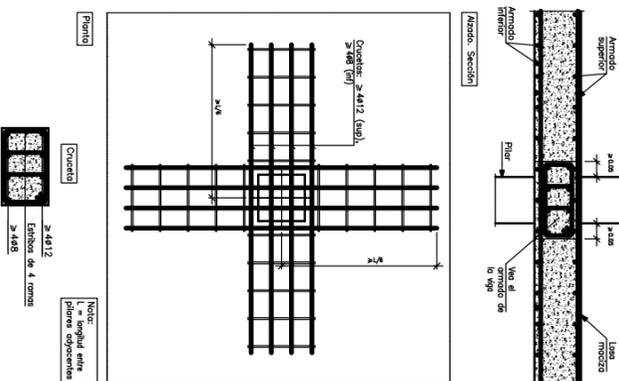
Plano de:
COTAS
Planta Cubierta

E:1/100

Plano
06

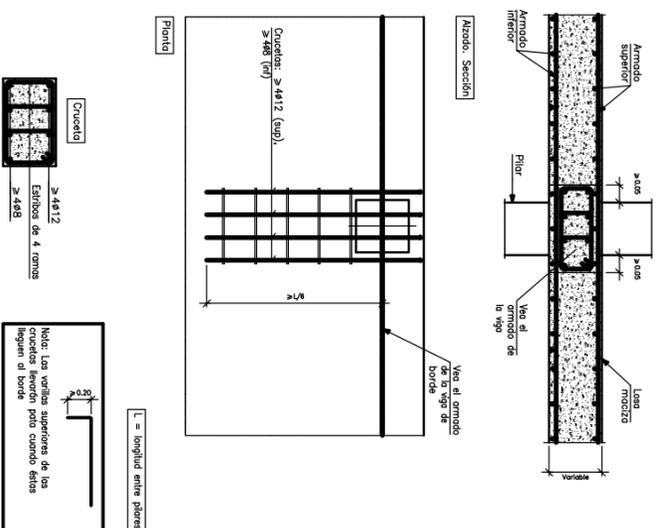
Alumna:
MERCEDES CLIMENT MORALES

Armadura de montaje de dáboco central con pilar de hormigón.

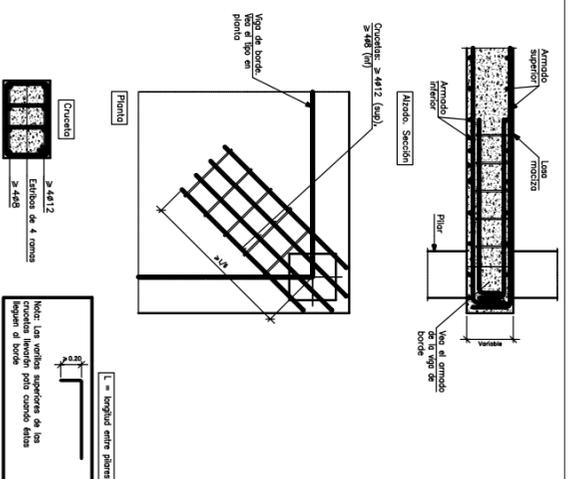


Resumen Acero Forjados 3 Pilares	Long. Total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15, ø16	102.6	25	

Armadura de montaje de dáboco de medianería con pilar de hormigón.



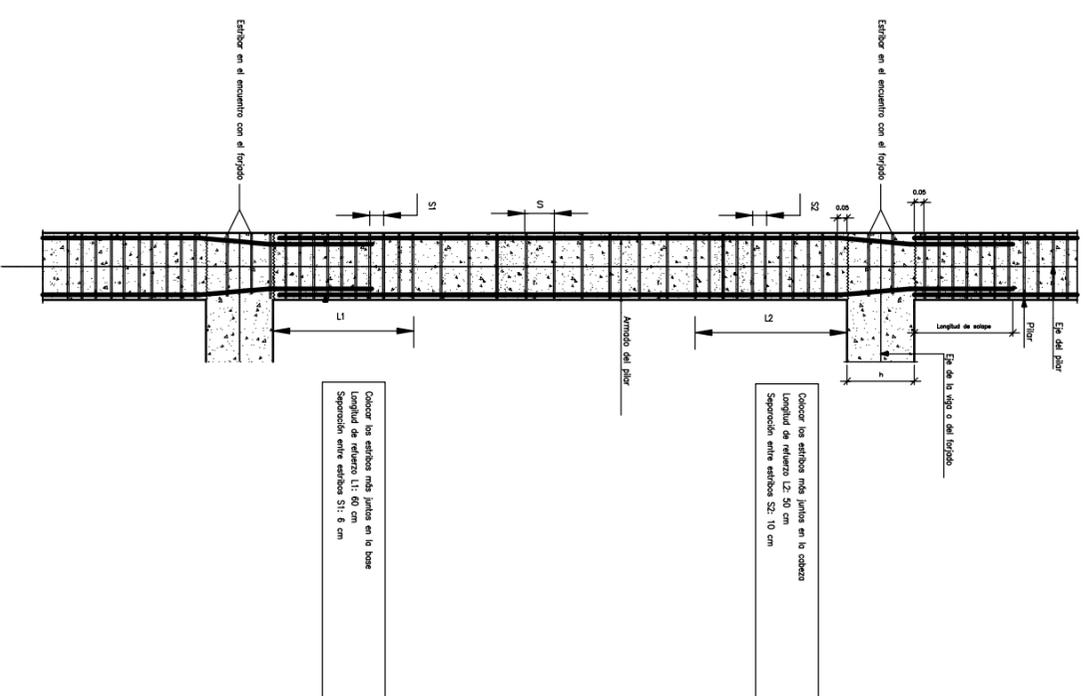
Armadura de montaje de dáboco de esquina con pilar de hormigón.



P1=P2=P3=P4	P6	P7=P8	P9	P10	P11=P12	P13=P14	P15
Forjado 1	Forjado 2	Forjado 3	Forjado 1	Forjado 2	Forjado 3	Forjado 1	Forjado 2

Cuadro de pilares Hormigón: HA-25, Yc=1.5 Acero: B 500 S, Ys=1.15

Detalle de estribo de pilares



Resumen Acero Forjados 1 a 3 Pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15, ø6	1229.2	300	
ø12	459.9	449	
ø16	247.2	429	
ø20	72.1	196	
			1374

PROYECTO FINAL DE CARRERA

ESTUDIO DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE BOLERA

Localidad: ALTURA (CASTELLON)

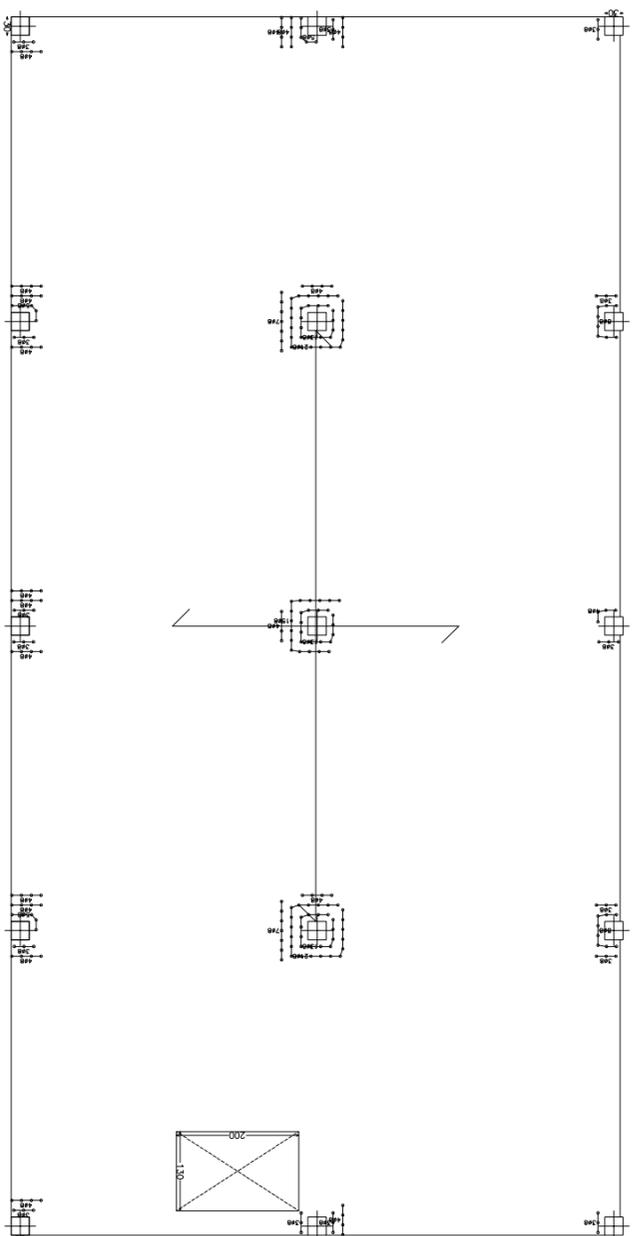
Junio 2011

Piano de: CUADRO DE PILARES DE HORMIGON Y DETALLES

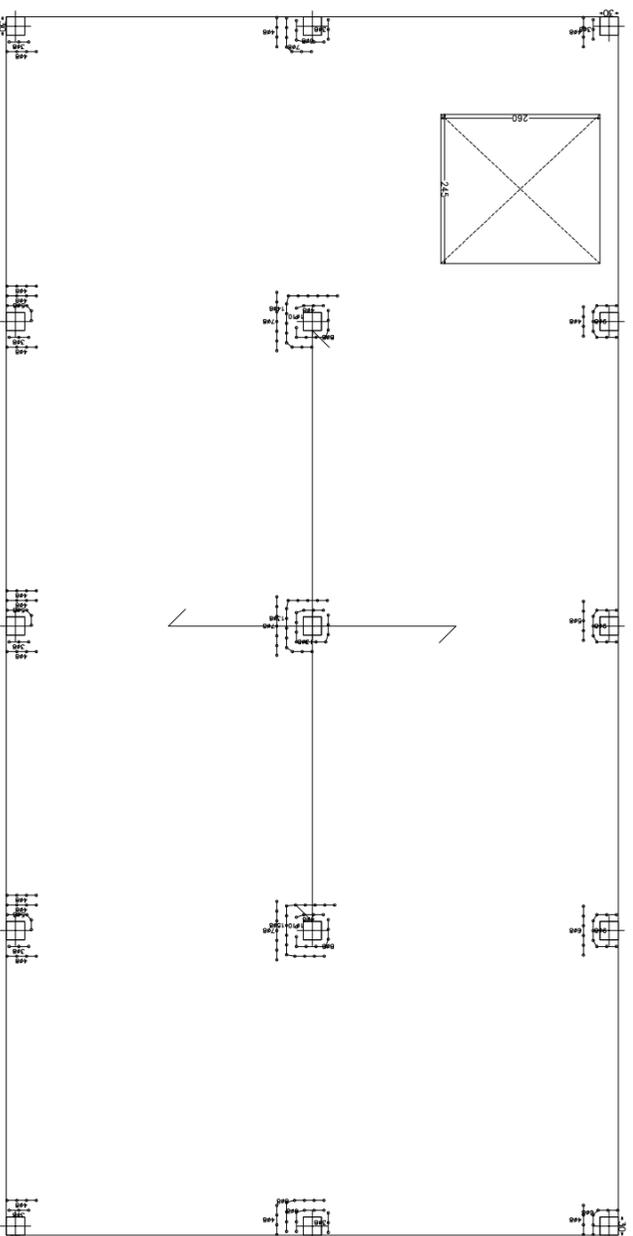
Piano 11

Alumna: MERCEDES CLIMENT MORALES

Forjado 2
 Replanteo
 Hormigón: HA-25, $\gamma_c=1.5$
 Aceros en forjados: B 500 S, $\gamma_s=1.15$



Forjado 1
 Replanteo HA-25, $\gamma_c=1.5$
 Aceros en forjados: B 500 S, $\gamma_s=1.15$



Características de los materiales – Losos Macizas

Materias	Hormigón			Acero					
	Control	Características	Control	Características	Control	Características			
Elemento Zono/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tomado mfx. fido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	Hk-.....	Blando (8-9 mm)	15/20 mm	Normal	Normal	$\gamma_s=1.15$	B.....S
	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	Hk-.....	Blando (8-9 mm)	15/20 mm	Normal	Normal	$\gamma_s=1.15$	B.....S
	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	Hk-.....	Blando (8-9 mm)	15/20 mm	Normal	Normal	$\gamma_s=1.15$	B.....S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.50$ $\gamma_Q=1.80$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Exposición/ambiente	I	IIa	IIb	IIIa					
Recubrimientos nominales (*)	30	35	40	45					

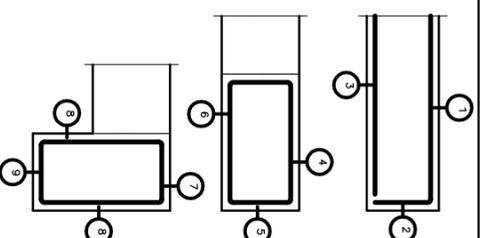
Notas

- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal
- Solapas según EHE
- El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSD, CC-EHE, ...

Datos de la Losa-Planta ...

Cargas	Sección tipo losa
Peso Propio: ... kg/m ²	
Sobrecarga de uso: ... kg/m ²	
Cargas muertas: ... kg/m ²	
Carga total: ... kg/m ²	

Recubrimientos nominales (*)



- 2.- Lateral en borde: 3 cm.
 3.- Interior: 3 cm.
- Vigas embebidas en la losa:
 4.- Superior: 4 cm (para el correcto recubrimiento de los armadores superiores de la losa).
 5.- Lateral en borde: 5 cm (para la correcta colocación de la pata de la armadura superior perpendicular).
 6.- Inferior: 3 cm.
- Vigas descolgadas de la losa:
 7.- Superior: 4 cm (para el correcto recubrimiento de los armadores superiores de la losa).
 8.- Lateral: 3 cm.
 9.- Inferior: 3 cm.

(*) Recubrimientos nominales recomendados para estructuras en exposición/ambiente I y sin protección especial contra incendios.

PROYECTO FINAL DE CARRERA

ESTUDIO DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE BOLERA

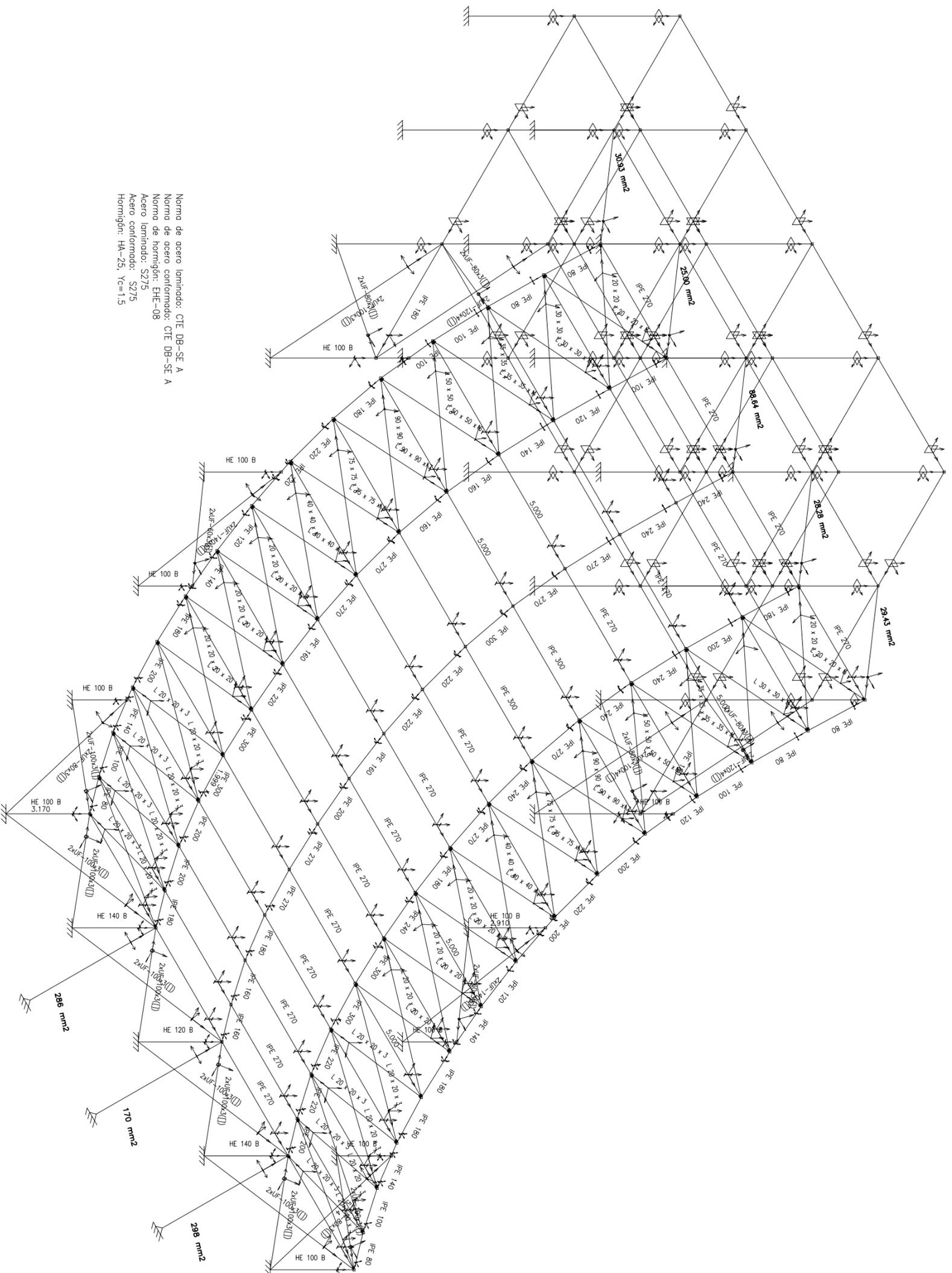
Localidad: ALTURA (CASTELLÓN)

Junio 2011

Plano de: REPLANTEO LOSAS

Plano 12

Alumna: MERCEDES CLIMENT MORALES



Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
 Norma de acero conformado: CTE DB-SE A
 Norma de hormigón: EHE-08
 Acero laminado: S275
 Acero conformado: S275
 Hormigón: HA-25, $\gamma_c=1.5$

E: 1/125

**PROYECTO
 FINAL
 DE
 CARRERA**

ESTUDIO DE
 TIPOLOGIA
 ESTRUCTURAL
 PARA
 EDIFICIO DE
 BOLERA

Localidad:
 ALTURA (CASTELLÓN)

Junio 2011

Plano de:
 DIMENSIONADO
 ESTRUCTURA
 METALICA 3D

Plano
13

Alumna:
 MERCEDES CLIMENT MORALES



6. Conclusiones

El proyecto realizado ha sido muy interesante ya que he podido ver como ejecutar mi cubierta, sin tener que hacer un típica cercha. Que funcionan muy bien pero son costosas de ejecutar. Es cierto, que para que el funicular funcione bien debe de contar con un replanteo perfecto y no falle nada en su construcción.

También podemos decir, que ha sido posible porque para una bolera, no es necesario un gálibo muy alto y podemos jugar con eso.

Otro factor muy importante, ha sido la aparición del cable como elemento que ha soportado los axiles tan grandes que proporciona el funicular y la sencillez de su cimentación mediante un micropilote.

- Ventajas del funicular:

- _ Ahorro de material
- _ Mejor efecto óptico
- _ Mayor facilidad de ejecución

- Desventajas del funicular:

- _ Acumulación de agua en la parte cóncava de la cubierta, que deberíamos de resolver con un canalón oculto.
- _ Del mismo modo mayor peso de nieve.

La estructura de hormigón ha sido un pilar imprescindible para poder hacerlo posible, ya que ha funcionado como lastre perfecto para arriostrar la estructura curva.



7. Bibliografía

- Calculo de estructuras, tomo I, Ramón Argüelles Alvarez
- Cálculo de estructuras, tomo II, Ramón Argüelles Alvarez
- Salvadori y Heller, 1998
- CTE, DB SE : Seguridad Estructural
- EHE- 2008