

Trabajo Fin de Grado  
Grado en Ingeniería Civil

**DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA  
NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE  
HORMIGÓN PREFABRICADO**

Autor: María Castillo Díaz  
Tutor: Jorge Roa Fernández

**Dpto. de Construcciones Arquitectónicas I  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla**

Sevilla, 2019





Trabajo Fin de Grado  
Grado en Ingeniería Civil

# **DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO**

Autor:  
María Castillo Díaz

Tutor:  
Jorge Roa Fernández

Dpto. de Construcciones Arquitectónicas I  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla  
Sevilla, 2019



Trabajo Fin de Grado: DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA  
NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN  
PREFABRICADO

Autor: María Castillo Díaz

Tutor: Jorge Roa Fernández

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2019

El Secretario del Tribunal



# Resumen

---

En el presente proyecto se describen los cálculos llevados a cabo para dimensionar una nave industrial diseñada al efecto para este trabajo. La nave está formada por elementos de hormigón prefabricado. Dichos elementos se tratan de correas y vigas pretensadas y pilares de hormigón armado. Además, se lleva a cabo el cálculo de la cimentación, y se incluye una estimación de presupuesto de lo que significaría la fabricación, transporte y montaje de las piezas.

La planimetría comprende, además del diseño de la nave, las fichas de fabricación tanto de pilares como vigas principales de cubierta.

Las bases de cálculo se justifican en la siguiente memoria, y en los correspondientes anejos se detallan todos los aspectos que se han tenido en cuenta para obtener el resultado final.

# Índice

---

Resumen	7
Índice	8
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	11
ÍNDICE DE TABLAS	13
Planteamiento y Alcance	15
Memoria	19
1. OBJETO	19
2. LOCALIZACIÓN	19
3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO	22
4. HIPÓTESIS Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO Y CÁLCULO	23
4.1. BASES DE CÁLCULO	23
4.2. MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERADO	23
4.3. DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE ELEMENTOS	24
5. ACCIONES CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA	24
5.1. INFORMACIÓN PREVIA	24
5.2. ACCIONES PERMANENTES (G)	24
5.3. ACCIONES VARIABLES (Q)	25
5.4. ACCIÓN EÓLICA	25
5.5. ACCIÓN SÍSMICA	25
6. COMBINACIÓN DE ACCIONES	26
7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD	27
8. AMBIENTE/DURABILIDAD	28
9. SECCIONES EMPLEADAS	28
10. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	33
Anejos	34
I. ANEJO CÁLCULO ACCIÓN EÓLICA	34
II. ANEJO CÁLCULO ACCIÓN SÍSMICA	52
III. ANEJO CÁLCULO DE CORREAS	55
IV. ANEJO CÁLCULO DE VIGAS	61
IV.1. VIA 60×140	61
IV.2. VIA 60×120	77
IV.3. JPI 40×50	92
IV.4. JPT 20×50	107
V. ANEJO MODELO DE CÁLCULO SAP2000	122
VI. ANEJO UNIÓN A CIMENTACIÓN	141
VII. ANEJO DISEÑO DE PILARES	146
VIII. ANEJO CÁLCULO MÉNSULAS CORTAS	183
IX. ANEJO CÁLCULO CIMENTACION	186



<b>Presupuesto</b>	<b>203</b>
<b>Conclusiones</b>	<b>207</b>
<b>Referencias</b>	<b>208</b>
<b>Planos</b>	<b>209</b>



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. PERSPECTIVA DE LA NAVE.....	16
ILUSTRACIÓN 2. LOCALIZACIÓN DE LA PARCELA I [4].....	19
ILUSTRACIÓN 3. LOCALIZACIÓN DE LA PARCELA II [4].....	20
ILUSTRACIÓN 4. LOCALIZACIÓN DE LA PARCELA III [4].....	20
ILUSTRACIÓN 5. DISTRIBUCIÓN DE LA NAVE DENTRO DE LA PARCELA.....	21
ILUSTRACIÓN 6. ESQUEMA PÓRTICO TRASLACIONAL [3].....	22
ILUSTRACIÓN 7. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS [5].....	28
ILUSTRACIÓN 8. SECCIÓN VIA 60×140.....	29
ILUSTRACIÓN 9. SECCIÓN VIA 60×120.....	29
ILUSTRACIÓN 10. SECCIÓN JPI 40×50.....	30
ILUSTRACIÓN 11. SECCIÓN JPT 20×50.....	30
ILUSTRACIÓN 12. SECCIÓN CORREA TUBULAR 30 [11].....	31
ILUSTRACIÓN 13. SECCIÓN CORREA TUBULAR 25 [11].....	31
ILUSTRACIÓN 14. SECCIÓN P-50×60.....	32
ILUSTRACIÓN 15. SECCIÓN P-50×70.....	32
ILUSTRACIÓN 16. SECCIÓN P-50×50.....	33
ILUSTRACIÓN 17. MAPA CLASIFICACIÓN VELOCIDAD VIENTO [2].....	34
ILUSTRACIÓN 18. GEOMETRÍA NAVE CENTRAL.....	35
ILUSTRACIÓN 19. GEOMETRÍA OFICINAS.....	36
ILUSTRACIÓN 20. GEOMETRÍA MARQUESINAS LATERALES.....	36
ILUSTRACIÓN 21. COEFICIENTE PARAMENTOS VERTICALES [2].....	38
ILUSTRACIÓN 22. COEFICIENTE EÓLICO PARAMENTOS VERTICALES LATERALES [2].....	40
ILUSTRACIÓN 23. COEFICIENTE EÓLICO CUBIERTA MARQUESINAS [2].....	41
ILUSTRACIÓN 24. ESPECTRO DE RESPUESTA.....	53
ILUSTRACIÓN 25. ZONAS DE VIENTO EN CUBIERTA MARQUESINAS, X [2].....	56
ILUSTRACIÓN 26. ZONAS DE VIENTO EN CUBIERTA MARQUESINAS, Y [2].....	57
ILUSTRACIÓN 27. CROQUIS DISTRIBUCIÓN ARMADOS TIPO EN CORREAS.....	58
ILUSTRACIÓN 28. COEFICIENTES A [3].....	68
ILUSTRACIÓN 29. MATERIAL HA-40 EN SAP2000.....	123
ILUSTRACIÓN 30. MATERIAL HA-50 EN SAP2000.....	123
ILUSTRACIÓN 31. MATERIAL HA-30 SIN P.P. EN SAP2000.....	124
ILUSTRACIÓN 32. MATERIAL B-500-SD EN SAP2000.....	124
ILUSTRACIÓN 33. MATERIAL MAT-SHELL EN SAP2000.....	125
ILUSTRACIÓN 34. SECCIÓN P-50×60 EN SAP2000.....	126
ILUSTRACIÓN 35. DATOS DE ARMADURA PARA SECCIÓN PILARES EN SAP2000.....	127
ILUSTRACIÓN 36. SECCIÓN JPI 40×50 EN SAP2000.....	127
ILUSTRACIÓN 37. SECCIÓN SHELL EJEMPLO EN SAP2000.....	128
ILUSTRACIÓN 38. COMBINACIÓN EN ELU DE EJEMPLO EN SAP2000.....	131
ILUSTRACIÓN 39. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA NAVE EN SAP2000.....	132
ILUSTRACIÓN 40. OPCIONES PARA CREAR BARRAS EN SAP2000.....	133
ILUSTRACIÓN 41. PÓRTICO TIPO.....	133
ILUSTRACIÓN 42. DEFINICIÓN DE LAS SHELL EN EL MODELO SAP2000.....	134
ILUSTRACIÓN 43. EJEMPLOS EJES LOCALES DE SHELL EN SAP2000. EL ROJO ES EL PRINCIPAL.....	134
ILUSTRACIÓN 44. DEFINICIÓN EXCENTRICIDADES EN SAP2000.....	135
ILUSTRACIÓN 45. CONDICIONES DE CONTORNO PARA PILARES EN SAP2000.....	135
ILUSTRACIÓN 46. CASO CARGA SISMO X EN SAP2000.....	136
ILUSTRACIÓN 47. CASO CARGA SISMO Y EN SAP2000.....	136
ILUSTRACIÓN 48. MASA SÍSMICA EN SAP2000.....	137
ILUSTRACIÓN 49. ASIGNACIÓN DE CARGAS A LAS SHELL EN SAP2000.....	137
ILUSTRACIÓN 50. UNIÓN A CIMENTACIÓN TORNILLO-ZAPATA [7].....	141
ILUSTRACIÓN 51. DISPOSICIÓN TORNILLOS EN BASE PILAR.....	142
ILUSTRACIÓN 52. ESTADOS TEMPORAL Y FINAL EN CONEXIÓN [7].....	142
ILUSTRACIÓN 53. DIMENSIONES MÍNIMAS A TENER EN CUENTA EN LA CONEXIÓN [7].....	143
ILUSTRACIÓN 54. DIMENSIONES TORNILLOS PIE DE PILAR [7].....	143

ILUSTRACIÓN 55. CAPACIDAD TORNILLOS PIE DE PILAR [7].....	144
ILUSTRACIÓN 56. VALORES MÍNIMOS DE SEPARACIÓN Y ESPESOR CIMENTACIÓN [7] .....	145
ILUSTRACIÓN 57. DIMENSIONES DE TORNILLOS DE ANCLAJE [7] .....	145
ILUSTRACIÓN 58. DISTRIBUCIÓN DE GRUPOS DE ARMADOS DE PILARES.....	147
ILUSTRACIÓN 59. CROQUIS MÉNSULAS CORTAS .....	183
ILUSTRACIÓN 60. NIVELES DEL TERRENO .....	186
ILUSTRACIÓN 61. CROQUIS DE CIMENTACIÓN EN TERRENO.....	187

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. COEFICIENTES PARCIALES PARA ELS [3].....	27
TABLA 2. COEFICIENTES PARCIALES PARA ELU [3].....	27
TABLA 3. MATERIALES SEGÚN PIEZA.....	33
TABLA 4. COEFICIENTES PARA TIPO DE ENTORNO [2].....	35
TABLA 5. PRESIÓN ESTÁTICA EN FRONTAL Y POSTERIOR NAVE PRINCIPAL.....	44
TABLA 6. PRESIÓN ESTÁTICA EN LATERALES NAVE PRINCIPAL.....	46
TABLA 7. PRESIÓN ESTÁTICA FRONTAL Y POSTERIOR OFICINAS.....	49
TABLA 8. PRESIÓN ESTÁTICA LATERAL OFICINAS.....	51
TABLA 9. TABLA RESISTENCIA AL FUEGO PARA VIGAS [3].	76
TABLA 10. LOAD PATTERN DEFINIDOS EN SAP2000.....	129
TABLA 11. COMBINACIÓN DE ACCIONES INTRODUCIDAS EN SAP2000.....	131
TABLA 12. CARGAS APLICADAS A CADA SHELL EN SAP2000.....	139
TABLA 13. NUMERACIÓN DE ÁREAS EN SAP2000.....	140
TABLA 14. EQUIVALENCIA CAPACIDAD TORNILLOS.....	144
TABLA 15. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 01 DE PILARES.....	156
TABLA 16. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA BAYONETAS DE PILARES.....	160
TABLA 17. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 02 DE PILARES.....	164
TABLA 18. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 03 DE PILARES.....	169
TABLA 19. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 04 DE PILARES.....	173
TABLA 20. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 05 DE PILARES.....	177
TABLA 21. ENVOLVENTE CM2 DE ARMADURA GRUPO 06 DE PILARES.....	182
TABLA 22. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z01-MARQUESINAS.....	188
TABLA 23. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z02-HASTIAL MUELLES.....	188
TABLA 24. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z03- CENTRALES.....	188
TABLA 25. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z04- HASTIAL OFICINAS.....	188
TABLA 26. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z05- OFICINAS.....	189
TABLA 27. ENVOLVENTE DE REACCIONES Z06-LATERALES.....	189
TABLA 28. RESUMEN ZAPATAS.....	189
TABLA 29. COMPROBACIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	202



# Planteamiento y Alcance

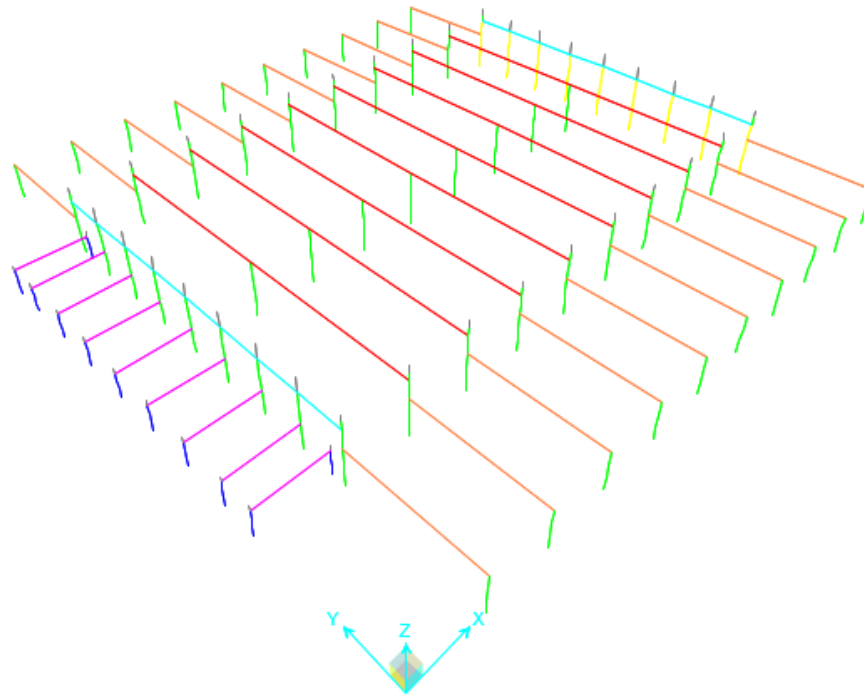
Se propone el cálculo y dimensionamiento de una nave logística industrial diseñada al efecto para este trabajo y solucionada mediante estructura de hormigón prefabricado.

Se plantea realizarla en hormigón prefabricado por varios motivos:

- Proceso industrializado con mayor control y calidad del producto terminado. Por ejemplo, a efectos de durabilidad son más eficientes que una estructura en hormigón in situ
- Montaje de la nave en menor tiempo, ya que el único proceso necesario en obra, aparte del montaje de las piezas, es la realización de la cimentación.
- Las estructuras de hormigón, frente a las metálicas, proveen grandes luces con cantos no muy elevados, pudiendo optimizar el espacio con mayores intereses sin necesidad de pilares intermedios.
- Buen comportamiento frente a la acción del fuego sin necesidad de sistemas de protección adicionales. En un centro logístico de almacenamiento esta cuestión es bastante importante y decisiva a la hora de decidir los materiales utilizados.

En cuanto al diseño de la nave, el conjunto total de la construcción ocupa aproximadamente 12200 m<sup>2</sup>. La edificación consiste en una binave principal, de 65 m x 100 m, a dos aguas, de luces de más de 30 m y con una pendiente del 2% y cubierta deck, altura libre bajo viga de 10 m y pórticos cada 11 m. Para dotar de complejidad a la estructura, se diseña en sus laterales sendas marquesinas, también de cubierta ligera de chapa grecada, pero con una pendiente del 7% y altura libre de 5 m. La complejidad reside en el cálculo del viento en la cubierta de marquesinas según el CTE-DB-SE-AE, ya que conlleva unas cargas considerables de succión, que afecta, no solo a las correas, sino que descomprimen los pilares. Las vigas principales de la cubierta de la marquesina irán sobre ménsulas en los pilares de la nave. Estas marquesinas tienen longitudes de vigas de aproximadamente 22 m.

Por último, en el frontal de la nave se ha añadido una pequeña estructura, prevista para albergar oficinas, también en cubierta ligera, pero que servirá en mucha medida para aliviar los pilares de la nave en ese lateral de la acción del viento.



*Ilustración 1. Perspectiva de la nave*

El diseño está pensado para albergar un centro logístico, de grandes pasillos con estanterías para la recepción y almacenaje de materiales, por ello que se busque que sea lo más diáfana posible. Como todo centro logístico, se prevé una zona de muelles para la carga y descarga de camiones. Es por ello que uno de los laterales de la nave comience a una cota inferior de cimentación, para la situación de las puertas de muelles. Esto implicará mayor longitud del pilar, ya de por sí esbelto, por lo que de cara al cálculo se optará por poner una sección mayor que en el resto de la nave.

El emplazamiento elegido es una parcela en un polígono industrial de Huelva, cuya aceleración sísmica básica es 0.10 g, que implica llevar a cabo el cálculo sísmico mediante la norma NCSE-02.

La unión de las vigas a los pilares se hace mediante conexión atornillada, lo que en el modelo de cálculo se representará como nudos articulados. Por otra parte, los pilares irán a cimentación mediante solución comercial atornillada. Consiste en la unión mediante tornillos y tuercas en dos partes: una de ellas va embebida en el pilar durante su fabricación y la otra colocada en la cimentación, previa a su ejecución. Estos tornillos se dimensionan en función de la armadura longitudinal principal que lleva cada pilar, de forma que aseguren el solape de armadura que garantiza la transmisión de esfuerzos a la cimentación. Se modelizan como empotramientos en el modelo de cálculo.

Los pilares se fabrican sólo con armadura pasiva, ya que trabajan fundamentalmente a esfuerzos de flexocompresión, y no es conveniente dotarlos de ningún tipo de deformación inicial, ya que sería contraproducente de cara a su comportamiento frente a pandeo.

Las vigas son piezas pretensadas. El armado principal de las vigas es mediante armadura activa, lo que les confiere una resistencia mayor comparada con la que pudieran desarrollar piezas compuestas sólo de armadura pasiva. De esta manera se pueden alcanzar luces de mayor tamaño. Trabajan fundamentalmente a flexión.

Las correas son elementos pretensados. Constan de un alveolo, los que le confiere un carácter



más aligerado, aunque resistente. Éstas se calcularán mediante autorizaciones de uso de proveedor.

Lo que se desarrolla en el presente trabajo consiste en:

- Diseño y predimensionado del modelo en base a las cuestiones planteadas en este apartado.
- Cálculo de acciones de viento y sísmica según normativas vigentes.
- Cálculo de los esfuerzos de diseño en correas, vigas y pilares.
- Cálculo de los elementos prefabricados: pilares, vigas principales de cubierta y correas, frente a las solicitaciones de diseño.
- Cálculo de la cimentación.
- Planos de diseño de la nave: replanteo de pilares, vigas principales de cubierta, replanteo de correas y secciones.
- Planimetría in situ: plano de cimentación.
- Planimetría de fábrica: se realiza para cada pieza prefabricada una planilla con su armado tipo.
- Presupuesto que conlleva la ejecución de la estructura prefabricada.

Para el modelo de cálculo se ha utilizado software SAP2000 y para la cimentación cype. No se ha incluido en este proyecto ni el cálculo de las envolventes de cerramiento, ni el cálculo de las instalaciones de la nave, se ha centrado exclusivamente en el cálculo estructural y la cimentación, dejando la puerta abierta a futuras ampliaciones del proyecto en ese sentido.





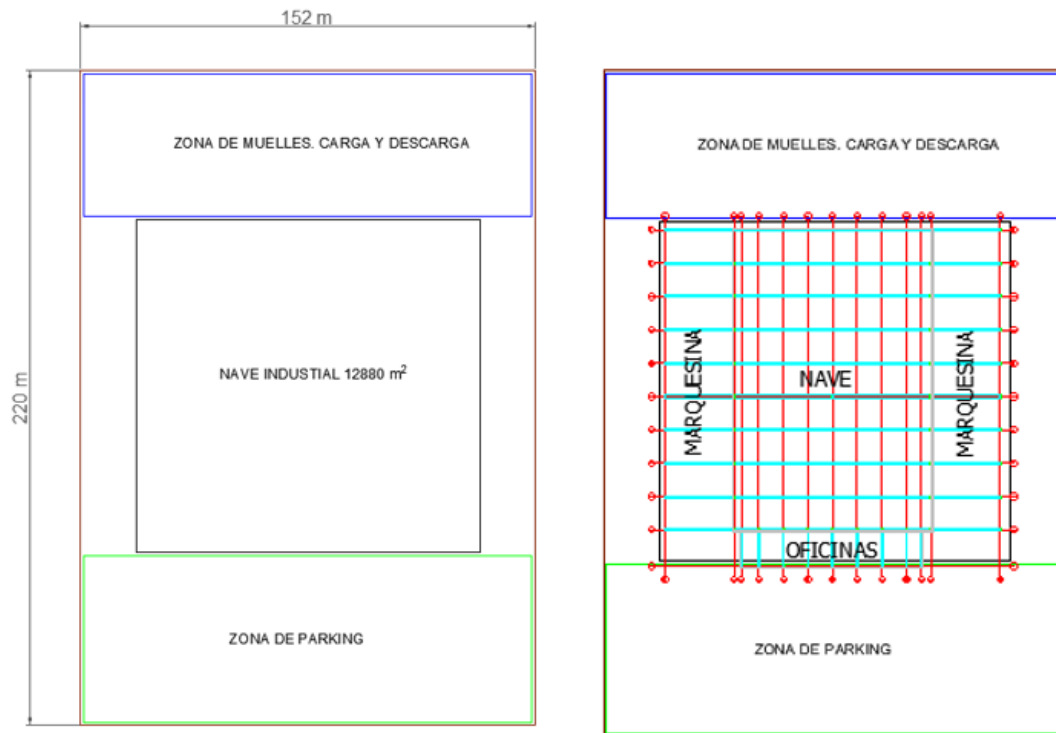


Ilustración 3. Localización de la Parcela II [4]



Ilustración 4. Localización de la Parcela III [4]

El terreno consta de aproximadamente 33400 m<sup>2</sup>; no obstante, la nave proyectada se situará dentro de los límites de la parcela de la siguiente manera:



*Ilustración 5. Distribución de la nave dentro de la parcela*

De esta forma, la nave ocupará casi 12900 m<sup>2</sup>, y se dedicará parte del terreno al tránsito de camiones para la carga y descarga de mercancía, así como una zona principal de entrada de vehículos de trabajadores y/o visitas a las instalaciones.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO

El Proyecto estructural de esta obra se basa en una solución con elementos prefabricados, mediante estructura evolutiva diseñada para un comportamiento isostático frente a las cargas en servicio.

Los elementos estudiados en el presente proyecto son correas, vigas principales de cubierta, pilares y ménsulas en hormigón prefabricado. No se ha diseñado ninguna envolvente de cerramiento, aunque sí se ha supuesto una altura de 13 m para la nave y de 5.5 m para las oficinas, de cara al cálculo de la acción del viento. Los laterales tienen previsto no llevar cierre, por ello que se denominen y se traten, a tal efecto, como marquesinas.

La estructura de la nave está formada por pórticos traslacionales. No se considera arriostramiento en cubierta en el sentido de las correas, por ello los pórticos de hastial sufren mayores esfuerzos de flexión debido, sobre todo, a la acción del viento.

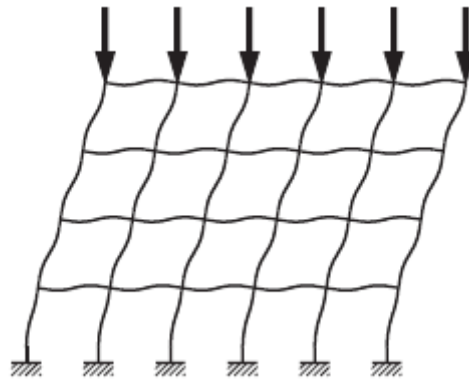


Ilustración 6. Esquema pórtico traslacional [3]

Al no ser despreciables los efectos de segundo orden, es necesario utilizar un método de cálculo que incluya estos efectos no lineales. En este caso se trata del método  $P-\delta$ , que se describe en el Anejo V.

Las cargas que se aplican en cubierta son soportadas por las correas, que a su vez las trasladan a las vigas. Los pilares soportan a estas últimas y transmiten sus esfuerzos a la cimentación. Las vigas que en lugar de apoyar en cabeza de pilar, lo hacen sobre ménsulas, introducen una excentricidad que se traduce en un aumento de la flexión.

Por tanto, las correas y vigas, que se modelizan como elementos biapoyados, sufrirán flexiones y cortantes. De otro lado, los pilares, empotrados en su base están sometidos fundamentalmente a flexocompresión, y sufren cortantes de muy pequeño valor.

La determinación de las solicitaciones y el dimensionado de las secciones se desarrollan según los Anejo de Cálculo adjuntos a esta memoria.

## 4. HIPÓTESIS Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO Y CÁLCULO

### 4.1. BASES DE CÁLCULO

El estudio de las secciones se ha efectuado mediante criterios de Estados Límites, considerando:

- Por una parte, el Estado Límite de Servicio, bajo las combinaciones de acciones más desfavorables, en sus valores característicos y con los materiales sin minorar; comprobando que los estados, tensiones y deformaciones en todos los elementos de la estructura se encuentran en condiciones adecuadas; es decir, con valores inferiores a los límites recogidos en las Instrucciones y Normas que aplican en España.
- Por otra parte, el Estado Límite Último de las secciones, comprobando que las solicitaciones más desfavorables mayoradas (valores de cálculo) de las diferentes acciones de la estructura presentan valores inferiores a los esfuerzos de agotamiento de dichas secciones; es decir, teniendo en cuenta las oportunas minoraciones de las resistencias de los diferentes materiales, así como las interacciones de las solicitaciones combinadas de cortantes y flectores.
- Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo en primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos. En elementos sometidos a compresión o flexo-compresión se tienen en cuenta los efectos de segundo orden (no linealidad geométrica y mecánica) para su correcto armado.
- Independientemente de las generalizaciones aquí expuestas, en cada fase del desarrollo del cálculo, se exponen con mayor detalle las hipótesis y criterios considerados, así como las simplificaciones aplicadas y su justificación.

### 4.2. MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERADO

El análisis de las solicitaciones se ha realizado mediante un programa de cálculo espacial basado en métodos matriciales de rigidez, definiendo mediante barras los elementos que definen la estructura: pilares y vigas principales de cubierta. Se aplican las siguientes simplificaciones:

- a) Uniones articuladas de las barras que representan a las vigas, para modelizar el comportamiento isostático de las mismas.
- b) La unión a la cimentación se modeliza como un empotramiento en todos los pilares.
- c) No se introducen en el modelo las correas alveolares, ya que es difícil garantizar que el efecto arriostrante que producirían se lleva a cabo de tal forma en la realidad.
- d) Los elementos estructurales modelizados como barras se definen con sección constante de tal forma que tengan un peso propio y una inercia equivalentes a los reales.
- e) El apoyo sobre ménsulas se modelizará como excentricidades en las barras, para que actúe como dicho efecto.

Dado que están relacionados entre sí por la compatibilidad de deformaciones, el modelo resuelve la matriz de rigidez general y las asociadas, pudiendo obtener los desplazamientos y esfuerzos en todos los elementos.

Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón en su sección bruta. Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez de los elementos se distinguen los valores de rigidez a flexión, a torsión y axil.

Para este cálculo, el programa informático empleado es el SAP2000.

#### 4.3. DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE ELEMENTOS

- Dimensionamiento y armado de pilares: se obtiene el armado necesario por cálculo dado por SAP2000, a partir de los esfuerzos de segundo orden obtenidos, considerando la no linealidad de los materiales.
- Dimensionamiento y armado de las vigas principales de cubierta: se analizan individualmente como barras biapoyadas, y se exponen sus cálculos, para cada tipo de viga y situación más desfavorable, en el Anejo IV, tomando como base la Normativa vigente aplicable, la EHE-08.
- El dimensionado y armado de las correas se realizará mediante ficha técnica del proveedor, analizando previamente la flexión máxima ejercida en cada una de ellas. Este desarrollo se lleva a cabo en el Anejo III.

### 5. ACCIONES CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

#### 5.1. INFORMACIÓN PREVIA

- |  |         |
|--|---------|
| - Población -                          | Huelva  |
| - Altitud topográfica -                | 24 msnm |
| - Zona según la influencia del clima - | Zona IV |
| - Ambiente durabilidad -               | IIb     |

#### 5.2. ACCIONES PERMANENTES (G)

- |  |                        |
|--|------------------------|
| a) Cargas Permanentes en Nave:         |                        |
| - Peso propio de las correas TUB.30 -  | 0.89 kN/m              |
| - Cubierta tipo deck -                 | 0.20 kN/m <sup>2</sup> |
| - Instalaciones -                      | 0.30 kN/m <sup>2</sup> |
| - Fotovoltaicas -                      | 0.30 kN/m <sup>2</sup> |
| - Peso propio de las vigas de hormigón |                        |



## b) Cargas Permanentes en Oficinas:

- Peso propio de las correas TUB.25 -	0.78 kN/m
- Cubierta tipo deck -	0.20 kN/m <sup>2</sup>
- Instalaciones -	0.30 kN/m <sup>2</sup>
- Fotovoltaicas -	0.30 kN/m <sup>2</sup>
- Peso propio de las vigas de hormigón	

## c) Cargas Permanentes en Marquesinas:

- Peso propio de las correas TUB.30 -	0.89 kN/m
- Cubierta chapa grecada -	0.15 kN/m <sup>2</sup>
- Peso propio de las vigas de hormigón	

## 5.3. ACCIONES VARIABLES (Q)

## a) Cargas Variables en Nave:

- Nieve [2] -	0.20 kN/m <sup>2</sup>
- Mantenimiento (no concomitante) [2] -	0.40 kN/m <sup>2</sup>
- Viento -	s/ Anejo I

## b) Cargas Variables en Oficinas:

- Nieve [2] -	0.20 kN/m <sup>2</sup>
- Mantenimiento (no concomitante) [2] -	0.40 kN/m <sup>2</sup>
- Viento -	s/ Anejo I

## c) Cargas Variables en Marquesinas:

- Nieve [2] -	0.20 kN/m <sup>2</sup>
- Mantenimiento (no concomitante) [2] -	0.40 kN/m <sup>2</sup>
- Viento -	s/ Anejo I

## 5.4. ACCIÓN EÓLICA

Todos los cálculos referentes a la acción del viento se desarrollan en el Anexo I, para un grado de aspereza IV y zona B, según CTE-DB-SE-AE.

## 5.5. ACCIÓN SÍSMICA

El cálculo del espectro de respuesta se desarrolla en el Anejo II adjunto a esta memoria, según la norma NCSE-02, para unos datos:

Coefficiente de riesgo: Construcción de importancia normal

Aceleración básica:  $a_b=0,10$  g

Ductilidad: baja  $\mu=2$

Tipo de Suelo: C=1.6

Coefficiente de contribución: K=1,3

## 6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Se definen para cada caso las combinaciones de acciones para los Estados Límite Últimos y/o de Servicio según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, con nivel de control normal. Así mismo se definen los valores representativos y característicos de las acciones para cada elemento y los correspondientes coeficientes de seguridad y simultaneidad.

### ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

- Combinación característica (Efectos debidos a acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente (Efectos debidos a acciones de corta duración que pueden resultar reversibles):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente (acciones de larga duración):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

### ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situación Accidental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situación Sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$  : Valor característico de las acciones permanentes

P: Valor característico de la acción del pretensado.

$Q_{k,1}$ : Valor característico de la acción variable determinante.

$\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$  : Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

$\Psi_{1,1} \cdot Q_{K,1}$  : Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  : Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción

determinante o con la acción accidental.

Ad: Valor característico de la acción accidental o sísmica.

## 7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Se adoptan como coeficientes parciales de seguridad los expuestos en la Instrucción Española EHE.

### ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Corresponden a una puesta fuera de servicio de la estructura por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Coeficientes parciales de seguridad de materiales:

Minoración del hormigón:	1,00
Minoración del acero:	1,00

Coeficientes parciales de seguridad de acciones:

TIPO DE ACCIÓN	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Pretensado	$\gamma_P = 0.95$	$\gamma_P = 1.05$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$

Tabla 1. Coeficientes parciales para ELS [3]

### ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Corresponden a una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma o una parte de ella.

Coeficientes parciales de seguridad de materiales:

Minoración del hormigón:	1,50
Minoración del acero:	1,15

Coeficientes parciales de seguridad de acciones:

TIPO DE ACCIÓN	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$
Pretensado	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.05$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.50$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$

Tabla 2. Coeficientes parciales para ELU [3]

## 8. AMBIENTE/DURABILIDAD

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que se proyecta, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación, como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural [5].

El proyecto se diseña para una vida útil de 50 años.

La clase general de exposición ambiente para Huelva es IIb [6].

De cara a que se cumpla con las prescripciones de durabilidad, se exige cumplir con un recubrimiento de las armaduras, de forma que:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta_r$$

$r_{nom}$ : recubrimiento nominal a disponer (incluyendo estribos)

$r_{min}$ : recubrimiento mínimo. Se extrae de la imagen siguiente, que para elementos prefabricados y ambiente IIb es, en cualquier caso, 25 mm.

$\Delta_r$ : margen de recubrimiento, en función del tipo de elemento y nivel de control, que para elementos prefabricados con control intenso es de 0 mm.

En este caso:

$$r_{nom} = 25 \text{ mm}$$

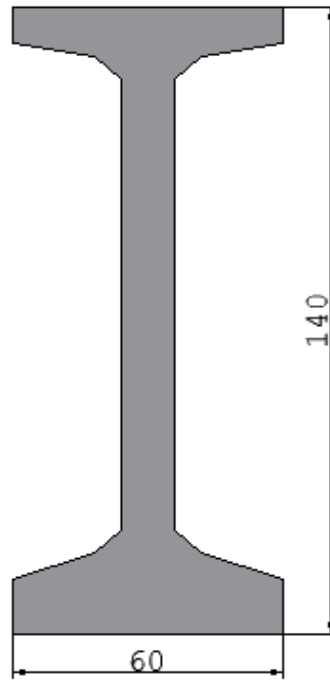
Resistencia característica del hormigón (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MÍNIMO (mm) SEGUN LA CLASE DE EXPOSICION (**)									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
25 ≤ f <sub>ck</sub> < 40	general	20	25	30	35	35	40	35	40	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
f <sub>ck</sub> ≥ 40	general	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30	(*)	(*)

Ilustración 7. Recubrimientos mínimos [5]

## 9. SECCIONES EMPLEADAS

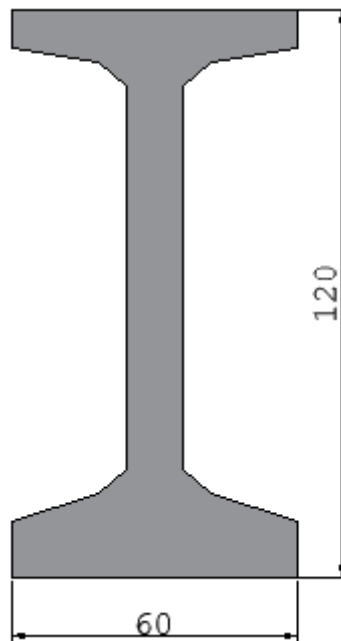
Vigas de Cubierta:

VIA 60×140: Son vigas en forma de doble T con base de 60 cm. Utilizadas para longitudes mayores de 30 m. Conforman la binave principal.



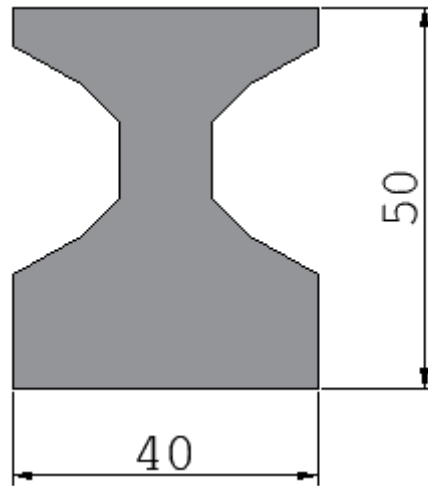
*Ilustración 8. Sección VIA 60×140*

VIA 60×120: Igual que las anteriores, pero de menor canto. Utilizadas para longitudes mayores de 20 m. Conforman la cubierta de las marquesinas.



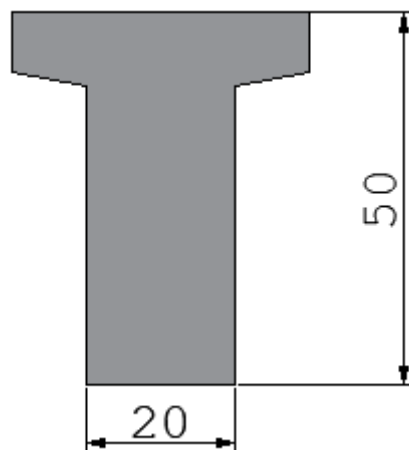
*Ilustración 9. Sección VIA 60×120*

JPI 40×50: también sección doble T, pero de base 40 cm. Se utilizan para longitudes menores, en torno a 12 m, y cargas no muy elevadas. Son las que formarán las oficinas. Conveniente que tengan base 40 cm para que apoyen correctamente en las ménsulas de ancho 50 cm.



*Ilustración 10. Sección JPI 40×50*

JPT 20×50: son vigas con sección en T y poco canto, utilizadas habitualmente, y en este caso en particular, en los hastiales, ya que estos tienen la mitad de ámbito que el resto de la nave y una distancia pequeña de apoyo entre pilares, por lo que tienen poca longitud y poca sollicitación.



*Ilustración 11. Sección JPT 20×50*

Correas alveolares:

TUB-30: correas tubulares de canto 30 cm. Se utilizarán en toda la nave principal y marquesinas.

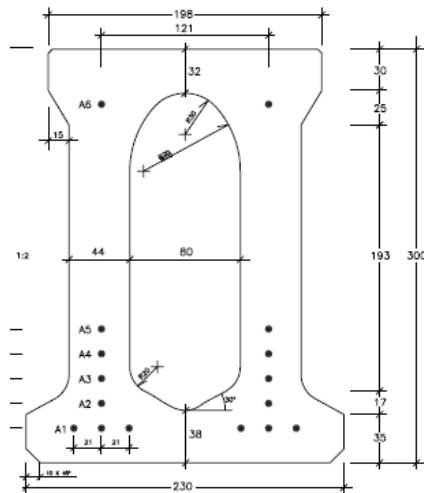


Ilustración 12. Sección correa tubular 30 [11]

TUB-25: correas tubulares de canto 25 cm. Se dispondrán en la zona de oficinas, ya que aquí la longitud entre vigas es menor.

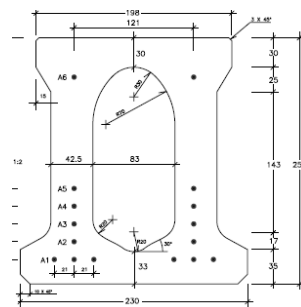
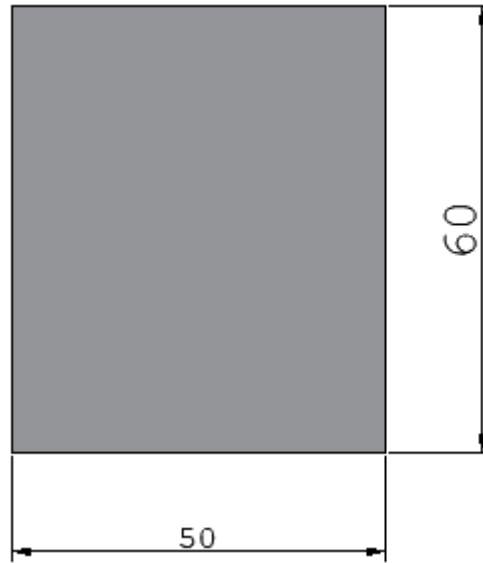


Ilustración 13. Sección correa tubular 25 [11]

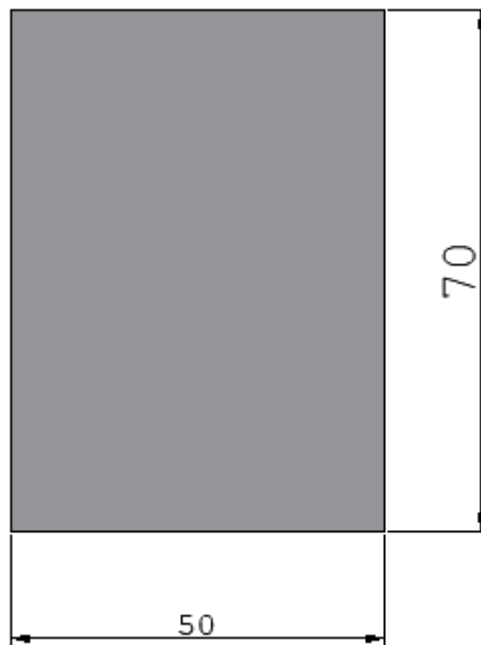
Pilares:

P-50x60: Se utilizan en toda la estructura de la nave principal, a excepción del alzado de los muelles. Tanto en los laterales como en los centrales el canto de 60 queda paralelo al cerramiento para que las vigas que sobre ellos apoyan lo hagan completamente (tienen base de 60 cm), pese a no aprovechar la máxima inercia del pilar. Por el contrario, en el hastial que comunica con las oficinas, sí se aprovecha esta inercia mayor (los hastiales sufren más la acción del viento al no estar considerado el arriostramiento).



*Ilustración 14. Sección P-50×60*

P-50x70: Utilizados en el hastial de muelles, ya que al comenzar en una cota inferior tienen mayor longitud y, por tanto, sufren mayores esfuerzos.



*Ilustración 15. Sección P-50×70*

P-50x50: Utilizados en la zona de las oficinas debido a su altura reducida.



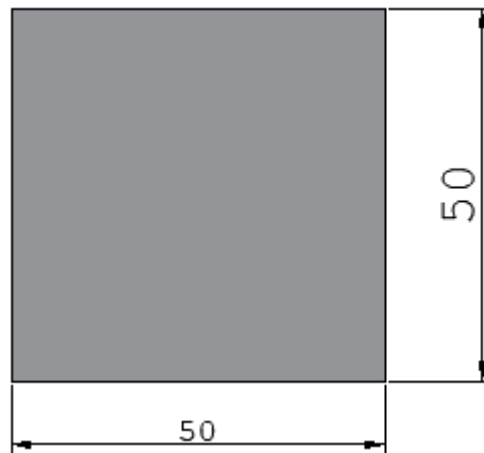


Ilustración 16. Sección P-50×50

## 10. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

PIEZA	HORMIGON	AC. ACTIVO	AC. PASIVO
Correas	HP-40	Y 1860 C 5	----
Jácnas Hormigón pretensado	HP-50	Y 1860 S7	B500SD
Pilares Hormigón Armado	HA-40	----	B500SD
Cimentación	HA-25	----	B500SD

Tabla 3. Materiales según pieza

# Anejos

## I. ANEJO CÁLCULO ACCIÓN EÓLICA

El cálculo de la acción eólica se realiza según lo expuesto en el Código Técnico de la Edificación-Documento Básico Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación, Artículo 3.3.2 y anejo D.

La presión estática que ejerce la acción del viento se calcula según:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

$q_b$ : presión dinámica del viento, en función de la ubicación geográfica de la obra

$c_e$ : coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza.

$c_p$ : coeficiente eólico o de presión

Los datos previos necesarios para poder calcular son la zona que ocupa el proyecto dentro del territorio español (de ello depende el valor básico de la velocidad del viento) y el grado de aspereza considerado. Éstos se obtienen de la Figura D.1 y tabla D.2 dentro del Anejo D:

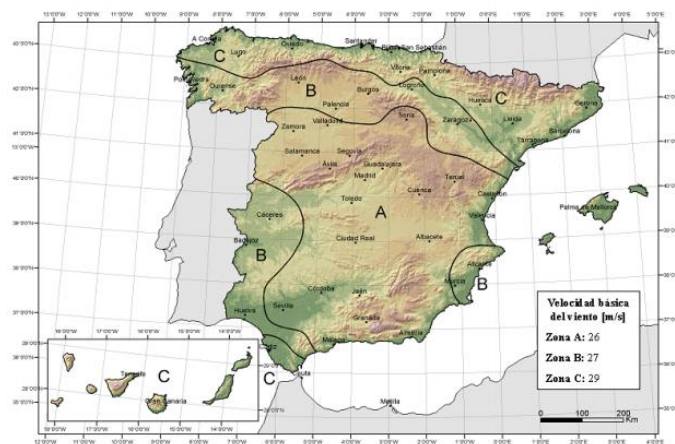


Ilustración 17. Mapa clasificación velocidad viento [2]

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
<b>I</b> Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
<b>II</b> Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
<b>III</b> Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
<b>IV</b> Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
<b>V</b> Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 4. Coeficientes para tipo de entorno [2]

En este particular, los datos de la edificación para tener en cuenta son, por tanto, los siguientes:

Zona (según D.1): B

Grado de Aspereza: IV, zona industrial

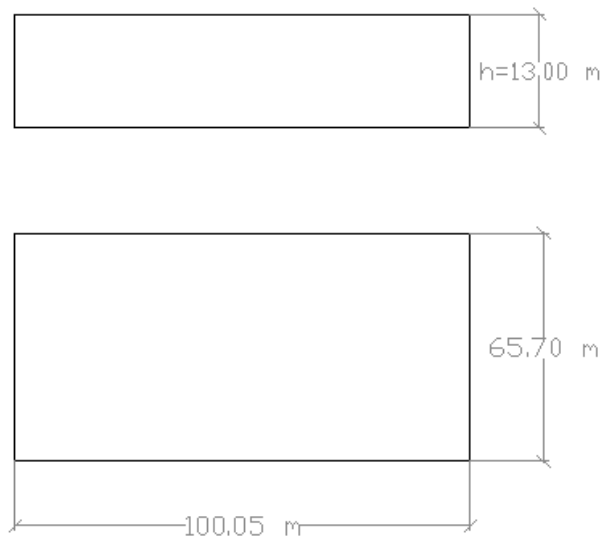
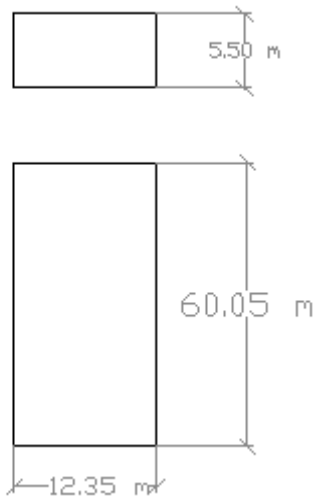
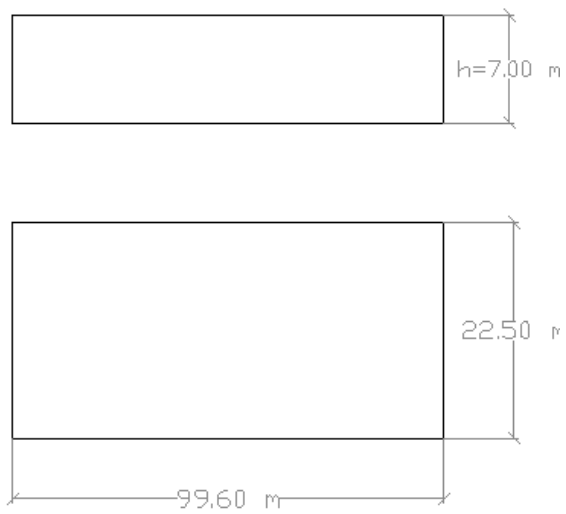


Ilustración 18. Geometría Nave Central



*Ilustración 19. Geometría Oficinas*



*Ilustración 20. Geometría Marquesinas Laterales*

**Presión dinámica básica:**

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

$\delta$ : densidad del aire =  $1.25 \text{ kg/m}^3 = 0.0125 \text{ kN/m}^3$

$v_b$ : velocidad del viento. Para Huelva, zona B,  $v_b = 27 \text{ m/s}$

$$q_b = 0.5 \cdot 0.0125 \cdot 27^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

**Coefficiente de exposición:**

Es función de la altura, según las expresiones generales D.2:

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k)$$

$$F = k \cdot \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right)$$

Siendo k,L,Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, que para el grado de aspereza IV:

$$k = 0.22; L = 0.3 \text{ m}; Z = 5.0 \text{ m}$$

Es decir, hasta la altura de 5.00 m tiene un valor constante y mínimo, y desde ese punto hasta la cumbre irá aumentando hasta alcanzar un valor máximo, de forma:

$$\text{Para } z \leq 5 \text{ m} \rightarrow c_{e,min} = 1.336$$

$$\text{Para } z = 13 \text{ m} \rightarrow c_{e,max} = 1.964$$

$$\text{Para } z \leq 5 \text{ m} \rightarrow c_{e,min} = 1.336$$

$$\text{Para } z = 5.5 \text{ m} \rightarrow c_{e,max} = 1.395$$

$$\text{Para } z \leq 5 \text{ m} \rightarrow c_{e,min} = 1.336$$

$$\text{Para } z = 7 \text{ m} \rightarrow c_{e,max} = 1.547$$

**Coefficiente eólico para fachadas frontal y posterior, Nave Central**

Corresponde a las zonas D (barlovento) y zona E (sotavento). El coeficiente de presión exterior, según D.3:

		D: Barlovento	E: Sotavento	
$A \geq 10 \text{ m}^2$	Viento Dir. X	$\frac{h}{d} = \frac{13}{65.70} = 0.19 \leq 0.25$	$C_{p,x} = 0.7$	$C_{p,x} = -0.3$
	Viento Dir. Y	$\frac{h}{d} = \frac{13}{100.05} = 0.13 \leq 0.25$	$C_{p,y} = 0.7$	$C_{p,y} = -0.3$

Es decir, para dichos valores de coeficientes eólicos, resulta una presión estática del viento:

$$\text{Para } z \leq 5 \text{ m} \rightarrow q_{e,min,X,barlovento} = 0.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para } z = 13 \text{ m} \rightarrow q_{e,max,X,barlovento} = 0.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para } z \leq 5 \text{ m} \rightarrow q_{e,max,X,sotavento} = -0.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Para } z = 13 \text{ m} &\rightarrow q_{e,\min,X,\text{sotavento}} = -0.27 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,\min,Y,\text{barlovento}} = 0.43 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 13 \text{ m} &\rightarrow q_{e,\max,Y,\text{barlovento}} = 0.63 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,\max,Y,\text{sotavento}} = -0.18 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 13 \text{ m} &\rightarrow q_{e,\min,Y,\text{sotavento}} = -0.27 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

El valor a utilizar será el de la presión estática equivalente, correspondiente a la distribución rectangular de presiones estáticas cuya resultante produce las mismas sollicitaciones en la estructura:

	D: Barlovento	E: Sotavento
Viento Dir. X	$q_{e,\text{equiv},X} = 0.54 \text{ kN/m}^2$	$q_{e,\text{equiv},X} = -0.23 \text{ kN/m}^2$
Viento Dir. Y	$q_{e,\text{equiv},Y} = 0.54 \text{ kN/m}^2$	$q_{e,\text{equiv},Y} = -0.23 \text{ kN/m}^2$

### Coeficiente eólico para fachadas laterales, Nave Central

Corresponde a las zonas A, B y C. El coeficiente de presión exterior, según D.3:

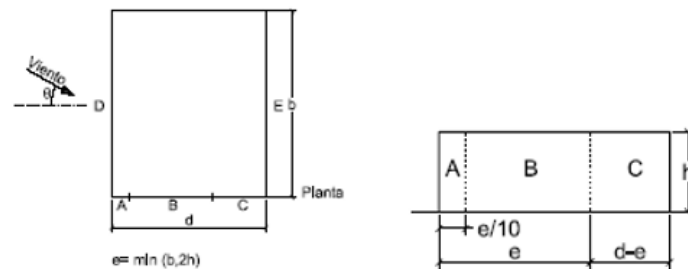


Ilustración 21. Coeficiente paramentos verticales [2]

			A	B	C
$A \geq 10 \text{ m}^2$	Viento Dir. X	$\frac{h}{d} = \frac{13}{65.70} = 0.19 \leq 0.25$	$C_{p,X,A} = -1.2$	$C_{p,X,B} = -0.8$	$C_{p,X,C} = -0.5$
	Viento Dir. Y	$\frac{h}{d} = \frac{13}{100.05} = 0.13 \leq 0.25$	$C_{p,Y,A} = -1.2$	$C_{p,Y,B} = -0.8$	$C_{p,Y,C} = -0.5$

	d (m)	b (m)	h (m)	e (m)	A (m)	B (m)	C (m)
Viento Dir. X	100.05	65.7	13	26	2.6	23.4	74.05
Viento Dir. Y	65.7	100.05	13	26	2.6	23.4	39.7

Esto se traduce en un coeficiente eólico equivalente lateral, de manera que:

$$C_{e,X,\text{equiv}} = \frac{2.6 \cdot -1.2 + 23.4 \cdot -0.8 + 74.05 \cdot -0.5}{2.6 + 23.4 + 74.05} = -0.588$$

$$C_{e,Y,equiv} = \frac{2.6 \cdot -1.2 + 23.4 \cdot -0.8 + 39.7 \cdot -0.5}{2.6 + 23.4 + 39.7} = -0.635$$

Es decir, para dichos valores de coeficientes eólicos, resulta:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,X,lateral} = -0.36 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 13 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,X,lateral} = -0.53 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,Y,lateral} = -0.39 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 13 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,Y,lateral} = -0.57 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

El valor de la presión estática equivalente:

	Lateral
Viento Dir. X	$q_{e,equiv,X} = -0.45 \text{ kN/m}^2$
Viento Dir. Y	$q_{e,equiv,Y} = -0.49 \text{ kN/m}^2$

### Coefficiente eólico para fachadas frontal y posterior, Oficinas

Corresponde a las zonas D (barlovento) y zona E (sotavento). El coeficiente de presión exterior, según D.3:

			D: Barlovento	E: Sotavento
$A \geq 10 \text{ m}^2$	Viento Dir. X	$\frac{h}{d} = \frac{5.5}{12.35} = 0.44$	$C_{p,X} = 0.725$	$C_{p,X} = -0.35$
	Viento Dir. Y	$\frac{h}{d} = \frac{5.5}{60.05} = 0.09 \leq 0.25$	$C_{p,Y} = 0.7$	$C_{p,Y} = -0.3$

Es decir, para dichos valores de coeficientes eólicos, resulta una presión estática del viento:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,X,barlovento} = 0.44 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,X,barlovento} = 0.46 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,X,sotavento} = -0.21 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,X,sotavento} = -0.22 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,Y,barlovento} = 0.43 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,Y,barlovento} = 0.45 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,Y,sotavento} = -0.18 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,Y,sotavento} = -0.19 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

El valor a utilizar será el de la presión estática equivalente, correspondiente a la distribución rectangular de presiones estáticas cuya resultante produce las mismas solicitaciones en la estructura:

	<i>D: Barlovento</i>	<i>E: Sotavento</i>
Viento Dir. X	$q_{e,equiv,X} = 0.44 \text{ kN/m}^2$	$q_{e,equiv,X} = -0.21 \text{ kN/m}^2$
Viento Dir. Y	$q_{e,equiv,Y} = 0.43 \text{ kN/m}^2$	$q_{e,equiv,Y} = -0.18 \text{ kN/m}^2$

### Coefficiente eólico para fachadas laterales, Oficinas

Corresponde a las zonas A, B y C. El coeficiente de presión exterior, según D.3:

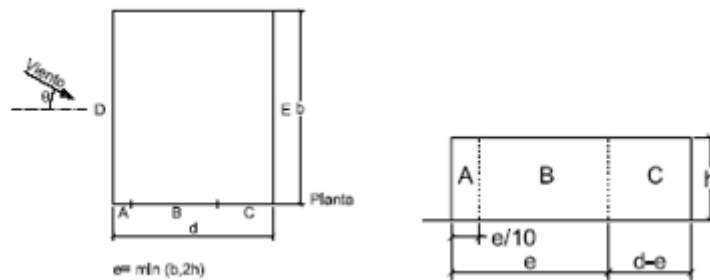


Ilustración 22. Coeficiente eólico paramentos verticales laterales [2]

			A	B	C
$A \geq 10 \text{ m}^2$	Viento Dir. X	$\frac{h}{d} = \frac{5.5}{12.35} = 0.44$	$C_{p,X,A} = -1.2$	$C_{p,X,B} = -0.8$	$C_{p,X,C} = -0.5$
	Viento Dir. Y	$\frac{h}{d} = \frac{5.5}{60.05} = 0.09 \leq 0.25$	$C_{p,Y,A} = -1.2$	$C_{p,Y,B} = -0.8$	$C_{p,Y,C} = -0.5$

	d (m)	b (m)	h (m)	e (m)	A (m)	B (m)	C (m)
Viento Dir. X	12.35	60.05	5.5	11	1.1	9.9	1.35
Viento Dir. Y	60.05	12.35	5.5	11	1.1	9.9	49.05

Esto se traduce en un coeficiente eólico equivalente lateral, de manera que:

$$C_{e,X,equiv} = \frac{1.1 \cdot -1.2 + 9.9 \cdot -0.8 + 1.35 \cdot -0.5}{1.1 + 9.9 + 1.35} = -0.803$$

$$C_{e,Y,equiv} = \frac{1.1 \cdot -1.2 + 9.9 \cdot -0.8 + 49.05 \cdot -0.5}{1.1 + 9.9 + 49.05} = -0.562$$

Es decir, para dichos valores de coeficientes eólicos, resulta:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,X,lateral} = -0.49 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,X,lateral} = -0.51 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z \leq 5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,min,Y,lateral} = -0.34 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Para } z = 5.5 \text{ m} &\rightarrow q_{e,max,Y,lateral} = -0.36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



El valor de la presión estática equivalente:

	Lateral
Viento Dir. X	$q_{e,equiv,X} = -0.49 \text{ kN/m}^2$
Viento Dir. Y	$q_{e,equiv,Y} = -0.34 \text{ kN/m}^2$

### Coefficiente eólico para marquesinas

El coeficiente de presión exterior para marquesinas a un agua, interpolando para una pendiente del 7%, según D.10:

		A	B	C
$\alpha = 4^\circ$	Abajo	0.74	2.04	1.26
	Arriba	-1.00	-1.62	-1.72

Asumiendo el valor del coeficiente de exposición para una altura media de 7m,  $c_{e,max} = 1.547$ , los valores de la presión estática, según la orientación y la zona, son los siguientes:

	$q_{e,A}$	$q_{e,B}$	$q_{e,C}$
Abajo	$0.52 \text{ kN/m}^2$	$1.44 \text{ kN/m}^2$	$0.89 \text{ kN/m}^2$
Arriba	$-0.71 \text{ kN/m}^2$	$-1.14 \text{ kN/m}^2$	$-1.21 \text{ kN/m}^2$

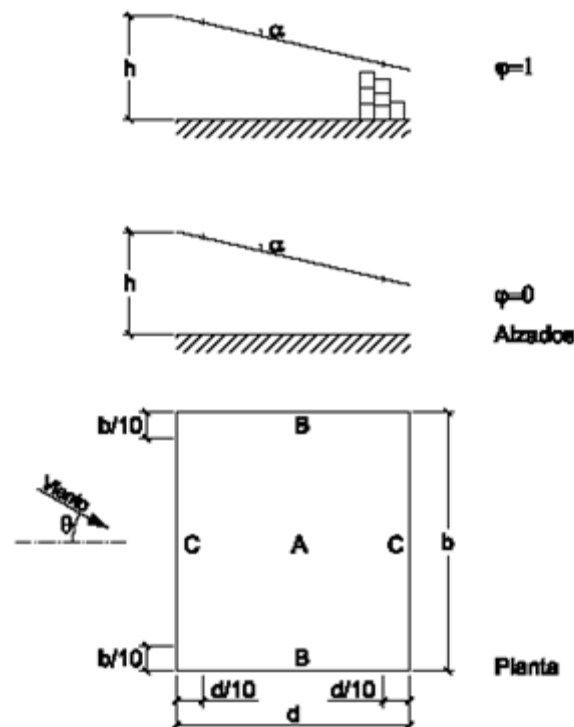


Ilustración 23. Coeficiente eólico cubierta marquesinas [2]

## TABLAS DE CÁLCULOS:

Cálculo de la presión estática equivalente en frontal y posterior NAVE PRINCIPAL											
x	z (m)	F	Ce	qe,x,barl	qe,x,sot	qe,y,barl	qe,y,sot	qe,eq,barl,X	qe,eq,barl,Y	qe,eq,sot,X	qe,eq,sot,Y
0	0	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.13	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.0555	0.0555	-0.0238	-0.0238
2	0.26	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.1109	0.1109	-0.0475	-0.0475
3	0.39	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.1664	0.1664	-0.0713	-0.0713
4	0.52	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.2218	0.2218	-0.0951	-0.0951
5	0.65	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.2773	0.2773	-0.1188	-0.1188
6	0.78	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.3327	0.3327	-0.1426	-0.1426
7	0.91	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.3882	0.3882	-0.1664	-0.1664
8	1.04	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.4436	0.4436	-0.1901	-0.1901
9	1.17	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.4991	0.4991	-0.2139	-0.2139
10	1.3	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.5545	0.5545	-0.2376	-0.2376
11	1.43	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.6100	0.6100	-0.2614	-0.2614
12	1.56	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.6654	0.6654	-0.2852	-0.2852
13	1.69	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.7209	0.7209	-0.3089	-0.3089
14	1.82	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.7763	0.7763	-0.3327	-0.3327
15	1.95	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.8318	0.8318	-0.3565	-0.3565
16	2.08	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.8872	0.8872	-0.3802	-0.3802
17	2.21	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.9427	0.9427	-0.4040	-0.4040
18	2.34	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	0.9981	0.9981	-0.4278	-0.4278
19	2.47	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.0536	1.0536	-0.4515	-0.4515
20	2.6	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.1090	1.1090	-0.4753	-0.4753
21	2.73	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.1645	1.1645	-0.4991	-0.4991
22	2.86	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.2199	1.2199	-0.5228	-0.5228
23	2.99	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.2754	1.2754	-0.5466	-0.5466
24	3.12	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.3308	1.3308	-0.5703	-0.5703
25	3.25	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.3863	1.3863	-0.5941	-0.5941
26	3.38	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.4417	1.4417	-0.6179	-0.6179
27	3.51	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.4972	1.4972	-0.6416	-0.6416
28	3.64	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.5526	1.5526	-0.6654	-0.6654
29	3.77	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.6081	1.6081	-0.6892	-0.6892
30	3.9	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.6635	1.6635	-0.7129	-0.7129
31	4.03	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.7190	1.7190	-0.7367	-0.7367
32	4.16	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.7744	1.7744	-0.7605	-0.7605
33	4.29	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.8299	1.8299	-0.7842	-0.7842
34	4.42	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.8853	1.8853	-0.8080	-0.8080
35	4.55	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.9408	1.9408	-0.8318	-0.8318
36	4.68	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	1.9962	1.9962	-0.8555	-0.8555
37	4.81	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	2.0517	2.0517	-0.8793	-0.8793
38	4.94	0.6190	1.3363	0.4265	-0.1828	0.4265	-0.1828	2.1071	2.1071	-0.9030	-0.9030
39	5.07	0.6220	1.3448	0.4293	-0.1840	0.4293	-0.1840	2.1763	2.1763	-0.9327	-0.9327

40	5.2	0.6276	1.3603	0.4342	-0.1861	0.4342	-0.1861	2.2579	2.2579	-0.9677	-0.9677
41	5.33	0.6330	1.3755	0.4391	-0.1882	0.4391	-0.1882	2.3403	2.3403	-1.0030	-1.0030
42	5.46	0.6383	1.3904	0.4438	-0.1902	0.4438	-0.1902	2.4233	2.4233	-1.0386	-1.0386
43	5.59	0.6435	1.4051	0.4485	-0.1922	0.4485	-0.1922	2.5071	2.5071	-1.0745	-1.0745
44	5.72	0.6485	1.4194	0.4531	-0.1942	0.4531	-0.1942	2.5915	2.5915	-1.1107	-1.1107
45	5.85	0.6535	1.4334	0.4575	-0.1961	0.4575	-0.1961	2.6767	2.6767	-1.1471	-1.1471
46	5.98	0.6583	1.4472	0.4620	-0.1980	0.4620	-0.1980	2.7625	2.7625	-1.1839	-1.1839
47	6.11	0.6631	1.4608	0.4663	-0.1998	0.4663	-0.1998	2.8489	2.8489	-1.2210	-1.2210
48	6.24	0.6677	1.4741	0.4705	-0.2017	0.4705	-0.2017	2.9360	2.9360	-1.2583	-1.2583
49	6.37	0.6722	1.4871	0.4747	-0.2034	0.4747	-0.2034	3.0238	3.0238	-1.2959	-1.2959
50	6.5	0.6767	1.5000	0.4788	-0.2052	0.4788	-0.2052	3.1121	3.1121	-1.3338	-1.3338
51	6.63	0.6810	1.5126	0.4828	-0.2069	0.4828	-0.2069	3.2011	3.2011	-1.3719	-1.3719
52	6.76	0.6853	1.5250	0.4868	-0.2086	0.4868	-0.2086	3.2906	3.2906	-1.4103	-1.4103
53	6.89	0.6895	1.5372	0.4907	-0.2103	0.4907	-0.2103	3.3808	3.3808	-1.4489	-1.4489
54	7.02	0.6936	1.5492	0.4945	-0.2119	0.4945	-0.2119	3.4715	3.4715	-1.4878	-1.4878
55	7.15	0.6976	1.5611	0.4983	-0.2136	0.4983	-0.2136	3.5628	3.5628	-1.5269	-1.5269
56	7.28	0.7016	1.5727	0.5020	-0.2151	0.5020	-0.2151	3.6546	3.6546	-1.5663	-1.5663
57	7.41	0.7055	1.5842	0.5057	-0.2167	0.5057	-0.2167	3.7470	3.7470	-1.6059	-1.6059
58	7.54	0.7093	1.5955	0.5093	-0.2183	0.5093	-0.2183	3.8400	3.8400	-1.6457	-1.6457
59	7.67	0.7131	1.6066	0.5128	-0.2198	0.5128	-0.2198	3.9335	3.9335	-1.6858	-1.6858
60	7.8	0.7168	1.6176	0.5163	-0.2213	0.5163	-0.2213	4.0275	4.0275	-1.7261	-1.7261
61	7.93	0.7204	1.6284	0.5198	-0.2228	0.5198	-0.2228	4.1220	4.1220	-1.7666	-1.7666
62	8.06	0.7240	1.6391	0.5232	-0.2242	0.5232	-0.2242	4.2171	4.2171	-1.8073	-1.8073
63	8.19	0.7275	1.6497	0.5266	-0.2257	0.5266	-0.2257	4.3126	4.3126	-1.8483	-1.8483
64	8.32	0.7310	1.6600	0.5299	-0.2271	0.5299	-0.2271	4.4086	4.4086	-1.8894	-1.8894
65	8.45	0.7344	1.6703	0.5332	-0.2285	0.5332	-0.2285	4.5052	4.5052	-1.9308	-1.9308
66	8.58	0.7377	1.6804	0.5364	-0.2299	0.5364	-0.2299	4.6022	4.6022	-1.9724	-1.9724
67	8.71	0.7411	1.6904	0.5396	-0.2312	0.5396	-0.2312	4.6997	4.6997	-2.0142	-2.0142
68	8.84	0.7443	1.7003	0.5427	-0.2326	0.5427	-0.2326	4.7977	4.7977	-2.0561	-2.0561
69	8.97	0.7475	1.7100	0.5458	-0.2339	0.5458	-0.2339	4.8961	4.8961	-2.0983	-2.0983
70	9.1	0.7507	1.7196	0.5489	-0.2352	0.5489	-0.2352	4.9950	4.9950	-2.1407	-2.1407
71	9.23	0.7538	1.7291	0.5519	-0.2365	0.5519	-0.2365	5.0943	5.0943	-2.1833	-2.1833
72	9.36	0.7569	1.7385	0.5549	-0.2378	0.5549	-0.2378	5.1941	5.1941	-2.2261	-2.2261
73	9.49	0.7599	1.7478	0.5579	-0.2391	0.5579	-0.2391	5.2944	5.2944	-2.2690	-2.2690
74	9.62	0.7629	1.7569	0.5608	-0.2403	0.5608	-0.2403	5.3951	5.3951	-2.3122	-2.3122
75	9.75	0.7659	1.7660	0.5637	-0.2416	0.5637	-0.2416	5.4962	5.4962	-2.3555	-2.3555
76	9.88	0.7688	1.7750	0.5666	-0.2428	0.5666	-0.2428	5.5977	5.5977	-2.3990	-2.3990
77	10.01	0.7717	1.7838	0.5694	-0.2440	0.5694	-0.2440	5.6997	5.6997	-2.4427	-2.4427
78	10.14	0.7745	1.7926	0.5722	-0.2452	0.5722	-0.2452	5.8020	5.8020	-2.4866	-2.4866
79	10.27	0.7773	1.8012	0.5750	-0.2464	0.5750	-0.2464	5.9048	5.9048	-2.5306	-2.5306
80	10.4	0.7801	1.8098	0.5777	-0.2476	0.5777	-0.2476	6.0080	6.0080	-2.5749	-2.5749
81	10.53	0.7828	1.8183	0.5804	-0.2487	0.5804	-0.2487	6.1116	6.1116	-2.6193	-2.6193
82	10.66	0.7855	1.8267	0.5831	-0.2499	0.5831	-0.2499	6.2156	6.2156	-2.6638	-2.6638
83	10.79	0.7882	1.8350	0.5857	-0.2510	0.5857	-0.2510	6.3200	6.3200	-2.7086	-2.7086
84	10.92	0.7908	1.8432	0.5884	-0.2522	0.5884	-0.2522	6.4248	6.4248	-2.7535	-2.7535

85	11.05	0.7934	1.8513	0.5909	-0.2533	0.5909	-0.2533	6.5300	6.5300	-2.7986	-2.7986
86	11.18	0.7960	1.8594	0.5935	-0.2544	0.5935	-0.2544	6.6356	6.6356	-2.8438	-2.8438
87	11.31	0.7985	1.8674	0.5961	-0.2555	0.5961	-0.2555	6.7415	6.7415	-2.8892	-2.8892
88	11.44	0.8010	1.8753	0.5986	-0.2565	0.5986	-0.2565	6.8478	6.8478	-2.9348	-2.9348
89	11.57	0.8035	1.8831	0.6011	-0.2576	0.6011	-0.2576	6.9545	6.9545	-2.9805	-2.9805
90	11.7	0.8060	1.8908	0.6036	-0.2587	0.6036	-0.2587	7.0615	7.0615	-3.0264	-3.0264
91	11.83	0.8084	1.8985	0.6060	-0.2597	0.6060	-0.2597	7.1690	7.1690	-3.0724	-3.0724
92	11.96	0.8108	1.9061	0.6084	-0.2608	0.6084	-0.2608	7.2767	7.2767	-3.1186	-3.1186
93	12.09	0.8132	1.9136	0.6108	-0.2618	0.6108	-0.2618	7.3849	7.3849	-3.1649	-3.1649
94	12.22	0.8156	1.9211	0.6132	-0.2628	0.6132	-0.2628	7.4934	7.4934	-3.2114	-3.2114
95	12.35	0.8179	1.9285	0.6156	-0.2638	0.6156	-0.2638	7.6022	7.6022	-3.2581	-3.2581
96	12.48	0.8202	1.9358	0.6179	-0.2648	0.6179	-0.2648	7.7114	7.7114	-3.3049	-3.3049
97	12.61	0.8225	1.9430	0.6202	-0.2658	0.6202	-0.2658	7.8209	7.8209	-3.3518	-3.3518
98	12.74	0.8247	1.9502	0.6225	-0.2668	0.6225	-0.2668	7.9308	7.9308	-3.3989	-3.3989
99	12.87	0.8270	1.9574	0.6248	-0.2678	0.6248	-0.2678	8.0410	8.0410	-3.4462	-3.4462
100	13	0.8292	1.9644	0.6270	-0.2687	0.6270	-0.2687	8.1516	8.1516	-3.4935	-3.4935
								0.54 kN/m <sup>2</sup>	0.54 kN/m <sup>2</sup>	-0.23 kN/m <sup>2</sup>	-0.23 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 5. Presión estática en frontal y posterior nave principal

Cálculo de la presión estática equivalente en laterales NAVE PRINCIPAL							
x	z (m)	F	Ce	qe,lateral,X	qe,eq,lateral,X	qe,lateral,Y	qe,eq,lateral,Y
0	0	0.6190	1.3363	0.3585	0.0000	0.3867	0.0000
1	0.13	0.6190	1.3363	0.3585	0.0466	0.3867	0.0503
2	0.26	0.6190	1.3363	0.3585	0.0932	0.3867	0.1005
3	0.39	0.6190	1.3363	0.3585	0.1398	0.3867	0.1508
4	0.52	0.6190	1.3363	0.3585	0.1864	0.3867	0.2011
5	0.65	0.6190	1.3363	0.3585	0.2330	0.3867	0.2513
6	0.78	0.6190	1.3363	0.3585	0.2796	0.3867	0.3016
7	0.91	0.6190	1.3363	0.3585	0.3262	0.3867	0.3519
8	1.04	0.6190	1.3363	0.3585	0.3729	0.3867	0.4021
9	1.17	0.6190	1.3363	0.3585	0.4195	0.3867	0.4524
10	1.3	0.6190	1.3363	0.3585	0.4661	0.3867	0.5027
11	1.43	0.6190	1.3363	0.3585	0.5127	0.3867	0.5529
12	1.56	0.6190	1.3363	0.3585	0.5593	0.3867	0.6032
13	1.69	0.6190	1.3363	0.3585	0.6059	0.3867	0.6535
14	1.82	0.6190	1.3363	0.3585	0.6525	0.3867	0.7037
15	1.95	0.6190	1.3363	0.3585	0.6991	0.3867	0.7540
16	2.08	0.6190	1.3363	0.3585	0.7457	0.3867	0.8043
17	2.21	0.6190	1.3363	0.3585	0.7923	0.3867	0.8545
18	2.34	0.6190	1.3363	0.3585	0.8389	0.3867	0.9048
19	2.47	0.6190	1.3363	0.3585	0.8855	0.3867	0.9551
20	2.6	0.6190	1.3363	0.3585	0.9321	0.3867	1.0053
21	2.73	0.6190	1.3363	0.3585	0.9787	0.3867	1.0556

22	2.86	0.6190	1.3363	0.3585	1.0253	0.3867	1.1058
23	2.99	0.6190	1.3363	0.3585	1.0720	0.3867	1.1561
24	3.12	0.6190	1.3363	0.3585	1.1186	0.3867	1.2064
25	3.25	0.6190	1.3363	0.3585	1.1652	0.3867	1.2566
26	3.38	0.6190	1.3363	0.3585	1.2118	0.3867	1.3069
27	3.51	0.6190	1.3363	0.3585	1.2584	0.3867	1.3572
28	3.64	0.6190	1.3363	0.3585	1.3050	0.3867	1.4074
29	3.77	0.6190	1.3363	0.3585	1.3516	0.3867	1.4577
30	3.9	0.6190	1.3363	0.3585	1.3982	0.3867	1.5080
31	4.03	0.6190	1.3363	0.3585	1.4448	0.3867	1.5582
32	4.16	0.6190	1.3363	0.3585	1.4914	0.3867	1.6085
33	4.29	0.6190	1.3363	0.3585	1.5380	0.3867	1.6588
34	4.42	0.6190	1.3363	0.3585	1.5846	0.3867	1.7090
35	4.55	0.6190	1.3363	0.3585	1.6312	0.3867	1.7593
36	4.68	0.6190	1.3363	0.3585	1.6778	0.3867	1.8096
37	4.81	0.6190	1.3363	0.3585	1.7244	0.3867	1.8598
38	4.94	0.6190	1.3363	0.3585	1.7710	0.3867	1.9101
39	5.07	0.6220	1.3448	0.3608	1.8292	0.3891	1.9728
40	5.2	0.6276	1.3603	0.3650	1.8978	0.3936	2.0468
41	5.33	0.6330	1.3755	0.3690	1.9670	0.3980	2.1214
42	5.46	0.6383	1.3904	0.3730	2.0368	0.4023	2.1967
43	5.59	0.6435	1.4051	0.3770	2.1072	0.4066	2.2727
44	5.72	0.6485	1.4194	0.3808	2.1782	0.4107	2.3492
45	5.85	0.6535	1.4334	0.3846	2.2498	0.4148	2.4264
46	5.98	0.6583	1.4472	0.3883	2.3219	0.4188	2.5042
47	6.11	0.6631	1.4608	0.3919	2.3945	0.4227	2.5826
48	6.24	0.6677	1.4741	0.3955	2.4678	0.4265	2.6615
49	6.37	0.6722	1.4871	0.3990	2.5415	0.4303	2.7410
50	6.5	0.6767	1.5000	0.4024	2.6158	0.4340	2.8211
51	6.63	0.6810	1.5126	0.4058	2.6905	0.4377	2.9018
52	6.76	0.6853	1.5250	0.4091	2.7658	0.4413	2.9830
53	6.89	0.6895	1.5372	0.4124	2.8416	0.4448	3.0647
54	7.02	0.6936	1.5492	0.4156	2.9178	0.4483	3.1469
55	7.15	0.6976	1.5611	0.4188	2.9945	0.4517	3.2297
56	7.28	0.7016	1.5727	0.4219	3.0718	0.4551	3.3129
57	7.41	0.7055	1.5842	0.4250	3.1494	0.4584	3.3967
58	7.54	0.7093	1.5955	0.4281	3.2275	0.4617	3.4810
59	7.67	0.7131	1.6066	0.4310	3.3061	0.4649	3.5657
60	7.8	0.7168	1.6176	0.4340	3.3851	0.4681	3.6509
61	7.93	0.7204	1.6284	0.4369	3.4646	0.4712	3.7366
62	8.06	0.7240	1.6391	0.4398	3.5445	0.4743	3.8228
63	8.19	0.7275	1.6497	0.4426	3.6248	0.4773	3.9094
64	8.32	0.7310	1.6600	0.4454	3.7055	0.4803	3.9964
65	8.45	0.7344	1.6703	0.4481	3.7866	0.4833	4.0839
66	8.58	0.7377	1.6804	0.4508	3.8682	0.4862	4.1719

67	8.71	0.7411	1.6904	0.4535	3.9501	0.4891	4.2603
68	8.84	0.7443	1.7003	0.4562	4.0325	0.4920	4.3491
69	8.97	0.7475	1.7100	0.4588	4.1152	0.4948	4.4383
70	9.1	0.7507	1.7196	0.4614	4.1983	0.4976	4.5280
71	9.23	0.7538	1.7291	0.4639	4.2818	0.5003	4.6180
72	9.36	0.7569	1.7385	0.4664	4.3657	0.5030	4.7085
73	9.49	0.7599	1.7478	0.4689	4.4500	0.5057	4.7994
74	9.62	0.7629	1.7569	0.4714	4.5346	0.5084	4.8906
75	9.75	0.7659	1.7660	0.4738	4.6196	0.5110	4.9823
76	9.88	0.7688	1.7750	0.4762	4.7049	0.5136	5.0743
77	10.01	0.7717	1.7838	0.4786	4.7906	0.5162	5.1667
78	10.14	0.7745	1.7926	0.4809	4.8767	0.5187	5.2596
79	10.27	0.7773	1.8012	0.4833	4.9631	0.5212	5.3527
80	10.4	0.7801	1.8098	0.4856	5.0498	0.5237	5.4463
81	10.53	0.7828	1.8183	0.4878	5.1369	0.5261	5.5402
82	10.66	0.7855	1.8267	0.4901	5.2243	0.5286	5.6345
83	10.79	0.7882	1.8350	0.4923	5.3120	0.5310	5.7291
84	10.92	0.7908	1.8432	0.4945	5.4001	0.5333	5.8241
85	11.05	0.7934	1.8513	0.4967	5.4885	0.5357	5.9195
86	11.18	0.7960	1.8594	0.4989	5.5772	0.5380	6.0151
87	11.31	0.7985	1.8674	0.5010	5.6663	0.5403	6.1112
88	11.44	0.8010	1.8753	0.5031	5.7556	0.5426	6.2075
89	11.57	0.8035	1.8831	0.5052	5.8453	0.5449	6.3043
90	11.7	0.8060	1.8908	0.5073	5.9353	0.5471	6.4013
91	11.83	0.8084	1.8985	0.5093	6.0256	0.5493	6.4987
92	11.96	0.8108	1.9061	0.5114	6.1162	0.5515	6.5964
93	12.09	0.8132	1.9136	0.5134	6.2071	0.5537	6.6944
94	12.22	0.8156	1.9211	0.5154	6.2982	0.5559	6.7928
95	12.35	0.8179	1.9285	0.5174	6.3897	0.5580	6.8914
96	12.48	0.8202	1.9358	0.5194	6.4815	0.5601	6.9904
97	12.61	0.8225	1.9430	0.5213	6.5736	0.5622	7.0897
98	12.74	0.8247	1.9502	0.5232	6.6659	0.5643	7.1893
99	12.87	0.8270	1.9574	0.5251	6.7585	0.5664	7.2892
100	13	0.8292	1.9644	0.5270	6.8515	0.5684	7.3894
					0.45 kN/m <sup>2</sup>	0.49 kN/m <sup>2</sup>	

Tabla 6. Presión estática en laterales nave principal

Cálculo de la presión estática equivalente en frontal y posterior OFICINAS											
x	z (m)	F	Ce	qe,x,barl	qe,x,sot	qe,y,barl	qe,y,sot	qe,eq,barl,X	qe,eq,barl,Y	qe,eq,sot,X	qe,eq,sot,Y
0	0	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.055	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.0243	-0.0117	0.0235	-0.0101
2	0.11	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.0486	-0.0235	0.0469	-0.0201
3	0.165	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.0729	-0.0352	0.0704	-0.0302
4	0.22	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.0972	-0.0469	0.0938	-0.0402
5	0.275	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.1215	-0.0586	0.1173	-0.0503
6	0.33	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.1458	-0.0704	0.1408	-0.0603
7	0.385	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.1701	-0.0821	0.1642	-0.0704
8	0.44	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.1944	-0.0938	0.1877	-0.0804
9	0.495	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.2187	-0.1056	0.2111	-0.0905
10	0.55	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.2430	-0.1173	0.2346	-0.1005
11	0.605	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.2673	-0.1290	0.2581	-0.1106
12	0.66	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.2916	-0.1408	0.2815	-0.1207
13	0.715	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.3159	-0.1525	0.3050	-0.1307
14	0.77	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.3402	-0.1642	0.3284	-0.1408
15	0.825	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.3645	-0.1759	0.3519	-0.1508
16	0.88	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.3888	-0.1877	0.3754	-0.1609
17	0.935	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.4131	-0.1994	0.3988	-0.1709
18	0.99	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.4374	-0.2111	0.4223	-0.1810
19	1.045	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.4617	-0.2229	0.4457	-0.1910
20	1.1	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.4860	-0.2346	0.4692	-0.2011
21	1.155	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.5103	-0.2463	0.4927	-0.2111
22	1.21	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.5345	-0.2581	0.5161	-0.2212
23	1.265	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.5588	-0.2698	0.5396	-0.2312
24	1.32	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.5831	-0.2815	0.5630	-0.2413
25	1.375	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.6074	-0.2932	0.5865	-0.2514
26	1.43	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.6317	-0.3050	0.6100	-0.2614
27	1.485	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.6560	-0.3167	0.6334	-0.2715
28	1.54	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.6803	-0.3284	0.6569	-0.2815
29	1.595	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.7046	-0.3402	0.6803	-0.2916
30	1.65	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.7289	-0.3519	0.7038	-0.3016
31	1.705	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.7532	-0.3636	0.7273	-0.3117
32	1.76	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.7775	-0.3754	0.7507	-0.3217
33	1.815	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.8018	-0.3871	0.7742	-0.3318
34	1.87	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.8261	-0.3988	0.7976	-0.3418
35	1.925	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.8504	-0.4105	0.8211	-0.3519
36	1.98	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.8747	-0.4223	0.8446	-0.3620
37	2.035	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.8990	-0.4340	0.8680	-0.3720
38	2.09	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.9233	-0.4457	0.8915	-0.3821
39	2.145	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.9476	-0.4575	0.9149	-0.3921
40	2.2	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.9719	-0.4692	0.9384	-0.4022
41	2.255	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	0.9962	-0.4809	0.9619	-0.4122
42	2.31	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.0205	-0.4927	0.9853	-0.4223

43	2.365	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.0448	-0.5044	1.0088	-0.4323
44	2.42	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.0691	-0.5161	1.0322	-0.4424
45	2.475	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.0934	-0.5278	1.0557	-0.4524
46	2.53	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.1177	-0.5396	1.0792	-0.4625
47	2.585	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.1420	-0.5513	1.1026	-0.4725
48	2.64	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.1663	-0.5630	1.1261	-0.4826
49	2.695	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.1906	-0.5748	1.1495	-0.4927
50	2.75	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.2149	-0.5865	1.1730	-0.5027
51	2.805	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.2392	-0.5982	1.1964	-0.5128
52	2.86	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.2635	-0.6100	1.2199	-0.5228
53	2.915	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.2878	-0.6217	1.2434	-0.5329
54	2.97	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.3121	-0.6334	1.2668	-0.5429
55	3.025	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.3364	-0.6451	1.2903	-0.5530
56	3.08	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.3607	-0.6569	1.3137	-0.5630
57	3.135	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.3850	-0.6686	1.3372	-0.5731
58	3.19	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.4093	-0.6803	1.3607	-0.5831
59	3.245	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.4336	-0.6921	1.3841	-0.5932
60	3.3	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.4579	-0.7038	1.4076	-0.6033
61	3.355	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.4822	-0.7155	1.4310	-0.6133
62	3.41	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.5065	-0.7273	1.4545	-0.6234
63	3.465	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.5308	-0.7390	1.4780	-0.6334
64	3.52	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.5550	-0.7507	1.5014	-0.6435
65	3.575	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.5793	-0.7624	1.5249	-0.6535
66	3.63	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.6036	-0.7742	1.5483	-0.6636
67	3.685	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.6279	-0.7859	1.5718	-0.6736
68	3.74	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.6522	-0.7976	1.5953	-0.6837
69	3.795	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.6765	-0.8094	1.6187	-0.6937
70	3.85	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.7008	-0.8211	1.6422	-0.7038
71	3.905	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.7251	-0.8328	1.6656	-0.7138
72	3.96	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.7494	-0.8446	1.6891	-0.7239
73	4.015	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.7737	-0.8563	1.7126	-0.7340
74	4.07	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.7980	-0.8680	1.7360	-0.7440
75	4.125	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.8223	-0.8797	1.7595	-0.7541
76	4.18	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.8466	-0.8915	1.7829	-0.7641
77	4.235	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.8709	-0.9032	1.8064	-0.7742
78	4.29	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.8952	-0.9149	1.8299	-0.7842
79	4.345	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.9195	-0.9267	1.8533	-0.7943
80	4.4	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.9438	-0.9384	1.8768	-0.8043
81	4.455	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.9681	-0.9501	1.9002	-0.8144
82	4.51	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	1.9924	-0.9619	1.9237	-0.8244
83	4.565	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.0167	-0.9736	1.9472	-0.8345
84	4.62	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.0410	-0.9853	1.9706	-0.8446
85	4.675	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.0653	-0.9970	1.9941	-0.8546
86	4.73	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.0896	-1.0088	2.0175	-0.8647
87	4.785	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.1139	-1.0205	2.0410	-0.8747



88	4.84	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.1382	-1.0322	2.0645	-0.8848
89	4.895	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.1625	-1.0440	2.0879	-0.8948
90	4.95	0.6190	1.3363	0.4418	-0.2133	0.4265	-0.1828	2.1868	-1.0557	2.1114	-0.9049
91	5.005	0.6192	1.3369	0.4420	-0.2134	0.4267	-0.1829	2.2121	-1.0679	2.1358	-0.9153
92	5.06	0.6216	1.3436	0.4442	-0.2144	0.4289	-0.1838	2.2476	-1.0850	2.1701	-0.9300
93	5.115	0.6240	1.3502	0.4464	-0.2155	0.4310	-0.1847	2.2832	-1.1022	2.2045	-0.9448
94	5.17	0.6263	1.3568	0.4485	-0.2165	0.4331	-0.1856	2.3190	-1.1195	2.2390	-0.9596
95	5.225	0.6286	1.3633	0.4507	-0.2176	0.4352	-0.1865	2.3549	-1.1369	2.2737	-0.9744
96	5.28	0.6309	1.3697	0.4528	-0.2186	0.4372	-0.1874	2.3910	-1.1543	2.3085	-0.9894
97	5.335	0.6332	1.3761	0.4549	-0.2196	0.4393	-0.1883	2.4271	-1.1717	2.3434	-1.0043
98	5.39	0.6355	1.3825	0.4570	-0.2206	0.4413	-0.1891	2.4634	-1.1893	2.3785	-1.0194
99	5.445	0.6377	1.3887	0.4591	-0.2216	0.4433	-0.1900	2.4999	-1.2068	2.4137	-1.0344
100	5.5	0.6399	1.3950	0.4612	-0.2226	0.4453	-0.1908	2.5365	-1.2245	2.4490	-1.0496
								0.44 kN/m <sup>2</sup>	-0.21 kN/m <sup>2</sup>	0.43 kN/m <sup>2</sup>	-0.18 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 7. Presión estática frontal y posterior oficinas

Cálculo de la presión estática equivalente en laterales OFICINAS							
x	z (m)	F	Ce	qe,lateral,X	qe,eq,lateral,X	qe,lateral,Y	qe,eq,lateral,Y
0	0	0.6190	1.3363	0.4892	0.0000	0.3426	0.0000
1	0.055	0.6190	1.3363	0.4892	0.0269	0.3426	0.0188
2	0.11	0.6190	1.3363	0.4892	0.0538	0.3426	0.0377
3	0.165	0.6190	1.3363	0.4892	0.0807	0.3426	0.0565
4	0.22	0.6190	1.3363	0.4892	0.1076	0.3426	0.0754
5	0.275	0.6190	1.3363	0.4892	0.1345	0.3426	0.0942
6	0.33	0.6190	1.3363	0.4892	0.1614	0.3426	0.1131
7	0.385	0.6190	1.3363	0.4892	0.1883	0.3426	0.1319
8	0.44	0.6190	1.3363	0.4892	0.2152	0.3426	0.1508
9	0.495	0.6190	1.3363	0.4892	0.2422	0.3426	0.1696
10	0.55	0.6190	1.3363	0.4892	0.2691	0.3426	0.1884
11	0.605	0.6190	1.3363	0.4892	0.2960	0.3426	0.2073
12	0.66	0.6190	1.3363	0.4892	0.3229	0.3426	0.2261
13	0.715	0.6190	1.3363	0.4892	0.3498	0.3426	0.2450
14	0.77	0.6190	1.3363	0.4892	0.3767	0.3426	0.2638
15	0.825	0.6190	1.3363	0.4892	0.4036	0.3426	0.2827
16	0.88	0.6190	1.3363	0.4892	0.4305	0.3426	0.3015
17	0.935	0.6190	1.3363	0.4892	0.4574	0.3426	0.3204
18	0.99	0.6190	1.3363	0.4892	0.4843	0.3426	0.3392
19	1.045	0.6190	1.3363	0.4892	0.5112	0.3426	0.3580
20	1.1	0.6190	1.3363	0.4892	0.5381	0.3426	0.3769
21	1.155	0.6190	1.3363	0.4892	0.5650	0.3426	0.3957
22	1.21	0.6190	1.3363	0.4892	0.5919	0.3426	0.4146
23	1.265	0.6190	1.3363	0.4892	0.6188	0.3426	0.4334
24	1.32	0.6190	1.3363	0.4892	0.6457	0.3426	0.4523

25	1.375	0.6190	1.3363	0.4892	0.6727	0.3426	0.4711
26	1.43	0.6190	1.3363	0.4892	0.6996	0.3426	0.4900
27	1.485	0.6190	1.3363	0.4892	0.7265	0.3426	0.5088
28	1.54	0.6190	1.3363	0.4892	0.7534	0.3426	0.5276
29	1.595	0.6190	1.3363	0.4892	0.7803	0.3426	0.5465
30	1.65	0.6190	1.3363	0.4892	0.8072	0.3426	0.5653
31	1.705	0.6190	1.3363	0.4892	0.8341	0.3426	0.5842
32	1.76	0.6190	1.3363	0.4892	0.8610	0.3426	0.6030
33	1.815	0.6190	1.3363	0.4892	0.8879	0.3426	0.6219
34	1.87	0.6190	1.3363	0.4892	0.9148	0.3426	0.6407
35	1.925	0.6190	1.3363	0.4892	0.9417	0.3426	0.6596
36	1.98	0.6190	1.3363	0.4892	0.9686	0.3426	0.6784
37	2.035	0.6190	1.3363	0.4892	0.9955	0.3426	0.6972
38	2.09	0.6190	1.3363	0.4892	1.0224	0.3426	0.7161
39	2.145	0.6190	1.3363	0.4892	1.0493	0.3426	0.7349
40	2.2	0.6190	1.3363	0.4892	1.0762	0.3426	0.7538
41	2.255	0.6190	1.3363	0.4892	1.1032	0.3426	0.7726
42	2.31	0.6190	1.3363	0.4892	1.1301	0.3426	0.7915
43	2.365	0.6190	1.3363	0.4892	1.1570	0.3426	0.8103
44	2.42	0.6190	1.3363	0.4892	1.1839	0.3426	0.8291
45	2.475	0.6190	1.3363	0.4892	1.2108	0.3426	0.8480
46	2.53	0.6190	1.3363	0.4892	1.2377	0.3426	0.8668
47	2.585	0.6190	1.3363	0.4892	1.2646	0.3426	0.8857
48	2.64	0.6190	1.3363	0.4892	1.2915	0.3426	0.9045
49	2.695	0.6190	1.3363	0.4892	1.3184	0.3426	0.9234
50	2.75	0.6190	1.3363	0.4892	1.3453	0.3426	0.9422
51	2.805	0.6190	1.3363	0.4892	1.3722	0.3426	0.9611
52	2.86	0.6190	1.3363	0.4892	1.3991	0.3426	0.9799
53	2.915	0.6190	1.3363	0.4892	1.4260	0.3426	0.9987
54	2.97	0.6190	1.3363	0.4892	1.4529	0.3426	1.0176
55	3.025	0.6190	1.3363	0.4892	1.4798	0.3426	1.0364
56	3.08	0.6190	1.3363	0.4892	1.5067	0.3426	1.0553
57	3.135	0.6190	1.3363	0.4892	1.5337	0.3426	1.0741
58	3.19	0.6190	1.3363	0.4892	1.5606	0.3426	1.0930
59	3.245	0.6190	1.3363	0.4892	1.5875	0.3426	1.1118
60	3.3	0.6190	1.3363	0.4892	1.6144	0.3426	1.1307
61	3.355	0.6190	1.3363	0.4892	1.6413	0.3426	1.1495
62	3.41	0.6190	1.3363	0.4892	1.6682	0.3426	1.1683
63	3.465	0.6190	1.3363	0.4892	1.6951	0.3426	1.1872
64	3.52	0.6190	1.3363	0.4892	1.7220	0.3426	1.2060
65	3.575	0.6190	1.3363	0.4892	1.7489	0.3426	1.2249
66	3.63	0.6190	1.3363	0.4892	1.7758	0.3426	1.2437
67	3.685	0.6190	1.3363	0.4892	1.8027	0.3426	1.2626
68	3.74	0.6190	1.3363	0.4892	1.8296	0.3426	1.2814
69	3.795	0.6190	1.3363	0.4892	1.8565	0.3426	1.3003

70	3.85	0.6190	1.3363	0.4892	1.8834	0.3426	1.3191
71	3.905	0.6190	1.3363	0.4892	1.9103	0.3426	1.3379
72	3.96	0.6190	1.3363	0.4892	1.9372	0.3426	1.3568
73	4.015	0.6190	1.3363	0.4892	1.9641	0.3426	1.3756
74	4.07	0.6190	1.3363	0.4892	1.9911	0.3426	1.3945
75	4.125	0.6190	1.3363	0.4892	2.0180	0.3426	1.4133
76	4.18	0.6190	1.3363	0.4892	2.0449	0.3426	1.4322
77	4.235	0.6190	1.3363	0.4892	2.0718	0.3426	1.4510
78	4.29	0.6190	1.3363	0.4892	2.0987	0.3426	1.4699
79	4.345	0.6190	1.3363	0.4892	2.1256	0.3426	1.4887
80	4.4	0.6190	1.3363	0.4892	2.1525	0.3426	1.5075
81	4.455	0.6190	1.3363	0.4892	2.1794	0.3426	1.5264
82	4.51	0.6190	1.3363	0.4892	2.2063	0.3426	1.5452
83	4.565	0.6190	1.3363	0.4892	2.2332	0.3426	1.5641
84	4.62	0.6190	1.3363	0.4892	2.2601	0.3426	1.5829
85	4.675	0.6190	1.3363	0.4892	2.2870	0.3426	1.6018
86	4.73	0.6190	1.3363	0.4892	2.3139	0.3426	1.6206
87	4.785	0.6190	1.3363	0.4892	2.3408	0.3426	1.6395
88	4.84	0.6190	1.3363	0.4892	2.3677	0.3426	1.6583
89	4.895	0.6190	1.3363	0.4892	2.3946	0.3426	1.6771
90	4.95	0.6190	1.3363	0.4892	2.4216	0.3426	1.6960
91	5.005	0.6192	1.3369	0.4894	2.4496	0.3428	1.7156
92	5.06	0.6216	1.3436	0.4919	2.4889	0.3445	1.7431
93	5.115	0.6240	1.3502	0.4943	2.5283	0.3462	1.7708
94	5.17	0.6263	1.3568	0.4967	2.5680	0.3479	1.7985
95	5.225	0.6286	1.3633	0.4991	2.6077	0.3495	1.8264
96	5.28	0.6309	1.3697	0.5014	2.6476	0.3512	1.8543
97	5.335	0.6332	1.3761	0.5038	2.6877	0.3528	1.8824
98	5.39	0.6355	1.3825	0.5061	2.7279	0.3545	1.9106
99	5.445	0.6377	1.3887	0.5084	2.7683	0.3561	1.9388
100	5.5	0.6399	1.3950	0.5107	2.8088	0.3577	1.9672
					0.49 kN/m2	0.34 kN/m2	

Tabla 8. Presión estática lateral oficinas

## II. ANEJO CÁLCULO ACCIÓN SÍSMICA

La *Norma de Construcción Sismorresistente*, la NCSE-02, proporciona los criterios que se deben cumplir para la correcta consideración de la acción sísmica.

Dicha norma establece el análisis sísmico de la estructura mediante espectros de respuesta, tal y como se describe más adelante.

Es de obligado cumplimiento en zonas cuya aceleración básica de cálculo sea mayor de 0.04g. Según el anejo que proporciona el documento, de valores de aceleración básica organizado por comunidades autónomas, a Huelva le corresponde un valor de  $a_b = 0.10g$  y un coeficiente de contribución de  $K = 1.3$  [8].

La aceleración sísmica básica es un valor que caracteriza la aceleración horizontal de la superficie del terreno, y el coeficiente de contribución tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

Se considerará para el cálculo una clasificación según 1.2.2 de construcción de importancia normal.

Además, según la información aportada por el estudio geotécnico, la clasificación del terreno según 2.4, sería *tipo III: granular compacto medio o cohesivos con consistencia firme*, correspondiente con un coeficiente del terreno  $C=1.6$ .

La aceleración sísmica de cálculo en el artículo 2.2 de la norma se define como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$a_b$ : aceleración sísmica básica, 0.10g

$\rho$ : coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho = 1.00$  para construcciones de importancia normal

$S$ : coeficiente de amplificación del terreno, para  $a_b \leq 0.1g \rightarrow S = \frac{C}{1.25} = \frac{1.6}{1.25}$

Para realizar el cálculo sísmico es necesario establecer cuál es el espectro elástico de respuesta de la estructura estudiada.

Un espectro de respuesta es una gráfica que sirve para estudiar las características de un terremoto y su efecto sobre la estructura [9], es decir, mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la sustenta. Cuando el terreno entra en vibración, ésta se transmite a la estructura que apoya sobre él, que también comienza a vibrar. Si el sistema fuera rígido, la vibración sería la misma tanto en la estructura como en la base, pero al tratarse una estructura de un sistema con cierta elasticidad, las vibraciones difieren.

El espectro elástico de respuesta relaciona la aceleración horizontal del terreno con el periodo de oscilación.

La NCSE-02 lo define de la siguiente manera para un amortiguamiento del 5% respecto al crítico:

$$Si T < T_a \rightarrow \alpha(T) = 1 + 1.5 \cdot T/T_a$$

$$Si T_a \leq T \leq T_b \rightarrow \alpha(T) = 2.5$$

$$Si T > T_b \rightarrow \alpha(T) = K \cdot C/T$$

Donde

$$T_a = K \cdot C / 10$$

$$T_b = K \cdot C / 2.5$$

Para valores del amortiguamiento distintos al 5%, se aplica un coeficiente de modificación del espectro de respuesta. Los valores de  $\alpha(T)$ , para  $T > T_a$ , se multiplicarán por  $\nu = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0.4}$ , donde  $\Omega$  es el valor del amortiguamiento expresado como porcentaje respecto al crítico.

A efectos de cálculo de este proyecto se considera un amortiguamiento  $\Omega=4\%$ , como indica la norma para estructuras de hormigón diáfanos [8], por lo que el valor  $\nu$  será igual a:

$$\nu = \left(\frac{5}{4}\right)^{0.4} = 1.093$$

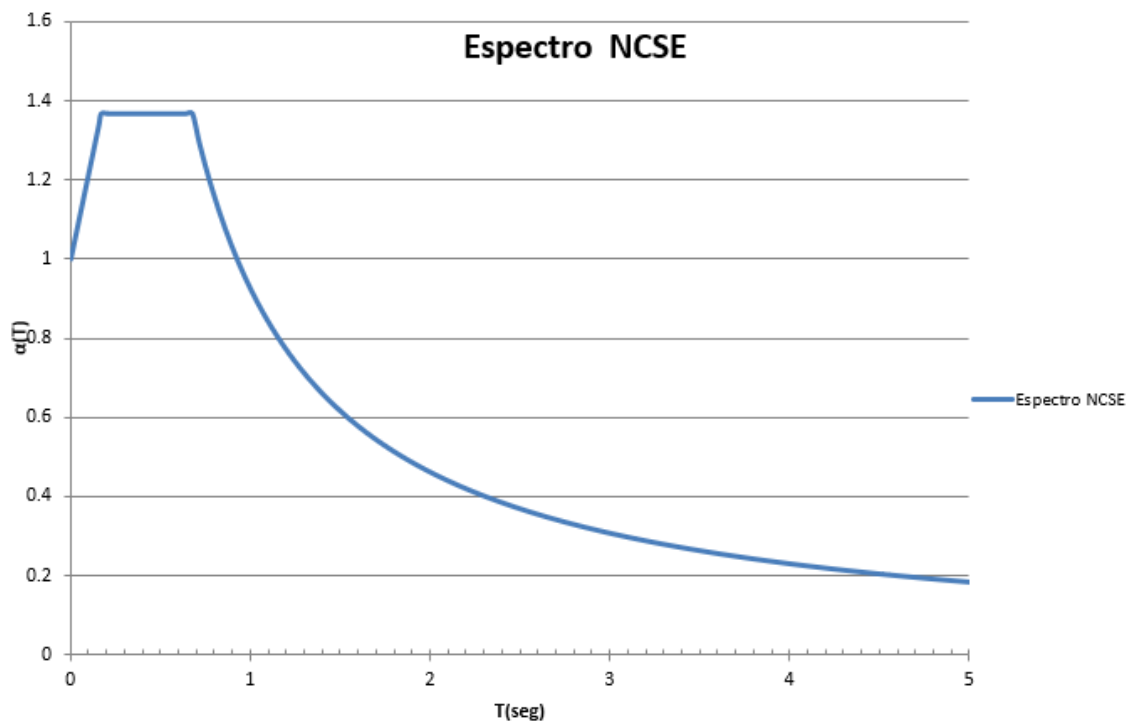


Ilustración 24. Espectro de respuesta

La ductilidad de una estructura es su capacidad de disipar la energía que aporta un terremoto. Para el cálculo, aplicando los criterios de 3.7.3.1, se adopta un coeficiente de comportamiento por ductilidad  $\mu = 2$  (ductilidad baja). Por ello, el coeficiente de respuesta será:

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} = \frac{1.093}{2} = 0.55$$

Los datos obtenidos del espectro se cargarán en el software de cálculo SAP2000.

La masa a considerar en el cálculo, según el punto 3.2, son todas las correspondiente al peso propio, masas permanentes y una fracción del resto, que en este proyecto no habría que incluir ninguna más, ya que la única sobrecarga aplicada es la nieve, pero que no permanece más de 30 días al año.

Se comprobará la estructura para ELU incluyendo la acción sísmica. Basta con hacerlo en dos direcciones perpendiculares en planta. Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra [8].

### III. ANEJO CÁLCULO DE CORREAS

Se comprobarán a ELU para los valores de momento último aportados por la autorización de uso del proveedor *TOR [11]*, para los esfuerzos de diseño que se calculan a continuación:

#### NAVE PRINCIPAL. CORREAS TUBULARES TUB.30

$$L = 10.93 \text{ m}$$

$$\text{Intereje} = 1.80 \text{ m}$$

Cargas:

$$\text{peso propio} = 0.89 \text{ kN/m}$$

$$\text{cubierta} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{instalaciones} = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{fotovoltaicas} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{nieve/mantenimiento} = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{du}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.80 \cdot [0.20 + 0.3 + 0.2]) + 1.50 \cdot 0.40 \cdot 1.80 = 3.98 \text{ kN/m}$$

$$M_{du}^+ = 59.43 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 21.75 \text{ kN}$$

Lo que corresponde, según autorización de uso, a un armado, al menos, tipo 4.

#### OFICINAS. CORREAS TUBULARES TUB.25

$$L = 8.03 \text{ m}$$

$$\text{Intereje} = 2.30 \text{ m}$$

Cargas:

$$\text{peso propio} = 0.78 \text{ kN/m}$$

$$\text{cubierta} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{instalaciones} = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{fotovoltaicas} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{nieve/mantenimiento} = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{du}^+ = 1.35 \cdot (0.78 + 2.30 \cdot [0.20 + 0.3 + 0.2]) + 1.50 \cdot 0.40 \cdot 2.30 = 4.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{du}^+ = 37.16 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 18.51 \text{ kN}$$

Lo que corresponde, según autorización de uso, a un armado, al menos, tipo 5.

#### MARQUESINAS

En este caso, sí que se utilizará la carga real de la nieve según CTE, 0.20 kN/m<sup>2</sup>, ya que la sobrecarga de viento tiene valores muy elevados, tal y como se han hallado en el anejo de cálculo del viento.

Los valores de viento obtenidos son los siguientes:

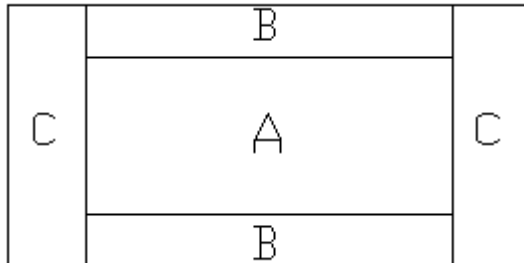
	$q_{e,A}$	$q_{e,B}$	$q_{e,C}$
Abajo	0.52 kN/m <sup>2</sup>	1.44 kN/m <sup>2</sup>	0.89 kN/m <sup>2</sup>
Arriba	-0.71 kN/m <sup>2</sup>	-1.14 kN/m <sup>2</sup>	-1.21 kN/m <sup>2</sup>

Se tendrá, por tanto, que calcular las correas tanto a flexión positiva como negativa, bajo la hipótesis de viento en dirección *x* e *y*.

Además, la combinación más desfavorable para la succión será aquella en la que el viento es desfavorable, y su coeficiente de combinación es de 1.5, y por lo tanto las cargas permanentes son favorables y van multiplicadas por  $\gamma=1.00$ .

Viento X:

La distribución de las zonas, según D.10 del CTE-DB-SE-AE:



La zona A, con un intereje de 1.60 m  
 La zona B, con un intereje de 1.00 m  
 La zona C, con un intereje de 1.20 m

Ilustración 25. Zonas de viento en cubierta marquesinas, X [2]

$$L = 10.93 \text{ m}$$

Cargas:

$$\text{peso propio} = 0.78 \text{ kN/m}$$

$$\text{cubierta} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{nieve/mantenimiento} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{du,A}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.60 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-0.71) \cdot 1.60 = -0.57 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,A}^- = -8.57 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 3.12 \text{ kN}$$

$$q_{du,B}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.00 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-1.14) \cdot 1.00 = -0.67 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,B}^- = -10.01 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 3.66 \text{ kN}$$

$$q_{du,C}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.20 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-1.21) \cdot 1.20 = -1.11 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,C}^- = -16.58 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 6.07 \text{ kN}$$

$$q_{du,A}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.60 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (0.52 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.60 = 3.01 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,A}^+ = 44.95 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 16.45 \text{ kN}$$

$$q_{du,B}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.00 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (1.44 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.00 = 3.71 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,B}^+ = 55.40 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 20.28 \text{ kN}$$

$$q_{du,C}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.20 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (0.89 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.20 = 3.23 \text{ kN/m}$$

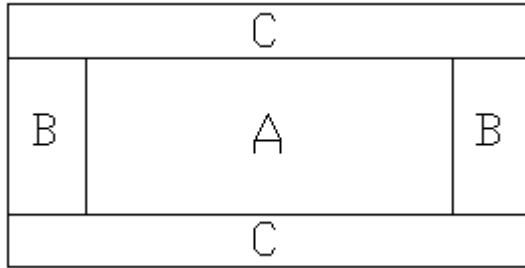
$$M_{du,C}^+ = 48.23 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 17.65 \text{ kN}$$

Viento Y:

La distribución de las zonas, según D.10 del CTE-DB-SE-AE:





La zona A, con un intereje de 1.60 m  
 La zona B, con un intereje de 1.00 m  
 La zona C, con un intereje de 1.20 m

Ilustración 26. Zonas de viento en cubierta marquesinas, Y [2]

$$L = 10.93 \text{ m}$$

Cargas:

$$\text{peso propio} = 0.78 \text{ kN/m}$$

$$\text{cubierta} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{nieve/mantenimiento} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{du,A}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.60 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-0.71) \cdot 1.60 = -0.57 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,A}^- = -8.57 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 3.12 \text{ kN}$$

$$q_{du,B}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.20 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-1.14) \cdot 1.20 = -0.98 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,B}^- = -14.66 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 5.36 \text{ kN}$$

$$q_{du,C}^- = 1.00 \cdot (0.89 + 1.00 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (-1.21) \cdot 1.00 = -0.775 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,C}^- = -11.57 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 4.24 \text{ kN}$$

$$q_{du,A}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.60 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (0.52 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.60 = 3.01 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,A}^+ = 44.95 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 14.45 \text{ kN}$$

$$q_{du,B}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.20 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (1.44 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.20 = 4.22 \text{ kN/m}$$

$$M_{du,B}^+ = 62.96 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 23.06 \text{ kN}$$

$$q_{du,C}^+ = 1.35 \cdot (0.89 + 1.00 \cdot 0.15) + 1.50 \cdot (0.89 + 0.5 \cdot 0.20) \cdot 1.00 = 3.36 \text{ kN/m}$$

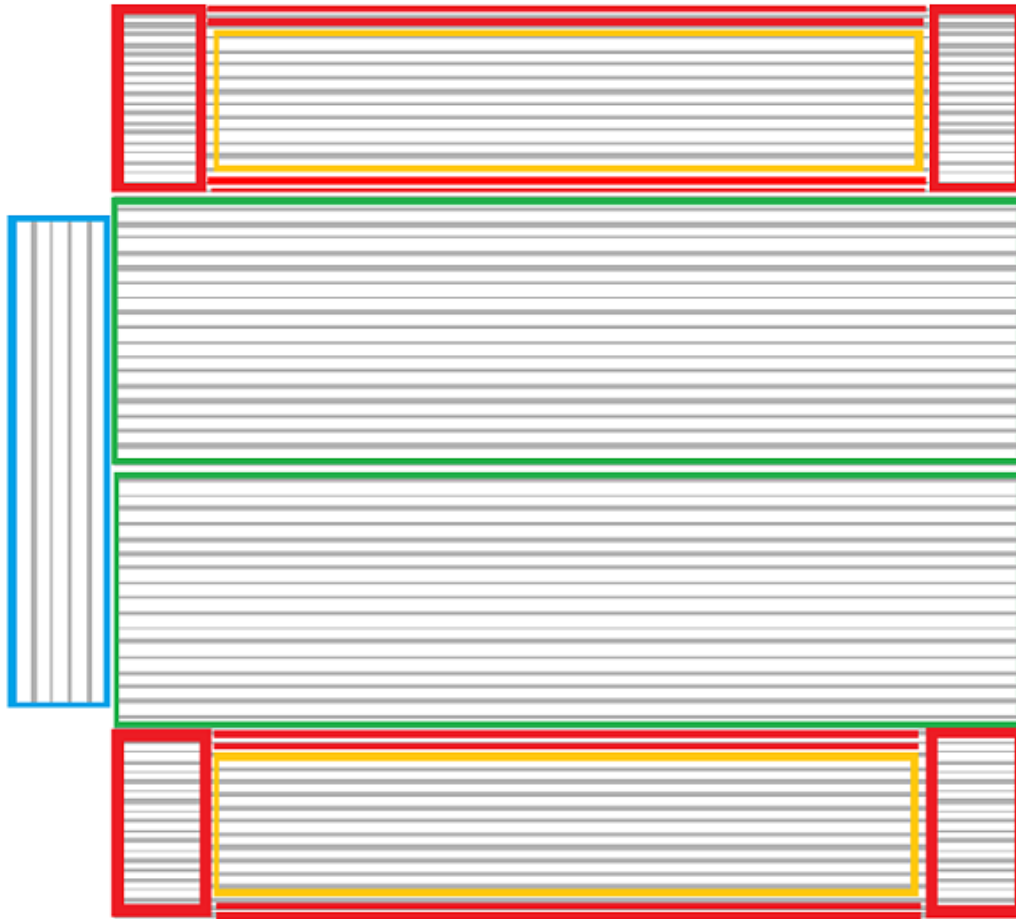
$$M_{du,C}^+ = 49.28 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_d = 18.36 \text{ kN}$$

Para la zona A, el armado mínimo a flexión negativa, considerando las dos direcciones de viento, es el armado tipo 1; para flexión positiva, el armado tipo 2.

Para las zonas B y C, aumenta el armado al tipo 4 tanto para flexión negativa como positiva. Por lo tanto, se colocarán correas de armado tipo 4 en los dos vanos extremos, alineaciones 2-3 y 10-11, así como en las dos primeras correas extremas, en ambos lados.

Por el contrario, en el resto de la marquesina, asemejable a la zona A, se dispondrán correas con armado tipo 2.



*Ilustración 27. Croquis distribución armados tipo en correas*

TUB.30 tipo 4  
TUB.30 tipo 4  
TUB.30 tipo 2  
TUB.25 tipo 5

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS (SEGUN EHE-08)

DEL FORJADO CON VIGUETAS PRETENSADAS VT-30  
(Rec 25)

FABRICANTE:

Nombre : FORJADOS TOR S.L.

FABRICA:

Dirección : Paraje Fuente Baena - 29313 VILLANUEVA DEL TRABUCO  
(Málaga)

TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre : ENRIQUE CABRERA LUQUE

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

HOJA 3 de 9

FICHAS ACTUALIZADAS CON FECHA:

1 de Diciembre de 2015

DE ACUERDO CON LA NORMA :

UNE-EN-15037-1:2010

Viguetas (para sistemas de forjado  
de vigueta y bovedilla)

5. ARMADO DE LA VIGUETA

TIPO DE VIGUETA	A1			A2			A3			A4			A5			A6			A7			A8			PERDIDAS FINALES A PLAZO INFINITO (%) (c.d.g.)
	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	nº	Ø	(1)	
VT-30-1	4	5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	21,02
VT-30-2	6	5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	23,21
VT-30-3	6	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	25,24
VT-30-4	6	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	26,93
VT-30-5	6	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	28,30
VT-30-6	6	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	29,39
VT-30-7	6	6	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	32,19
VT-30-8	6	6	A	2	6	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	32,99
VT-30-9	6	6	A	2	6	A	2	6	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	33,67
---	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	---

6. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA VIGUETA AISLADA (Valores por nervio).

TIPO DE VIGUETA	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS			MOMENTOS DE SERVICIO (KN·m)				MOMENTO DE PRETENSADO EN LA TRANSFERENCIA (KN·m)	Módulo de rigidez (E <sub>h</sub> ) (KN·m <sup>2</sup> )	Módulo resistente inferior (W <sub>h,inf</sub> ) (cm <sup>3</sup> )	d <sub>m</sub> (mm)
	MOMENTO ÚLTIMO (KN·m)		CORTANTE ÚLTIMO (KN)	EHE-08 (Artículo 59.2)							
	En Vano	S/Sop.		MOMENTO DE FISURACIÓN		Sección homogeneizada					
				En Vano	S/Sop.	En Vano	S/Sop.				
VT-30-1	31,65	15,74	33,82	14,12	14,24	26,33	5,107	11917,8	2676,30	48,3	
VT-30-2	45,67	15,76	38,96	22,16	11,97	34,52	9,892	12011,5	2709,95	38,8	
VT-30-3	57,61	16,42	42,66	29,37	10,46	41,85	13,841	12078,3	2735,73	36,6	
VT-30-4	65,46	17,75	46,30	35,75	9,70	48,32	17,010	12122,7	2754,58	38,2	
VT-30-5	71,00	19,71	49,92	41,31	9,68	53,94	19,442	12149,4	2767,48	41,9	
VT-30-6	74,38	22,18	53,02	46,06	10,37	58,72	21,167	12162,9	2775,42	46,9	
VT-30-7	82,40	21,40	55,40	56,57	7,52	69,43	26,874	12283,1	2819,75	42,3	
VT-30-8	84,19	21,22	56,14	59,69	6,89	72,61	28,446	12311,5	2831,03	41,8	
VT-30-9	85,37	21,23	56,87	62,45	5,69	75,40	29,723	12330,3	2839,25	41,9	
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	

RIGIDEZ (E<sub>I<sub>b</sub></sub>) DE LA SECCIÓN BRUTA = 11640,0 (KN·m<sup>2</sup>)

TENSIÓN INICIAL DE PRETENSADO = 1100 (Mpa)

OBSERVACIONES:

(1) Alambres = A & C = Cordones

(2) Estos valores se han obtenido de acuerdo con el Artículo 5.1 del Anejo 6 de la EHE-08 para comprobar la resistencia al fuego de cada vigueta.

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS (SEGÚN EHE-08)

DEL FORJADO CON VIGUETAS PRETENSADAS VT-25

(Rec 25)

FABRICANTE:

Nombre : FORJADOS TOR S.L.

FABRICA:

Dirección : Paraje Fuente Baena - 29313 VILLANUEVA DEL TRABUCO (Málaga)

TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA

Nombre : ENRIQUE CABRERA LUQUE

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

HOJA 3 de 15

FICHAS ACTUALIZADAS CON FECHA:

1 de Diciembre de 2015

DE ACUERDO CON LA NORMA :

UNE-EN-15037-1:2010

Viguetas (para sistemas de forjado de vigueta y bovedilla)

5. ARMADO DE LA VIGUETA

TIPO DE VIGUETA	A1			A2			A3			A4			A5			A6			A7			A8			PERDIDAS FINALES A PLAZO INFINITO (%) (c.d.g.)
	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	nº	∅	(1)	
VT-25-1	4	4	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	4	A	-	-	-	-	-	-	20,04	
VT-25-2	4	4	A	2	4	A	-	-	-	-	-	-	-	-	2	4	A	-	-	-	-	-	-	21,49	
VT-25-3	4	5	A	2	4	A	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	23,48	
VT-25-4	6	5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	24,55	
VT-25-5	6	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	26,71	
VT-25-6	6	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	28,45	
VT-25-7	6	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	2	5	A	-	-	-	-	-	-	29,81	
VT-25-8	6	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	30,88	
VT-25-9	6	6	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	33,82	
VT-25-10	6	6	A	2	6	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	2	5	A	-	-	-	-	-	34,65	

6. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA VIGUETA AISLADA (Valores por nervio).

TIPO DE VIGUETA	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS			MOMENTOS DE SERVICIO (KN · m)				MOMENTO DE PRETENSADO EN LA TRANSFERENCIA (KN · m)	Módulo de rigidez (E <sub>I</sub> ) (KN · m <sup>2</sup> )	Módulo resistente inferior (W <sub>h,inf</sub> ) (cm <sup>3</sup> )	d <sub>m</sub> (mm)
	MOMENTO ÚLTIMO (KN · m)		CORTANTE ÚLTIMO (KN)	EHE-08 (Artículo 59.2)							
	En Vano	S/Sop.		MOMENTO DE FISURACIÓN		Sección homogeneizada					
				En Vano	S/Sop.	En Vano	S/Sop.				
VT-25-1	17,24	8,68	23,94	7,52	10,19	16,75	2,669	7211,0	1948,35	48,3	
VT-25-2	24,11	9,45	27,91	11,19	9,58	20,48	4,679	7236,1	1960,39	43,3	
VT-25-3	32,27	13,37	32,31	15,40	10,56	24,79	6,097	7297,7	1980,86	44,7	
VT-25-4	36,84	12,82	33,50	18,24	9,49	27,69	7,895	7331,8	1995,00	38,8	
VT-25-5	45,05	13,48	36,84	23,93	8,56	33,47	10,865	7369,9	2013,63	36,6	
VT-25-6	50,28	14,81	40,14	28,79	8,37	38,39	13,079	7391,8	2025,87	38,2	
VT-25-7	53,33	16,77	43,42	32,84	8,90	42,47	14,577	7402,0	2032,92	41,9	
VT-25-8	54,49	19,08	46,70	36,10	10,14	45,74	15,385	7404,9	2036,00	46,9	
VT-25-9	59,69	18,27	49,86	44,30	5,10	54,40	19,907	7480,5	2070,35	42,3	
VT-25-10	60,67	18,10	49,86	44,72	2,84	56,89	21,092	7496,7	2078,46	41,8	

RIGIDEZ (E<sub>I<sub>b</sub></sub>) DE LA SECCIÓN BRUTA = 7099,6 (KN · m<sup>2</sup>)

TENSIÓN INICIAL DE PRETENSADO = 1100 (Mpa)

OBSERVACIONES:

(1) Alambres = A & C = Cordones

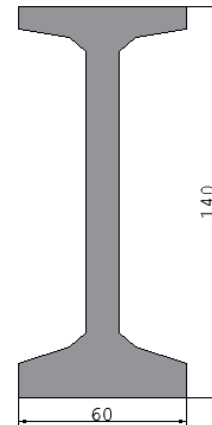
(2) Estos valores se han obtenido de acuerdo con el Artículo 5.1 del Anejo 6 de la EHE-08 para comprobar la resistencia al fuego de cada vigueta.

## IV. ANEJO CÁLCULO DE VIGAS

### IV.1. VIA 60×140

#### 1. DATOS GEOMÉTRICOS

Luz de cálculo:	32.36 m
Intereje:	11.00 m
Ancho solera:	0.60 m
Canto:	1.40 m
Ancho superior:	0.60 m



Se define geoméricamente la viga mediante trapecios:

Trapezio	Ai (cm)	As (cm)	H (cm)
7	60	60	8
6	24	60	3
5	12	24	5
4	12	12	101
3	24	12	5
2	60	24	6
1	60	60	12

Ai: ancho inferior del trapecio  
 As: ancho superior del trapecio  
 H: altura del trapecio

$$\text{Área} = 0.297 \text{ m}^2 = 2970 \text{ cm}^2$$

$$c.d.g \text{ (desde paramento inferior)} = 0.6466 \text{ m} = 64.66 \text{ cm}$$

$$I = 0.07765 \text{ m}^4 = 7764790 \text{ cm}^4$$

#### 2. DATOS DE LOS MATERIALES

##### Hormigón HP-50

Resistencia inicial del hormigón (destesado)

$$f_{ck0} = 35 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_c = 1.50$$

##### Acero Pasivo B-500-SD

Límite elástico de la armadura pasiva a flexión

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Límite elástico de la armadura pasiva a cortante

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_y = 1.15$$

Acero Activo Y-1860-S

Límite elástico de la armadura activa	$f_{pk} = 1760 \text{ MPa}$
Carga unitaria máxima	$f_{p\text{máx}} = 1860 \text{ MPa}$
Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
Tensión de pretensado de la armadura activa	$\sigma_0 = 1357 \text{ MPa}$
Área del cable (0,6''=15.2 mm)	140 mm <sup>2</sup>
Coefficiente de mayoración del pretensado	1.05
Coefficiente de minoración del pretensado	0.95

## 3. DEFINICIÓN DE LA ARMADURA

La cota de la armadura se define como la distancia al paramento más próximo:

	Nº	Diámetro	Cota
Superior	2	Ø15.2	5
Inferior	11	Ø15.2	5
	6	Ø15.2	10
	2	Ø15.2	15

## 4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción variable se obtiene afectando su valor característico por el factor que se indica a continuación. La nomenclatura se expone tal y como viene recogida en el Art. 11 de la EHE-08, y los valores se extraen de la tabla 4.2 del CTE-DB-SE [1]:

	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$
Nieve <1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Mantenimiento (no concomitante)	0	0	0

## 5. CARGAS CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Cargas permanentes:

Peso propio de la viga: 7.43 kN/m

Peso propio de las correas:  $0.89 \text{ kN/m} / 1.80 \text{ m} = 0.494 \text{ kN/m}^2 * 11.00 \text{ m} = 5.44 \text{ kN/m}$

Cargas muertas =  $(0.20 + 0.30 + 0.20) \text{ kN/m}^2 = 0.70 \text{ kN/m}^2 * 11.00 \text{ m} = 7.70 \text{ kN/m}$

Cargas Variables:

Sobrecarga uso- Mantenimiento =  $0.40 \text{ kN/m}^2 * 11.00 \text{ m} = 4.4 \text{ kN/m}$

Viga	VIA 140
L	32.36 m
Ac	0.297 m <sup>2</sup>
Intereje	11.00 m
peso propio	7.43 kN/m
correas	0.49 kN/m <sup>2</sup>
cubierta	0.20 kN/m <sup>2</sup>
instalaciones	0.30 kN/m <sup>2</sup>
fotovoltaica	0.20 kN/m <sup>2</sup>
nieve	0.20 kN/m <sup>2</sup>
viento	0.18 kN/m <sup>2</sup>
mantenimiento	0.40 kN/m <sup>2</sup>

## 6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

En las vigas se consideran los siguientes:

- ELU a flexión
- ELU a cortante

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.1.a de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

Cargas Permanentes -  $\gamma_G = 1.35$

Pretensado -  $\gamma_P = 1.00$

Cargas Permanentes de valor no constante -  $\gamma_G^* = 1.50$

Cargas Variables -  $\gamma_Q = 1.50$

## 7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para la comprobación de la viga se consideran los siguientes:

- ELS de tensiones normales y fisuración

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.2 de la EHE-08, para armadura pretesa.

## 8. COMBINACIÓN DE ACCIONES

A efectos de comprobación de los Estados Límite, las combinaciones que deben verificar las vigas según el Art. 13 de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki}^{\circ}$$

Para las cargas aplicadas y coeficientes de combinación, resultan las siguientes:

ELU 1	31.36 kN/m	ELS carac 1	22.47 kN/m	ELS frec 1	16.05 kN/m	ELS cuasip 1	15.61 kN/m
ELU 2	34.36 kN/m	ELS carac 2	24.47 kN/m	ELS frec 2	19.49 kN/m	ELS cuasip 2	15.61 kN/m
ELU 3	27.68 kN/m	ELS carac 3	20.01 kN/m	ELS frec 3	17.81 kN/m	ELS cuasip 3	15.61 kN/m

## 9. APLICACIÓN DE LA SECCIÓN EVOLUTIVA

Los Estados Límite enunciados anteriormente, se aplican en dos fases: la fase de la transferencia del pretensado y en servicio a tiempo infinito, considerando en cada una de ellas la sección resistente y acciones que correspondan.

## 10. DEFINICIÓN DEL PRETENSADO. PÉRDIDAS

Se considera para el pretensado una tensión inicial de 1357 MPa. Para esta tensión, la fuerza de pretensado inicial es de:

- $P_{ki,sup} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot 140 mm^2 = 379.96 kN$
- $P_{ki,inf} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 19 \cdot 140 mm^2 = 3609.62 kN$
- $P_{ki,total} = 3989.58 kN$

A nivel de cálculo de la viga, se considera unas pérdidas:

	Superiores	Inferiores
Instantáneas transferencia	3.44 %	9.23%
Diferidas a tiempo infinito	11.31 %*	9.70 %*

\*valores acumulados

Esto se traduce en las siguientes fuerzas de pretensado:

	Superiores	Inferiores
Pretensado en el destesado	366.90 kN	3276.41 kN
Pretensado a tiempo infinito	337.62 kN	3267.24 kN

Según el artículo 20.2.3 de la EHE-08, las pérdidas que hay que considerar en el caso de las piezas con armaduras pretesas son las siguientes:

### Pérdidas Instantáneas

- a) Penetración de cuñas
- b) Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- c) Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- d) Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- e) Retracción anterior a la transferencia
- f) Acortamiento elástico instantáneo al transferir

### **Penetración de cuñas:**

$$\Delta P_1 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

*a: penetración de la cuña. Se estima en 2 mm*



$L$ : longitud total del tendón recto.

Este valor equivale a la longitud de las pistas de tesado, que son 100 m

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

### Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia:

La relajación se valora en un 0.3% para el acero activo Y-1860-S7 a una temperatura ambiente de 20°C y un porcentaje de tesado de  $\frac{\sigma_o}{f_{p,max}} = \frac{1357 \text{ MPa}}{1860 \text{ MPa}} = 0.73$

La pérdida de fuerza de pretensado se calcula como:

$$\Delta P_2 = 0.003 \cdot (P_0 - \Delta P_1)$$

### Acortamiento elástico instantáneo al transferir:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \cdot \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cj}}$$

$\sigma_{cp}$ : tensión de compresión en la viga

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

$E_{cj}$ : módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad  $j$ . Se calcula según Art. 39 de la EHE, para una edad de 2 días

### Retracción anterior a la transferencia

Esta pérdida es despreciable, ya que se produce en 2 días, tiempo superior al corte de los cables y, por lo tanto, del momento de la transferencia.

VIA 140					
Pérdidas penetración cuña		Relajación a tª ambiente		Pérdidas acortamiento elástico	
a (mm)	2	Pko, inferior	3609.62	Ac	0.297 Ap, inf 2660
L (mm)	100000	Pko, superior	379.96	h	1.4 Ap, sup 280
Ep Mpa	190000			L	32.36 Ep 190000
Ap, inferior	2660	$\Delta P_1$ , inf	10.108	lc	0.0776479
Ap, superior	280	$\Delta P_1$ , sup	1.064	cdg inf	0.07632 einf 0.57028
		$\Delta P_2$ , inf	10.799	cdg sup	0.05 esup -0.7034
		$\Delta P_2$ , sup	1.137	cdg	0.6466
				Ec, 2 días	38660.38
				Pko, inferior	3609.62
				Pko, superior	379.96
				P- $\Delta P_1$ - $\Delta P_2$ , inf	3588.71
				P- $\Delta P_1$ - $\Delta P_2$ , sup	377.76
				Mpp	971.90
				ocp, inf	-23889.882
				ocp, sup	7891.5521
				$\Delta P_3$ , inf	312.31 kN
				$\Delta P_3$ , sup	10.86 kN

	Superiores kN	Inferiores kN
Pko	379.96	3609.62
$\Delta P_1$	1.064	10.108
$\Delta P_2$	1.137	10.799
$\Delta P_3$	10.86	312.31
Total	13.06	333.21
%perdidas	3.44	9.23
P*	366.90	3276.41

### Pérdidas Diferidas

Las pérdidas diferidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón debido a la fluencia y la retracción, y a la relajación del acero de la armadura activa. Se evalúan mediante la fórmula:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

$y_p$ : distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

- $y_{p,inferior} = 0.6466 - 0.07632 = 0.57028 \text{ m} = 570.28 \text{ mm}$
- $y_{p,superior} = 1.40 - 0.6466 - 0.05 = 0.7034 \text{ m} = 703.4 \text{ mm}$

$n$ : coeficiente de equivalencia  $\frac{E_p}{E_c} = \frac{190000 \text{ MPa}}{32902.45 \text{ MPa}} = 5.775$

$\varphi(t, t_0)$ : coeficiente de fluencia. Se calcula según Art. 39.8 de la EHE.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

$\varphi_0$ : coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{HR} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} + 8}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \alpha_3 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

VIA140			
fck	50	alfa1	0.70217932
fcm	58	alfa2	0.90391587
Ac	0.297	alfa3	0.77681933
u	4.677		
e	127.00449	Bh	448.765926 1165.229
HR	70	Bc(t-to)	0.98687844
t	10000	B(to)	0.48207861
to	30	b(fcm)	2.20594807
		fiHR	1.28272834
		fio	1.36410512
	φ	COEF.FLU	1.34620594

$\varepsilon_{cs}$ : deformación de retracción. Se calcula según Art. 39.7 de la EHE.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$\varepsilon_{cd}$ : deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ : deformación de retracción autógena

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$t$ : edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

$t_s$ : edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días

$\beta_{ds}$ : coeficiente evolución temporal, que se obtiene mediante:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{e^3}}$$

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$k_e$ : coeficiente que depende del espesor medio (tabla 39.7.a de la EHE)

e (mm)	$k_e$
100	1.00
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

$\varepsilon_{ca,\infty}$ : coeficiente de retracción a tiempo infinito, que se obtiene mediante:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 0.85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[ 1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3 \right]; HR: \text{humedad relativa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

**Tabla 39.7.b**  
Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
$\alpha_{ds1}$	3,00	4,00	6,00
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

Ilustración 28. Coeficientes  $\alpha$  [3]

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

## VIA 140

fck	50		
Ac	0.297		
u	4.677		
e	127.00449		
t	10000		
ts	7		
HR	70		
fcm0	10		
Bds	0.99430345	Bas	1
ke	0.80949326	Eca,infinito	-0.0001
BHR	-1.01835	Eca	-1E-04
alfa ds1	4		
alfa ds2	0.12		
Ecd,infinito	-0.00028483		
		Ecs	-0.00032926
Ecd	-0.00022926		

$\sigma_{cp}$ : tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp,inferior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,inf}}{r_0} \right)^2 \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,inf}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right\}$$

$$\sigma_{cp,superior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,sup}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup}}{r_0} \right)^2 \right) \right\}$$

$$M_{pp+cm} = \frac{9.52 \text{ kN} \cdot (8.12 \text{ m})^2}{8} = 78.46 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

VIA 140	
Ac	0.297
L	32.36
Intereje	11
q	20.559
Ic	0.07764793
Pksup	366.90
Pkinf	3276.41
canto pieza	1.4
cdg	0.6466
cdg arm inferi	0.07632
cdg arm supe	0.05
e inf	0.57028
e sup	-0.7034
Mpp+cp	2691.094976
r0	0.511312861
ten inferi	-4329.8646
	4.33 N/mm2
ten sup	-22056.94196
	22.06 N/mm2

$\Delta\sigma_{pr}$ : pérdida por relajación. Se evalúa según la expresión  $\Delta\sigma_{pr}$

$$= \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}, \text{ donde:}$$

$\rho_f$ : valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. Según artículo 38.9

$$\rho_f = \begin{cases} 0 & \text{si } \frac{P_{ki}}{A_p} \leq \frac{f_{pmax}}{2} \\ \frac{2.9}{100} \cdot \frac{\frac{P_{ki}}{A_p} - \frac{f_{pmax}}{2}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } \frac{f_{pmax}}{2} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.7 f_{pmax} \\ \frac{2.9}{100} + 2.9 \cdot \frac{5.5}{100} \cdot \frac{\frac{P_{ki}}{A_p} - 0.7 f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } 0.7 f_{pmax} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.8 f_{pmax} \end{cases}$$

$P_{ki}$ : valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando pérdidas instantáneas

$A_p$ : área de las armaduras activas

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$I_c$ : Inercia de la sección de hormigón

$\chi$ : coeficiente de envejecimiento.  $\chi = 0.80$

VIA 140			Superior	Inferior
h (mm)	1400			
Ac (mm <sup>2</sup> )	297000	yp	703.4	570.28
Ic (mm <sup>4</sup> )	7.7648E+10	n	5.77	5.77
cdg(mm)	646.6	φ(t,t0)	1.34620594	1.34620594
cg arm inf (r)	76.32	εcs(t,t0)	-0.00032926	-0.00032926
cg arm sup(	50	σcp (N/mm <sup>2</sup> )	22.056942	4.3298646
Ep (N/mm <sup>2</sup> )	190000	Δσpr	77.707971	57.9457416
Ec (N/mm <sup>2</sup> )	32902.45	Ap (mm <sup>2</sup> )	280	2660
P,super (kN)	366.90	χ	0.8	0.8
P, infe (kN)	3276.41			
P/Ap super	1310.35664	n·φ(t,t0)·σcp	171.467638	33.6597729
P/Ap infe	1231.73137	Ep·εcs(t,t0)	-62.5588853	-62.5588853
pf super	0.05930292	0.80·Δσpr	62.1663768	46.3565933
pf infer	0.04704414	Σ	171.07513	17.4574808
		n·Ap/Ac	0.01370255	0.13017422
		1+Ac·yp <sup>2</sup> /Ic	22.346634	15.0313985
		1+χ·φ(t,t0)	2.07696475	2.07696475
		<b>P diferidas (kN)</b>	<b>29.280</b>	<b>9.170</b>
		PO	379.96	3609.62
		PO-Pinstan	366.899859	3276.40545
		PO-Pins-Pdif	337.620117	3267.23544
		<b>%pérdida dif.</b>	<b>11.143</b>	<b>9.485</b>

## 11. ANÁLISIS DE TENSIONES

Se comprobará el análisis de tensiones en dos situaciones, en el momento de la transferencia, considerando un tiempo de 2 días para el destesado, y en la puesta en servicio a tiempo infinito, considerando t=10000 días.

Tal y como prescribe la EHE en su artículo 49, en todas las situaciones persistentes, bajo la combinación más desfavorable, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$$

$\sigma_c$ : tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación

$f_{ck,j}$ : valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días

La comprobación a fisuración deberá realizarse siempre que la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ .

Por lo tanto, los límites de tensiones normales para cada situación son los siguientes:

		Compresión máxima admisible (MPa)	Tracción máxima admisible (MPa)
TRANSFERENCIA	T=2 días	21	-2.35
SERVICIO	T=10000 días	42	-4.62

La resistencia a compresión del hormigón a una edad diferente a 28 días se calcula como se indica en el artículo 31.3 de la EHE:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-(\frac{28}{t})^{0.5}]}$$

s: coeficiente en función del cemento. Para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido CEM 42.SR =0.20

$$\beta_{cc}(t = 2 \text{ días}) = e^{0.2[1-\sqrt{\frac{28}{2}}]} = 0.578$$

$$\beta_{cc}(t = 10000 \text{ días}) = e^{0.2[1-\sqrt{\frac{28}{10000}}]} = 1.209$$

$$f_{cm}(t = 2 \text{ días}) = 0.578 \cdot 58 \text{ MPa} = 33.64 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209 \cdot 58 \text{ MPa} = 60.43 \text{ MPa}$$

La resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ , se calcula como indica la EHE-08 en su artículo 39.1:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Donde,  $f_{ct,m}(t)$ , resistencia a tracción del hormigón a una edad diferente a 28 días es:

$$f_{ct,m}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{para } t < 28 \text{ días} \\ \frac{2}{3} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot 50^{2/3} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 2 \text{ días}) = 0.578^1 \cdot 4.07 = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209^{2/3} \cdot 4.07 = 4.62 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 2 \text{ días}) = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{1400}{1000}\right) \cdot 2.35; 2.35 \right\} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 10000 \text{ días}) = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{1400}{1000}\right) \cdot 4.62; 4.62 \right\} = 4.62 \text{ MPa}$$

Las tensiones en las fibras más comprimidas se calculan:

$$\sigma_{sup,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$



$$\sigma_{sup,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$M_{pret,sup,trans} = P_{sup,trans} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,trans} = P_{inf,trans} \cdot (cdg - e_{inf})$$

$$M_{pret,sup,\infty} = P_{sup,\infty} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,\infty} = P_{inf,\infty} \cdot (cdg - e_{inf})$$

Donde:

$\sigma_{sup,trans}$ ;  $\sigma_{sup,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra superior

$\sigma_{inf,trans}$ ;  $\sigma_{inf,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra inferior

$P_{T,trans}$ : fuerza de pretensado en la transferencia, teniendo en cuenta pérdidas instantáneas

$P_{T,\infty}$ : fuerza de pretensado en servicio, teniendo en cuenta pérdidas diferidas

$M_{pp}$ : momento generado por el peso propio

$M_{pp+cp+sc}$ : momento generado por todas las cargas en servicio

$h$ : canto total de la viga

$cdg$ : altura al centro de gravedad de la viga desde la fibra inferior

$e_{inf}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras inferiores, desde la fibra inferior

$e_{sup}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras superiores, desde la fibra superior

P trans,sup	366.90 kN	Mpret,sup,trans	258.08 m·kN
P trans,inf	3276.41 kN	Mpret,inf,trans	1868.47 m·kN
P difer,sup	337.62 kN	Mpret,sup, $\infty$	237.48 m·kN
P difer,inf	3267.24 kN	Mpret,inf, $\infty$	1863.24 m·kN
Ac (m <sup>2</sup> )	0.297	Mpp	971.90 m·kN
Ic (m <sup>4</sup> )	0.07764793	Mpp+cp+sc	3267.17 m·kN
h (m)	1.4	$\sigma_{sup,trans}$	6.07 MPa
cdg (m)	0.6466	$\sigma_{inf,trans}$	18.46 MPa
esup (m)	0.05	$\sigma_{sup,dif}$	28.06 MPa
einf (m)	0.07632	$\sigma_{inf,dif}$	-3.79 MPa

Conclusión: no se producen tensiones de tracción, y las de compresión están por debajo del límite.

## 12. ELU A FLEXIÓN

Cálculo de la fibra neutra:

$$F_c = F_p$$

a) Suponiendo que se encuentra en el trapecio superior de la sección:

$$0.60m \cdot (1.4m - x) \cdot \frac{50000kN/m^2}{1.5} = 19 \cdot 140mm^2 \cdot \frac{1760000kN/m^2}{1.15} \cdot \frac{1}{1000000}$$

$$(0.84 - 0.6 \cdot x) \cdot \frac{50000}{1.5} = 4070.95 kN$$

$$x = 1.19 \text{ m}$$

Por lo que la suposición es incorrecta, y el cálculo a priori la sitúa en el alma.

b) Suponiendo que se encuentra en el alma:

$$\left( 0.6 \cdot 0.08 + \frac{0.6 + 0.24}{2} \cdot 0.03 + \frac{0.12 + 0.24}{2} \cdot 0.05 + 0.12 \right) \cdot (1.4 - 0.08 - 0.03 - 0.05 - x) \cdot \frac{50000}{1.5} = 4070.95$$

$$x = 0.8023 \text{ m}$$

Esta suposición sí es correcta.

Cálculo del momento último:

$$M_u = \frac{50000}{1.5} \cdot \left[ 0.60 \cdot 0.08 \cdot \left( 1.4 - \frac{0.08}{2} - 0.07632 \right) + \frac{0.6 + 0.24}{2} \cdot 0.03 \cdot (1.4 - 0.08 - 0.03 + 0.0171 - 0.07632) + \frac{0.12 + 0.24}{2} \cdot 0.05 \cdot (1.4 - 0.08 - 0.03 - 0.05 + 0.0278 - 0.07632) + 0.12 \cdot (1.4 - 0.08 - 0.03 - 0.05 - 0.8023) \cdot 0.945 \right] = 4582.47 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$Md = 4497.76 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

### 13. ELU A CORTANTE

El cálculo de la resistencia a cortante provee la cuantía de armadura transversal a colocar en la viga. El cálculo se realiza según lo establecido en el Artículo 44° de la EHE. Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$V_{rd}$ : esfuerzo cortante de diseño

$V_{u1}$ : esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2}$ : esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot A_{sy} \cdot f_{yd}$$

En todo caso, con una cuantía mínima según:

$$\sum \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Y una separación de estribos máxima en función de los siguientes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 600 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ 0.30 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{cases}$$

En este caso, el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 555.94 \text{ kN}$$

h	1.40 m	Vd	555.94 kN
b0	0.12 m	Vu1	1588.42 kN
fck	50.00 N/mm <sup>2</sup>	Vcu	143.70 kN
fcd	33.33 N/mm <sup>2</sup>	Vsu	412.25 kN
fct,m	4.07 N/mm <sup>2</sup>	Asy	7.96 cm <sup>2</sup> /m
Fyd	434.78 N/mm <sup>2</sup>	Asy,min	1.50 cm <sup>2</sup> /m
einf	0.076 m	st <	0.45 m
d	1.32 m		
z	1.19 m		
Ap	2940 mm <sup>2</sup>		
ξ	2		
ρ	0.018509005		

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} \rightarrow A_{sy} = 7.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}; A_{sy,min} = 1.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Colocando estribos de dos ramas de Ø8:

$$\frac{7.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{1 \text{ cm}^2} = 7.96 \text{ estribos} \rightarrow 8 \text{ estribos}$$

$$\frac{1 \text{ m}}{8 \text{ estribos}} = 0.125 \text{ m}$$

Por lo tanto, resultaría eØ8 cada 12 cm. Para optimizar más este valor hasta llegar a la separación máxima permitida, lo anteriormente calculado se colocaría en los dos primeros metros, y el resto de la viga se divide en distintos tramos, para los cuales resulta:

2.00 a 4.00 m	
Vd	487.22 kN
Vu1	1588.42 kN
Vcu	143.70 kN
Vsu	343.52 kN
Asy	6.63 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/14	

4.00 a 8.00 m	
Vd	418.50 kN
Vu1	1588.42 kN
Vcu	143.70 kN
Vsu	274.80 kN
Asy	5.31 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/16	

8.00 a 10.00 m	
Vd	281.00 kN
Vu1	1588.42 kN
Vcu	143.70 kN
Vsu	137.30 kN
Asy	2.65 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/30	

> 10.00 m	
Vd	212.34 kN
Vu1	1588.42 kN
Vcu	143.70 kN
Vsu	68.64 kN
Asy	1.33 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/45	

#### 14. RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de la resistencia al fuego para piezas de hormigón prefabricado se hace uso del método de comprobación mediante tablas que propone el Anejo 6 de la EHE-08 “Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales”. Aquí se indica, que para vigas expuestas al fuego en todas las caras, se debe cumplir, además de alguna de las condiciones expuestas en la tabla A.6.5.5.2 que se expone a continuación, que el área de la sección transversal sea mayor o igual a  $2 \cdot b_{min}^2$ .

Resistencia al fuego	Dimensión mínima $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_{min}$ (mm) <sup>(*)</sup>				Ancho mínimo del alma $b_{0, min}$ mm <sup>(**)</sup>
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80/20	120/15	200/10	—	80
R 60	100/30	150/25	200/20	—	100
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	100
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	120
R 180	300/75	350/65	400/60	600/50	140
R 240	400/75	500/70	700/60	—	160

Tabla 9. Tabla resistencia al fuego para vigas [3].

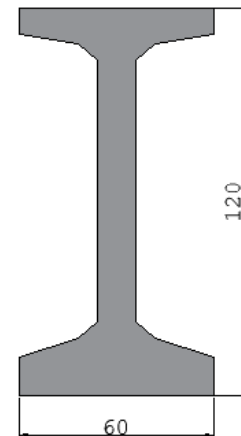
$$A_c = 0.297 \text{ m}^2; 2 \cdot b_{min}^2 = 0.045 \text{ m}^2 \rightarrow A_c > 2 \cdot b_{min}^2 \quad \checkmark$$

$$RF - 90 \text{ (opción 1): } \begin{cases} b_0 = 120 \text{ mm} \\ a_{min} = 76.32 \text{ mm} \\ b_{min} = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

## IV.2. VIA 60×120

## 1. DATOS GEOMÉTRICOS

Luz de cálculo	22.45 m
Intereje	11.00 m
Ancho solera	0.60 m
Canto	1.20 m
Ancho superior	0.60 m



Se define geoméricamente la viga mediante trapecios:

Trapecio	Ai (cm)	As (cm)	H (cm)
7	60	60	8
6	24	60	3
5	12	24	5
4	12	12	81
3	24	12	5
2	60	24	6
1	60	60	12

Ai: ancho inferior del trapecio  
 As: ancho superior del trapecio  
 H: altura del trapecio

$$\text{Área} = 0.273 \text{ m}^2 = 2730 \text{ cm}^2$$

$$c. d. g \text{ (desde paramento inferior)} = 0.55228 \text{ m} = 55.228 \text{ cm}$$

$$I = 0.0528 \text{ m}^4 = 5281824 \text{ cm}^4$$

## 2. DATOS DE LOS MATERIALES

Hormigón HP-50

Resistencia inicial del hormigón (destesado)

$$f_{ck0} = 35 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_c = 1.50$$

Acero Pasivo B-500-SD

Límite elástico de la armadura pasiva a flexión

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Límite elástico de la armadura pasiva a cortante

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
<u>Acero Activo Y-1860-S</u>	
Límite elástico de la armadura activa	$f_{pk} = 1760 \text{ MPa}$
Carga unitaria máxima	$f_{p\text{máx}} = 1860 \text{ MPa}$
Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
Tensión de pretensado de la armadura activa	$\sigma_0 = 1357 \text{ MPa}$
Área del cable (0,6''=15.2 mm)	140 mm <sup>2</sup>
Coefficiente de mayoración del pretensado	1.05
Coefficiente de minoración del pretensado	0.95

### 3. DEFINICIÓN DE LA ARMADURA

La cota de la armadura se define como la distancia al paramento más próximo:

	Nº	Diámetro	Cota
Superior	2	Ø15.2	5
Inferior	10	Ø15.2	5
	2	Ø15.2	10

### 4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción variable se obtiene afectando su valor característico por el factor que se indica a continuación. La nomenclatura se expone tal y como viene recogida en el Art. 11 de la EHE-08, y los valores se extraen de la tabla 4.2 del CTE-DB-SE [1]:

	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$
Nieve <1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Mantenimiento (no concomitante)	0	0	0

### 5. CARGAS CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Cargas permanentes:

Peso propio de la viga=6.83 kN

Peso propio de las correas=(0.89/1.20+0.89/1.6)/2=0.65kN/m<sup>2</sup>·11m=7.15 kN/m

Cargas muertas=(0.20+0.30+0.20) kN/m<sup>2</sup> =0.70 kN/m<sup>2</sup>\*11.00m=7.70 kN/m

Cargas Variables:

Sobrecarga uso- Mantenimiento =0.40 kN/m<sup>2</sup>\*11.00 m= 4.4 kN/m

Viga	VIA MARQUESINAS
L	22.45 m
Ac	0.273 m <sup>2</sup>
Intereje	11.00 m
peso propio	6.83 kN/m
correas	0.65 kN/m <sup>2</sup>
cubierta	0.15 kN/m <sup>2</sup>
instalaciones	0.00 kN/m <sup>2</sup>
fotovoltaica	0.00 kN/m <sup>2</sup>
nieve	0.20 kN/m <sup>2</sup>
viento	0.71 kN/m <sup>2</sup>
mantenimiento	0.40 kN/m <sup>2</sup>

## 6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

En las vigas se consideran los siguientes:

- ELU a flexión
- ELU a cortante

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.1.a de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

Cargas Permanentes -  $\gamma_G = 1.35$

Pretensado -  $\gamma_P = 1.00$

Cargas Permanentes de valor no constante -  $\gamma_G^* = 1.50$

Cargas Variables -  $\gamma_Q = 1.50$

## 7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para la comprobación de la viga se consideran los siguientes:

- ELS de tensiones normales y fisuración

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.2 de la EHE-08, para armadura pretesa.

## 8. COMBINACIÓN DE ACCIONES

A efectos de comprobación de los Estados Límite, las combinaciones que deben verificar las vigas según el Art. 13 de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki}^{\circ}$$

Para las cargas aplicadas y coeficientes de combinación, resultan las siguientes:

ELU 1	31.36 kN/m	ELS carac 1	22.47 kN/m	ELS frec 1	16.05 kN/m	ELS cuasip 1	15.61 kN/m
ELU 2	34.36 kN/m	ELS carac 2	24.47 kN/m	ELS frec 2	19.49 kN/m	ELS cuasip 2	15.61 kN/m
ELU 3	27.68 kN/m	ELS carac 3	20.01 kN/m	ELS frec 3	17.81 kN/m	ELS cuasip 3	15.61 kN/m

## 9. APLICACIÓN DE LA SECCIÓN EVOLUTIVA

Los Estados Límite enunciados anteriormente, se aplican en dos fases: la fase de la transferencia del pretensado y en servicio a tiempo infinito, considerando en cada una de ellas la sección resistente y acciones que correspondan.

## 10. DEFINICIÓN DEL PRETENSADO. PÉRDIDAS

Se considera para el pretensado una tensión inicial de 1357 MPa.

Para esta tensión, la fuerza de pretensado inicial es de:

- $P_{ki,sup} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot 140 mm^2 = 379.96 kN$
- $P_{ki,inf} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 12 \cdot 140 mm^2 = 2279.76 kN$
- $P_{ki,total} = 2659.72 kN$

A nivel de cálculo de la viga, se considera unas pérdidas:

	Superiores	Inferiores
Instantáneas transferencia	2.48 %	8.54 %
Diferidas a tiempo infinito	6.89 %*	9.603 %*

\*valores acumulados

Esto se traduce en las siguientes fuerzas de pretensado:

	Superiores	Inferiores
Pretensado en el desesado	370.53 kN	2085.03 kN
Pretensado a tiempo infinito	357.78 kN	2060.83 kN

Según el artículo 20.2.3 de la EHE-08, las pérdidas que hay que considerar en el caso de las piezas con armaduras pretensas son las siguientes:

### Pérdidas Instantáneas

- g) Penetración de cuñas
- h) Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- i) Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- j) Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- k) Retracción anterior a la transferencia
- l) Acortamiento elástico instantáneo al transferir

### **Penetración de cuñas:**

$$\Delta P_1 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

$a$ : penetración de la cuña. Se estima en 2 mm

$L$ : longitud total del tendón recto.

Este valor equivale a la longitud de las pistas de tesado, que son 100 m  
 $E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa



$A_p$ : sección de la armadura activa

### Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia:

La relajación se valora en un 0.3% para el acero activo Y-1860-S7 a una temperatura ambiente de 20°C y un porcentaje de tesado de  $\frac{\sigma_o}{f_{p,max}} = \frac{1357 \text{ MPa}}{1860 \text{ MPa}} = 0.73$

La pérdida de fuerza de pretensado se calcula como:

$$\Delta P_2 = 0.003 \cdot (P_0 - \Delta P_1)$$

### Acortamiento elástico instantáneo al transferir:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \cdot \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cj}}$$

$\sigma_{cp}$ : tensión de compresión en la viga

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

$E_{cj}$ : módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad  $j$ . Se calcula según Art. 39 de la EHE, para una edad de 2 días

### Retracción anterior a la transferencia

Esta pérdida es despreciable, ya que se produce en 2 días, tiempo superior al corte de los cables y, por lo tanto, del momento de la transferencia.

Pérdidas penetración cuña			Relajación a tª ambiente		Pérdidas acortamiento elástico				
a (mm)	2		Pko,inferior	2279.76	Ac	0.273	Ap,inf	1680	
L (mm)	100000		Pko,superior	379.96	h	1.2	Ap,sup	280	
Ep Mpa	190000				L	22.45	Ep	190000	
Ap,inferior	1680	$\Delta P1, \text{ inf}$	6.384	$\Delta P2, \text{ inf}$	6.820	lc	0.0528182		
Ap,superior	280	$\Delta P1, \text{ sup}$	1.064	$\Delta P2, \text{ sup}$	1.137	cdg inf	0.05833	einf	0.493956
						cdg sup	0.05	esup	-0.597714
						cdg	0.552286		
						Ec, 2 días	38660.38		
						Pko,inferior	2279.76		
						Pko,superior	379.96		
						P- $\Delta P1$ - $\Delta P2, \text{ inf}$	2266.56		
						P- $\Delta P1$ - $\Delta P2, \text{ sup}$	377.76		
						Mpp	429.98		
						ocp,inf	-21985.412	$\Delta P3, \text{ inf}$	181.52 kN
						ocp,sup	5254.4277	$\Delta P3, \text{ sup}$	7.23 kN

	Superiores kN	Inferiores kN
Pko	379.96	2279.76
$\Delta P1$	1.064	6.384
$\Delta P2$	1.137	6.820
$\Delta P3$	7.23	181.52
Total	9.43	194.73
%perdidas	2.48	8.54
P*	370.53	2085.03

### Pérdidas Diferidas

Las pérdidas diferidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón debido a la fluencia y la retracción, y a la relajación del acero de la armadura activa. Se evalúan mediante la fórmula:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0.80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

$y_p$ : distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

- $y_{p,inferior} = 0.552 - 0.05833 = 0.49367 \text{ m} = 493.67 \text{ mm}$
- $y_{p,superior} = 1.20 - 0.552 - 0.05 = 0.598 \text{ m} = 598 \text{ mm}$

$n$ : coeficiente de equivalencia  $\frac{E_p}{E_c} = \frac{190000 \text{ MPa}}{32902.45 \text{ MPa}} = 5.775$

$\varphi(t, t_0)$ : coeficiente de fluencia. Se calcula según Art. 39.8 de la EHE.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

$\varphi_0$ : coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{HR} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \alpha_3 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

VIA120				
fck	50	alfa1	0.70217932	
fcm	58	alfa2	0.90391587	
Ac	0.273	alfa3	0.77681933	
u	4.277			
e	127.659574	Bh	449.791153	1165.229
HR	70	Bc(t-to)	0.98684931	
t	10000	B(to)	0.48207861	
to	30	b(fcm)	2.20594807	
		fiHR	1.28207928	
		fio	1.36341487	
		φ	COEF.FLU	1.34548503

$\varepsilon_{cs}$ : deformación de retracción. Se calcula según Art. 39.7 de la EHE.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$\varepsilon_{cd}$ : deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ : deformación de retracción autógena

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$t$ : edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

$t_s$ : edad del hormigón al comienzo de la retracción, en día

$\beta_{ds}$ : coeficiente evolución temporal, que se obtiene mediante:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{e^3}}$$

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$k_e$ : coeficiente que depende del espesor medio (tabla 39.7. a de la EHE)

e (mm)	$k_e$
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$\varepsilon_{cd,\infty}$ : coeficiente de retracción a tiempo infinito, que se obtiene mediante:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[ 1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3 \right]; HR: \text{humedad relativa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

**Tabla 39.7b**  
Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
$\alpha_{ds1}$	3,00	4,00	6,00
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

VIA 120

fck	50		
Ac	0.273		
u	4.277		
e	127.659574		
t	10000		
ts	7		
HR	70		
fcm0	10		
Bds	0.99425958	Bas	1
ke	0.80851064	Eca,infinito	-0.0001
BHR	-1.01835	Eca	-1E-04
alfa ds1	4		
alfa ds2	0.12		
Ecd,infinito	-0.00028483		
		Ecs	-0.00032897
Ecd	-0.00022897		

$\sigma_{cp}$ : tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp,inferior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,inf}}{r_0} \right)^2 \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,inf}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \right. \\ \left. \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right\}$$

$$\sigma_{cp,superior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,sup}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \right. \\ \left. \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup}}{r_0} \right)^2 \right) \right\}$$

$$M_{pp+cm} = \frac{9.52 \text{ kN} \cdot (8.12 \text{ m})^2}{8} = 78.46 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

VIA120

Ac	0.273		
L	22.45		
Intereje	11		
q	15.625		
Ic	0.05281824		
Pksup	370.53		
Pkinf	2085.03		
canto pieza	1.2		
cdg	0.552286		
cdg arm inferi	0.05833		
cdg arm supe	0.05		
e inf	0.493956		
e sup	-0.597714		
Mpp+cp	984.3798828		
r0	0.43985612		
ten inferi	-7349.383014	ten sup	-10985.69443
	7.35 N/mm2		10.99 N/mm2

$\Delta\sigma_{pr}$ : pérdida por relajación. Se evalúa según la expresión  $\Delta\sigma_{pr}$

$$= \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}, \text{ donde:}$$

$\rho_f$ : valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. Según artículo 38.9

$$\rho_f = \begin{cases} 0 & \text{si } \frac{P_{ki}}{A_p} \leq \frac{f_{pmax}}{2} \\ \frac{2.9}{100} \cdot \frac{P_{ki} \cdot f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } \frac{f_{pmax}}{2} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.7 f_{pmax} \\ \frac{2.9}{100} + 2.9 \cdot \frac{5.5}{100} \cdot \frac{P_{ki} - 0.7 f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } 0.7 f_{pmax} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.8 f_{pmax} \end{cases}$$

$P_{ki}$ : valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando pérdidas instantáneas

$A_p$ : área de las armaduras activas

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$I_c$ : Inercia de la sección de hormigón

$\chi$ : coeficiente de envejecimiento.  $\chi = 0.80$

#### VIA 120

			Superior	Inferior
h (mm)	1200			
Ac (mm <sup>2</sup> )	273000	yp	597.714	493.956
Ic (mm <sup>4</sup> )	5.2818E+10	n	5.77	5.77
cdg(mm)	552.286	$\varphi(t,t_0)$	1.34548503	1.34548503
cg arm inf (r)	58.33	$\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-0.00032897	-0.00032897
cg arm sup(	50	$\sigma_{cp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.9856944	7.34938301
Ep (N/mm <sup>2</sup> )	190000	$\Delta\sigma_{pr}$	81.1505949	60.197194
Ec (N/mm <sup>2</sup> )	32902.45	Ap (mm <sup>2</sup> )	280	1680
P <sub>super</sub> (kN)	370.53	$\chi$	0.8	0.8
P <sub>infe</sub> (kN)	2085.03			
P/Ap super	1323.31703	n· $\varphi(t,t_0)$ · $\sigma_{cp}$	85.3555468	57.102499
P/Ap infe	1241.09107	Ep· $\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-62.5040903	-62.5040903
pf super	0.06132362	0.80· $\Delta\sigma_{pr}$	64.9204759	48.1577552
pf infer	0.04850345	$\Sigma$	87.7719324	42.7561639
		n·Ap/Ac	0.01370255	0.0822153
		1+Ac·yp <sup>2</sup> /Ic	16.4138644	11.5269172
		1+ $\chi$ · $\varphi(t,t_0)$	2.07638803	2.07638803
		<b>P diferidas (kN)</b>	<b>16.753</b>	<b>24.203</b>
		PO	379.96	2279.76
		PO-Pinstan	370.528769	2085.033
		PO-Pins-Pdif	353.776164	2060.82952
		<b>%pérdida dif.</b>	<b>6.891</b>	<b>9.603</b>

## 11. ANÁLISIS DE TENSIONES

Se comprobará el análisis de tensiones en dos situaciones, en el momento de la transferencia, considerando un tiempo de 2 días para el destesado, y en la puesta en servicio a tiempo infinito, considerando t=10000 días.

Tal y como prescribe la EHE en su artículo 49, en todas las situaciones persistentes, bajo la combinación más desfavorable, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$$

$\sigma_c$ : tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación  
 $f_{ck,j}$ : valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a  $j$  días

La comprobación a fisuración deberá realizarse siempre que la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ .

Por lo tanto, los límites de tensiones normales para cada situación son los siguientes:

		Compresión máxima admisible (MPa)	Tracción máxima admisible (MPa)
TRANSFERENCIA	T=2 días	21	-2.35
SERVICIO	T=10000 días	42	-4.62

La resistencia a compresión del hormigón a una edad diferente a 28 días se calcula como se indica en el artículo 31.3 de la EHE:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-(\frac{28}{t})^{0.5}]}$$

s: coeficiente en función del cemento. Para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido CEM 42.SR =0.20

$$\beta_{cc}(t = 2 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{2}} \right]} = 0.578$$

$$\beta_{cc}(t = 10000 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{10000}} \right]} = 1.209$$

$$f_{cm}(t = 2 \text{ días}) = 0.578 \cdot 58 \text{ MPa} = 33.64 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209 \cdot 58 \text{ MPa} = 60.43 \text{ MPa}$$

La resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ , se calcula como indica la EHE-08 en su artículo 39.1:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Donde,  $f_{ct,m}(t)$ , resistencia a tracción del hormigón a una edad diferente a 28 días es:

$$f_{ct,m}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{para } t < 28 \text{ días} \\ \frac{2}{3} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot 50^{2/3} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 2 \text{ días}) = 0.578^1 \cdot 4.07 = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209^{2/3} \cdot 4.07 = 4.62 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 2 \text{ días}) = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{1200}{1000} \right) \cdot 2.35; 2.35 \right\} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 10000 \text{ días}) = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{1200}{1000}\right) \cdot 4.62; 4.62 \right\} = 4.62 \text{ MPa}$$

Las tensiones en las fibras más comprimidas se calculan:

$$\sigma_{sup,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{sup,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$M_{pret,sup,trans} = P_{sup,trans} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,trans} = P_{inf,trans} \cdot (cdg - e_{inf})$$

$$M_{pret,sup,\infty} = P_{sup,\infty} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,\infty} = P_{inf,\infty} \cdot (cdg - e_{inf})$$

Donde:

$\sigma_{sup,trans}$ ;  $\sigma_{sup,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra superior

$\sigma_{inf,trans}$ ;  $\sigma_{inf,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra inferior

$P_{T,trans}$ : fuerza de pretensado en la transferencia, teniendo en cuenta pérdidas instantáneas

$P_{T,\infty}$ : fuerza de pretensado en servicio, teniendo en cuenta pérdidas diferidas

$M_{pp}$ : momento generado por el peso propio

$M_{pp+cp+sc}$ : momento generado por todas las cargas en servicio

$h$ : canto total de la viga

$cdg$ : altura al centro de gravedad de la viga desde la fibra inferior

$e_{inf}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras inferiores, desde la fibra inferior

$e_{sup}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras superiores, desde la fibra superior

P trans,sup	370.53 kN	Mpret,sup,trans	221.47 m·kN
P trans,inf	2085.03 kN	Mpret,inf,trans	1029.91 m·kN
P difer,sup	353.78 kN	Mpret,sup, $\infty$	211.46 m·kN
P difer,inf	2060.83 kN	Mpret,inf, $\infty$	1017.96 m·kN
Ac (m <sup>2</sup> )	0.273	Mpp	429.98 m·kN
Ic (m <sup>4</sup> )	0.05281824	Mpp+cp+sc	1541.62 m·kN
h (m)	1.2	$\sigma_{sup,trans}$	4.35 MPa
cdg (m)	0.552286	$\sigma_{inf,trans}$	13.64 MPa
esup (m)	0.05	$\sigma_{sup,dif}$	17.86 MPa
einf (m)	0.05833	$\sigma_{inf,dif}$	-0.17 MPa

Conclusión: no se producen tensiones de tracción, y las de compresión están por debajo del límite.



## 12. ELU A FLEXIÓN

Cálculo de la fibra neutra:

$$F_c = F_p$$

a) Suponiendo que se encuentra en el trapecio superior de la sección:

$$0.60m \cdot (1.2m - x) \cdot \frac{50000kN/m^2}{1.5} = 12 \cdot 140mm^2 \cdot \frac{1760000kN/m^2}{1.15} \cdot \frac{1}{1000000}$$

$$(0.72 - 0.6 \cdot x) \cdot \frac{50000}{1.5} = 2571.13 kN$$

$$x = 1.07 m$$

Por lo que la suposición es incorrecta.

b) Suponiendo que se encuentra en el alma:

$$\left( 0.6 \cdot 0.08 + \frac{0.6 + 0.24}{2} \cdot 0.03 + \frac{0.12 + 0.24}{2} \cdot 0.05 + 0.12 \right) \cdot (1.2 - 0.08 - 0.03 - 0.05 - x) \cdot \frac{50000}{1.5} = 2571.13$$

$$0.2184 - 0.12 \cdot x = 0.0964 m$$

$$x = 1.0167 m$$

Por lo que esta suposición sí es correcta y la fibra neutra se encuentra en el alma de la viga.  
Cálculo del momento último:

$$M_u = \frac{50000}{1.5} \cdot \left[ 0.60 \cdot 0.08 \cdot 1.1017 + \frac{0.6 + 0.24}{2} \cdot 0.03 \cdot 1.0488 + \frac{0.12 + 0.24}{2} \cdot 0.05 \cdot 1.0095 + 0.12 \cdot 0.0233 \cdot 0.97 \right] = 2596.47 m \cdot kN$$

$$Md = 2164.74 m \cdot kN$$

## 13. ELU A CORTANTE

El cálculo de la resistencia a cortante provee la cuantía de armadura transversal a colocar en la viga. El cálculo se realiza según lo establecido en el Artículo 44º de la EHE. Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$V_{rd}$ : *esfuerzo cortante de diseño*

$V_{u1}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma*

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma*

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot A_{sy} \cdot f_{yd}$$

En todo caso, con una cuantía mínima según:

$$\sum \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Y una separación de estribos máxima en función de los siguientes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 600 \text{ mm si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ mm si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ 0.30 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 300 \text{ mm si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{cases}$$

En este caso, el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 385.69 \text{ kN}$$

h	1.20 m	Vd	385.69 kN
b0	0.12 m	Vu1	1370.00 kN
fck	50.00 N/mm <sup>2</sup>	Vcu	113.74 kN
fcd	33.33 N/mm <sup>2</sup>	Vsu	271.95 kN
fct,m	4.07 N/mm <sup>2</sup>	Asy	6.09 cm <sup>2</sup> /m
Fyd	434.78 N/mm <sup>2</sup>	Asy,min	1.50 cm <sup>2</sup> /m
einf	0.058 m	st <	0.45 m
d	1.14 m		
z	1.03 m		
Ap	1960 mm <sup>2</sup>		
ξ	2		
ρ	0.014306528		

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} \rightarrow A_{sy} = 6.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}; A_{sy,min} = 1.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Colocando estribos de dos ramas de Ø8:

$$\frac{6.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{1 \text{ cm}^2} = 6.09 \text{ estribos} \rightarrow 7 \text{ estribos}$$

$$\frac{1 \text{ m}}{7 \text{ estribos}} = 0.143 \text{ m}$$

Por lo tanto, resultaría eØ8 cada 14 cm. Para optimizar más este valor hasta llegar a la separación máxima permitida, lo anteriormente calculado se colocaría en los dos primeros metros, y el resto de la viga se divide en distintos tramos, para los cuales resulta:

2.00 a 4.00 m	
Vd	300.70 kN
Vu1	1370.00 kN
Vcu	113.74 kN
Vsu	186.96 kN
Asy	4.18 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/20	

4.00 a 5.00 m	
Vd	235.51 kN
Vu1	1370.00 kN
Vcu	113.74 kN
Vsu	121.77 kN
Asy	2.73 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/30	

> 5.00 m	
Vd	202.91 kN
Vu1	1370.00 kN
Vcu	113.74 kN
Vsu	89.17 kN
Asy	2.00 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/45	

#### 14. RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de la resistencia al fuego para piezas de hormigón prefabricado se hace uso del método de comprobación mediante tablas que propone el Anejo 6 de la EHE-08 "Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales". Aquí se indica, que para vigas expuestas al fuego en todas las caras, se debe cumplir, además de alguna de las condiciones expuestas en la tabla A.6.5.5.2 que se expone a continuación, que el área de la sección transversal sea mayor o igual a  $2 \cdot b_{min}^2$ .

Resistencia al fuego	Dimensión mínima $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_{min}$ (mm) <sup>(*)</sup>				Ancho mínimo del alma $b_0$ , min mm <sup>(**)</sup>
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80/20	120/15	200/10	—	80
R 60	100/30	150/25	200/20	—	100
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	100
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	120
R 180	300/75	350/65	400/60	600/50	140
R 240	400/75	500/70	700/60	—	160

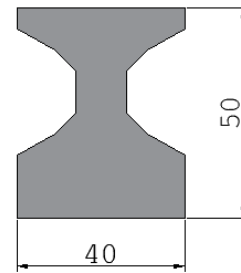
$$A_c = 0.273 \text{ m}^2; 2 \cdot b_{min}^2 = 0.045 \text{ m}^2 \rightarrow A_c > 2 \cdot b_{min}^2 \quad \checkmark$$

$$RF - 90 \text{ (opción 1): } \begin{cases} b_0 = 120 \text{ mm} \\ a_{min} = 58.44 \text{ mm} \\ b_{min} = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

## IV.3. JPI 40x50

## 1. DATOS GEOMÉTRICOS

Luz de cálculo	11.71 m
Intereje	8.10 m
Ancho solera	0.40 m
Canto	0.50 m
Ancho superior	0.40 m



Se define geoméricamente la viga mediante trapecios:

Trapezio	Ai (cm)	As (cm)	H (cm)
7	40	40	5
6	22	40	5
5	12	22	5
4	12	12	10
3	22	12	5
2	40	22	5
1	40	40	15

Ai: ancho inferior del trapecio

As: ancho superior del trapecio

H: altura del trapecio

$$\text{Área} = 0.14 \text{ m}^2 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$c.d.g \text{ (desde paramento inferior)} = 0.2286 \text{ m} = 22.86 \text{ cm}$$

$$I = 0.03677381 \text{ m}^4 = 367738.1 \text{ cm}^4$$

## 2. DATOS DE LOS MATERIALES

Hormigón HP-50

Resistencia inicial del hormigón (destesado)

$$f_{ck0} = 35 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_c = 1.50$$

Acero Pasivo B-500-SD

Límite elástico de la armadura pasiva a flexión

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Límite elástico de la armadura pasiva a cortante	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
<u>Acero Activo Y-1860-S</u>	
Límite elástico de la armadura activa	$f_{pk} = 1760 \text{ MPa}$
Carga unitaria máxima	$f_{pmáx} = 1860 \text{ MPa}$
Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
Tensión de pretensado de la armadura activa	$\sigma_0 = 1357 \text{ MPa}$
Área del cable (0,6''=15.2 mm)	140 mm <sup>2</sup>
Coefficiente de mayoración del pretensado	1.05
Coefficiente de minoración del pretensado	0.95

### 3. DEFINICIÓN DE LA ARMADURA

La cota de la armadura se define como la distancia al paramento más próximo:

	Nº	Diámetro	Cota
Superior	2	Ø15.2	5
Inferior	6	Ø15.2	5
	2	Ø15.2	10

### 4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción variable se obtiene afectando su valor característico por el factor que se indica a continuación. La nomenclatura se expone tal y como viene recogida en el Art. 11 de la EHE-08, y los valores se extraen de la tabla 4.2 del CTE-DB-SE [1]:

	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$
Nieve <1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Mantenimiento (no concomitante)	0	0	0

### 5. CARGAS CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Cargas permanentes:

Peso propio de la viga: 3.50 kN/m

Peso propio de las correas: 0.78kN/m/2.30 m = 0.34 kN/m<sup>2</sup>\*8.10m= 2.75 kN/m

Cargas muertas = (0.20+0.30+0.20) kN/m<sup>2</sup> =0.70 kN/m<sup>2</sup>\*8.10m= 5.67 kN/m

Cargas Variables:

Sobrecarga uso- Mantenimiento = 0.40 kN/m<sup>2</sup>\*8.10 m= 3.24 kN/m

Viga	JPI oficinas
L	11.71 m
Ac	0.140 m <sup>2</sup>
Intereje	8.10 m
peso propio	3.50 kN/m
correas	0.34 kN/m <sup>2</sup>
cubierta	0.20 kN/m <sup>2</sup>
instalaciones	0.30 kN/m <sup>2</sup>
fotovoltaica	0.20 kN/m <sup>2</sup>
nieve	0.20 kN/m <sup>2</sup>
viento	0.18 kN/m <sup>2</sup>
mantenimiento	0.40 kN/m <sup>2</sup>

## 6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

En las vigas se consideran los siguientes:

- ELU a flexión
- ELU a cortante

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.1.a de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

Cargas Permanentes -  $\gamma_G = 1.35$

Pretensado -  $\gamma_P = 1.00$

Cargas Permanentes de valor no constante -  $\gamma_G^* = 1.50$

Cargas Variables -  $\gamma_Q = 1.50$

## 7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para la comprobación de la viga se consideran los siguientes:

- ELS de tensiones normales y fisuración

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.2 de la EHE-08, para armadura pretesa.

## 8. COMBINACIÓN DE ACCIONES

A efectos de comprobación de los Estados Límite, las combinaciones que deben verificar las vigas según el Art. 13 de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki}^o$$

Para las cargas aplicadas y coeficientes de combinación, resultan las siguientes:

ELU 1	19.82 kN/m	ELS carac 1	14.41 kN/m	ELS frec 1	12.24 kN/m	ELS cuasip 1	11.92 kN/m
ELU 2	19.48 kN/m	ELS carac 2	14.18 kN/m	ELS frec 2	12.64 kN/m	ELS cuasip 2	11.92 kN/m
ELU 3	20.95 kN/m	ELS carac 3	15.16 kN/m	ELS frec 3	13.54 kN/m	ELS cuasip 3	11.92 kN/m

## 9. APLICACIÓN DE LA SECCIÓN EVOLUTIVA

Los Estados Límite enunciados anteriormente, se aplican en dos fases: la fase de la transferencia del pretensado y en servicio a tiempo infinito, considerando en cada una de ellas la sección resistente y acciones que correspondan.

## 10. DEFINICIÓN DEL PRETENSADO. PÉRDIDAS

Se considera para el pretensado una tensión inicial de 1357 MPa.

Para esta tensión, la fuerza de pretensado inicial es de:

- $P_{ki,sup} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot 140 mm^2 = 379.96 kN$
- $P_{ki,inf} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 8 \cdot 140 mm^2 = 1519.84 kN$
- $P_{ki,total} = 1899.80 kN$

A nivel de cálculo de la viga, se considera unas pérdidas:

	Superiores	Inferiores
Instantáneas transferencia	2.08 %	5.58 %
Diferidas a tiempo infinito	11.21 %*	9.68 %*

\*valores acumulados

Esto se traduce en las siguientes fuerzas de pretensado:

	Superiores	Inferiores
Pretensado en el destesado	372.07 kN	1435.06 kN
Pretensado a tiempo infinito	336.97 kN	1375.65 kN

Según el artículo 20.2.3 de la EHE-08, las pérdidas que hay que considerar en el caso de las piezas con armaduras pretensas son las siguientes:

### Pérdidas Instantáneas

- a) Penetración de cuñas
- b) Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- c) Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- d) Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- e) Retracción anterior a la transferencia
- f) Acortamiento elástico instantáneo al transferir

### **Penetración de cuñas:**

$$\Delta P_1 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

*a*: penetración de la cuña. Se estima en 2 mm

*L*: longitud total del tendón recto.

Este valor equivale a la longitud de las pistas de tesado, que son 100 m

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

**Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia:**

La relajación se valora en un 0.3% para el acero activo Y-1860-S7 a una temperatura ambiente de 20°C y un porcentaje de tesado de  $\frac{\sigma_o}{f_{p,max}} = \frac{1357 MPa}{1860 MPa} = 0.73$

La pérdida de fuerza de pretensado se calcula como:

$$\Delta P_2 = 0.003 \cdot (P_0 - \Delta P_1)$$

**Acortamiento elástico instantáneo al transferir:**

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \cdot \frac{n - 1}{2 \cdot n} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cj}}$$

$\sigma_{cp}$ : tensión de compresión en la viga

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

$E_{cj}$ : módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j. Se calcula según Art. 39 de la EHE, para una edad de 2 días

**Retracción anterior a la transferencia**

Esta pérdida es despreciable, ya que se produce en 2 días, tiempo superior al corte de los cables y, por lo tanto, del momento de la transferencia.

Pérdidas penetración cuña				Relajación a tª ambiente		Pérdidas acortamiento elástico			
a (mm)	2			Pko, inferior	1519.84	Ac	0.14	Ap, inf	1120
L (mm)	100000			Pko, superior	379.96	h	0.5	Ap, sup	280
Ep Mpa	190000					L	11.71	Ep	190000
Ap, inferior	1120	$\Delta P1, inf$	4.256	$\Delta P2, inf$	4.547	lc	0.0036774		
Ap, superior	280	$\Delta P1, sup$	1.064	$\Delta P2, sup$	1.137	cdg inf	0.0625	einf	0.16607
						cdg sup	0.05	esup	-0.22143
						cdg	0.22857		
						Ec, 2 días	38660.38		
						Pko, inferior	1519.84		
						Pko, superior	379.96		
						P- $\Delta P1$ - $\Delta P2, inf$	1511.04		
						P- $\Delta P1$ - $\Delta P2, sup$	377.76		
						Mpp	59.99		
						scp, inf	-13803.853	$\Delta P3, inf$	75.98 kN
						scp, sup	-4134.7794	$\Delta P3, sup$	5.69 kN

	Superiores kN	Inferiores kN
Pko	379.96	1519.84
$\Delta P1$	1.064	4.256
$\Delta P2$	1.137	4.547
$\Delta P3$	5.69	75.98
Total	7.89	84.78
%perdidas	2.08	5.58
P*	372.07	1435.06

Pérdidas Diferidas

Las pérdidas diferidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón debido a la fluencia y la retracción, y a la relajación del acero de la armadura activa. Se evalúan mediante la fórmula:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

$y_p$ : distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

- $y_{p,inferior} = 0.22857 - 0.0625 = 0.166 m = 166.07 mm$
- $y_{p,superior} = 0.5 - 0.22857 - 0.05 = 0.2214 m = 221.4 mm$



$n$ : coeficiente de equivalencia  $\frac{E_p}{E_c} = \frac{190000 \text{ MPa}}{32902.45 \text{ MPa}} = 5.775$

$\varphi(t, t_0)$ : coeficiente de fluencia. Se calcula según Art. 39.8 de la EHE.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

$\varphi_0$ : coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{HR} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \alpha_3 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

JPI			
fck	50	alfa1	0.70217932
fcm	58	alfa2	0.90391587
Ac	0.14	alfa3	0.77681933
u	2.095		
e	133.651551	Bh	459.16878      1165.229
HR	70	Bc(t-to)	0.98658302
t	10000	B(to)	0.48207861
to	30	b(fcm)	2.20594807
		fiHR	1.27634127
		fio	1.35731285
		$\varphi$	<b>COEF.FLU 1.33910182</b>

$\varepsilon_{cs}$ : deformación de retracción. Se calcula según Art. 39.7 de la EHE.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$\varepsilon_{cd}$ : deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ : deformación de retracción autógena

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$t$ : edad del hormigón en el instante de evaluación, en día

$t_s$ : edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días

$\beta_{ds}$ : coeficiente evolución temporal, que se obtiene mediante:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{e^3}}$$

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$k_e$ : coeficiente que depende del espesor medio (tabla 39.7.a de la EHE)

e (mm)	$k_e$
100	1.00
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

$\varepsilon_{cd,\infty}$ : coeficiente de retracción a tiempo infinito, que se obtiene mediante:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[ 1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3 \right]; HR: \text{humedad relativa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

**Tabla 39.7.b**  
Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
$\alpha_{ds1}$	3,00	4,00	6,00
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

JPI			
fck	50		
Ac	0.14		
u	2.095		
e	133.651551		
t	10000		
ts	7		
HR	70		
fcm0	10		
Bds	0.99385322	Bas	1
ke	0.79952267	Eca,infinito	-0.0001
BHR	-1.01835	Eca	-1E-04
alfa ds1	4		
alfa ds2	0.12		
Ecd,infinito	-0.00028483		
		Ecs	-0.00032633
Ecd	-0.00022633		

$\sigma_{cp}$ : tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp,inferior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,inf}}{r_0} \right)^2 \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,inf}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right\}$$

$$\sigma_{cp,superior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,sup}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup}}{r_0} \right)^2 \right) \right\}$$

$$M_{pp+cm} = \frac{9.52 \text{ kN} \cdot (8.12 \text{ m})^2}{8} = 78.46 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

JPI			
Ac	0.14		
L	11.71		
Intereje	8.1		
q	13.1714		
Ic	0.003677381		
Pksup	372.07		
Pkinf	1435.06		
canto pieza	0.5		
cdg	0.22857		
cdg arm inferi	0.0625		
cdg arm supe	0.05		
e inf	0.16607		
e sup	-0.22143		
Mpp+cp	225.7645463		
r0	0.162070994		
ten inferi	-9754.43108	ten sup	-17112.91526
	9.75 N/mm2		17.11 N/mm2

$\Delta\sigma_{pr}$ : pérdida por relajación. Se evalúa según la expresión  $\Delta\sigma_{pr}$

$$= \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}, \text{ donde:}$$

$\rho_f$ : valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. Según artículo 38.9

$$\rho_f = \begin{cases} 0 & \text{si } \frac{P_{ki}}{A_p} \leq \frac{f_{pmax}}{2} \\ \frac{2.9}{100} \cdot \frac{\frac{P_{ki}}{A_p} - \frac{f_{pmax}}{2}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } \frac{f_{pmax}}{2} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.7 f_{pmax} \\ \frac{2.9}{100} + 2.9 \cdot \frac{5.5}{100} \cdot \frac{\frac{P_{ki}}{A_p} - 0.7 f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } 0.7 f_{pmax} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.8 f_{pmax} \end{cases}$$

$P_{ki}$ : valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando pérdidas instantáneas

$A_p$ : área de las armaduras activas

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$I_c$ : Inercia de la sección de hormigón

$\chi$ : coeficiente de envejecimiento.  $\chi = 0.80$

JPI			Superior	Inferior
h (mm)	500			
Ac (mm <sup>2</sup> )	140000	yp	221.43	166.07
Ic (mm <sup>4</sup> )	3677381000	n	5.77	5.77
cdg(mm)	228.57	$\varphi(t,t_0)$	1.33910182	1.33910182
cg arm inf (r	62.5	$\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-0.00032633	-0.00032633
cg arm sup(	50	$\sigma_{cp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	17.1129153	9.75443108
Ep (N/mm <sup>2</sup> )	190000	$\Delta\sigma_{pr}$	82.6280754	70.180131
Ec (N/mm <sup>2</sup> )	32902.45	Ap (mm <sup>2</sup> )	280	1120
P,super (kN)	372.07	$\chi$	0.8	0.8
P, infe (kN)	1435.06	n· $\varphi(t,t_0)$ · $\sigma_{cp}$	132.331417	75.4294441
P/Ap super	1328.82	Ep· $\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-62.0028862	-62.0028862
P/Ap infe	1281.30	0.80· $\Delta\sigma_{pr}$	66.1024603	56.1441048
pf super	0.06218156	$\Sigma$	136.430991	69.5706626
pf infer	0.05477259	n·Ap/Ac	0.01370255	0.0548102
		$1+Ac\cdot yp^2/Ic$	3.11542483	2.18989064
		$1+\chi\cdot\varphi(t,t_0)$	2.07128145	2.07128145
		<b>P diferidas (kN)</b>	<b>35.097</b>	<b>62.405</b>
		PO	379.96	1519.84
		PO-Pinstan	372.069501	1435.0561
		PO-Pins-Pdif	336.97218	1372.65152
		<b>%pérdida dif.</b>	<b>11.314</b>	<b>9.684</b>

## 11. ANÁLISIS DE TENSIONES

Se comprobará el análisis de tensiones en dos situaciones, en el momento de la transferencia, considerando un tiempo de 2 días para el destesado, y en la puesta en servicio a tiempo infinito, considerando  $t=10000$  días.

Tal y como prescribe la EHE en su artículo 49, en todas las situaciones persistentes, bajo la combinación más desfavorable, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$$

$\sigma_c$ : tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación

$f_{ck,j}$ : valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a  $j$  días

La comprobación a fisuración deberá realizarse siempre que la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción,  $f_{cm,fl}$ .

Por lo tanto, los límites de tensiones normales para cada situación son los siguientes:

		Compresión máxima admisible (MPa)	Tracción máxima admisible (MPa)
TRANSFERENCIA	T=2 días	21	-2.585
SERVICIO	T=10000 días	42	-5.082

La resistencia a compresión del hormigón a una edad diferente a 28 días se calcula como se indica en el artículo 31.3 de la EHE:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-(\frac{28}{t})^{0.5}]}$$

s: coeficiente en función del cemento. Para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido CEM 42.SR = 0.20

$$\beta_{cc}(t = 2 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{2}} \right]} = 0.578$$

$$\beta_{cc}(t = 10000 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{10000}} \right]} = 1.209$$

$$f_{cm}(t = 2 \text{ días}) = 0.578 \cdot 58 \text{ MPa} = 33.64 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209 \cdot 58 \text{ MPa} = 60.43 \text{ MPa}$$

La resistencia media a flexotracción,  $f_{ct,m,fl}$ , se calcula como indica la EHE-08 en su artículo 39.1:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Donde,  $f_{ct,m}(t)$ , resistencia a tracción del hormigón a una edad diferente a 28 días es:

$$f_{ct,m}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{para } t < 28 \text{ días} \\ \frac{2}{3} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot 50^{2/3} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 2 \text{ días}) = 0.578^1 \cdot 4.07 = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209^{2/3} \cdot 4.07 = 4.62 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 2 \text{ días}) = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{500}{1000} \right) \cdot 2.35; 2.35 \right\} = 2.585 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 10000 \text{ días}) = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{1400}{1000} \right) \cdot 4.62; 4.62 \right\} = 5.082 \text{ MPa}$$

Las tensiones en las fibras más comprimidas se calculan:

$$\sigma_{sup,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{sup,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\begin{aligned}
 M_{pret,sup,trans} &= P_{sup,trans} \cdot (h - cdg - e_{sup}) \\
 M_{pret,inf,trans} &= P_{inf,trans} \cdot (cdg - e_{inf}) \\
 M_{pret,sup,\infty} &= P_{sup,\infty} \cdot (h - cdg - e_{sup}) \\
 M_{pret,inf,\infty} &= P_{inf,\infty} \cdot (cdg - e_{inf})
 \end{aligned}$$

Donde:

- $\sigma_{sup,trans}$ ;  $\sigma_{sup,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra superior  
 $\sigma_{inf,trans}$ ;  $\sigma_{inf,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra inferior  
 $P_{T,trans}$ : fuerza de pretensado en la transferencia, teniendo en cuenta pérdidas instantáneas  
 $P_{T,\infty}$ : fuerza de pretensado en servicio, teniendo en cuenta pérdidas diferidas  
 $M_{pp}$ : momento generado por el peso propio  
 $M_{pp+cp+sc}$ : momento generado por todas las cargas en servicio  
 $h$ : canto total de la viga  
 $cdg$ : altura al centro de gravedad de la viga desde la fibra inferior  
 $e_{inf}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras inferiores, desde la fibra inferior  
 $e_{sup}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras superiores, desde la fibra superior

P trans,sup	372.07 kN	Mpret,sup,trans	82.39 m·kN
P trans,inf	1435.06 kN	Mpret,inf,trans	238.32 m·kN
P difer,sup	336.97 kN	Mpret,sup, $\infty$	74.62 m·kN
P difer,inf	1372.65 kN	Mpret,inf, $\infty$	227.96 m·kN
Ac (m <sup>2</sup> )	0.14	Mpp	59.99 m·kN
Ic (m <sup>4</sup> )	0.00367738	Mpp+cp+sc	259.85 m·kN
h (m)	0.5	$\sigma_{sup,trans}$	5.83 MPa
cdg (m)	0.22857	$\sigma_{inf,trans}$	19.99 MPa
esup (m)	0.05	$\sigma_{sup,dif}$	20.07 MPa
einf (m)	0.0625	$\sigma_{inf,dif}$	4.35 MPa

## 12. ELU A FLEXIÓN

Cálculo de la fibra neutra:

$$F_c = F_p$$

- a) Suponiendo que se encuentra en el trapecio superior de la sección:

$$\begin{aligned}
 0.40m \cdot (0.5m - x) \cdot \frac{50000kN/m^2}{1.5} &= 8 \cdot 140mm^2 \cdot \frac{1760000kN/m^2}{1.15} \cdot \frac{1}{1000000} \\
 (0.20 - 0.4 \cdot x) \cdot \frac{50000}{1.5} &= 1714.087 kN \\
 x &= 0.3714 m
 \end{aligned}$$

Por lo que la suposición es incorrecta, y el cálculo a priori la sitúa en el alma.

- b) Suponiendo que se encuentra en el alma:

$$\begin{aligned}
 \left( 0.4 \cdot 0.05 + \frac{0.4 + 0.22}{2} \cdot 0.05 + \frac{0.22 + 0.12}{2} \cdot 0.05 + 0.12 \right. \\
 \left. \cdot (0.5 - 0.05 - 0.05 - 0.05 - x) \right) \cdot \frac{50000}{1.5} &= 1714.087 \\
 x &= 0.228 m
 \end{aligned}$$

Esta suposición sí es correcta.

Cálculo del momento último:

$$M_u = \frac{50000}{1.5} \cdot \left[ 0.40 \cdot 0.05 \cdot 0.4125 + \frac{0.4 + 0.22}{2} \cdot 0.05 \cdot 0.3649 + \frac{0.12 + 0.22}{2} \cdot 0.05 \cdot 0.315 + 0.12 \cdot 0.062 \cdot 0.2565 \right] = 616.39 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$Md = 359.06 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

### 13. ELU A CORTANTE

El cálculo de la resistencia a cortante provee la cuantía de armadura transversal a colocar en la viga. El cálculo se realiza según lo establecido en el Artículo 44° de la EHE. Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$V_{rd}$ : esfuerzo cortante de diseño

$V_{u1}$ : esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2}$ : esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot A_{sy} \cdot f_{yd}$$

En todo caso, con una cuantía mínima según:

$$\sum \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Y una separación de estribos máxima en función de los siguientes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 600 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ 0.30 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{cases}$$

En este caso, el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 122.66 \text{ kN}$$

h	0.50 m	Vd	122.66 kN
b0	0.12 m	Vu1	525.00 kN
fck	50.00 N/mm <sup>2</sup>	Vcu	53.64 kN
fcd	33.33 N/mm <sup>2</sup>	Vsu	69.02 kN
fct,m	4.07 N/mm <sup>2</sup>	Asy	4.03 cm <sup>2</sup> /m
Fyd	434.78 N/mm <sup>2</sup>	Asy,min	1.50 cm <sup>2</sup> /m
einf	0.063 m	st <	0.26 m
d	0.44 m		
z	0.39 m		



Ap	1400 mm <sup>2</sup>
ξ	2
ρ	0.026666667

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} \rightarrow A_{sy} = 4.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}; A_{sy, \min} = 1.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Colocando estribos de dos ramas de Ø8:

$$\frac{4.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{1 \text{ cm}^2} = 4.03 \text{ estribos} \rightarrow 5 \text{ estribos}$$

$$\frac{1 \text{ m}}{5 \text{ estribos}} = 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto, resultaría eØ8 cada 20 cm. Para optimizar más este valor hasta llegar a la separación máxima permitida, lo anteriormente calculado se colocaría en el primer metro, y para el resto de la viga:

> 1.00 m	
Vd	101.71 kN
Vu1	525.00 kN
Vcu	53.64 kN
Vsu	48.07 kN
Asy	2.81 cm <sup>2</sup> /m
eØ8 c/26	

#### 14. RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de la resistencia al fuego para piezas de hormigón prefabricado se hace uso del método de comprobación mediante tablas que propone el Anejo 6 de la EHE-08 “Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales”. Aquí se indica, que para vigas expuestas al fuego en todas las caras, se debe cumplir, además de alguna de las condiciones expuestas en la tabla A.6.5.5.2 que se expone a continuación, que el área de la sección transversal sea mayor o igual a  $2 \cdot b_{\min}^2$ .

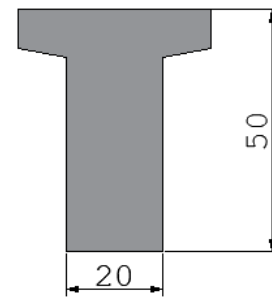
Resistencia al fuego	Dimensión mínima $b_{\min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_{\min}$ (mm) <sup>(*)</sup>				Ancho mínimo del alma $b_{0, \min}$ mm <sup>(**)</sup>
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80/20	120/15	200/10	—	80
R 60	100/30	150/25	200/20	—	100
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	100
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	120
R 180	300/75	350/65	400/60	600/50	140
R 240	400/75	500/70	700/60	—	160

$$A_c = 0.14 \text{ m}^2; 2 \cdot b_{min}^2 = 0.061 \text{ m}^2 \rightarrow A_c > 2 \cdot b_{min}^2 \quad \checkmark$$
$$RF - 90 \text{ (opción 1)}: \begin{cases} b_0 = 120 \text{ mm} \\ a_{min} = 62.5 \text{ mm} \\ b_{min} = 175 \text{ mm} \end{cases}$$

## IV.4. JPT 20x50

## 1. DATOS GEOMÉTRICOS

Luz de cálculo	8.12 m
Intereje	5.50 m
Ancho solera	0.20 m
Canto	0.50 m
Ancho superior	0.40 m



Se define geoméricamente la viga mediante trapecios:

Trapezio	Ai (cm)	As (cm)	H (cm)
3	40	40	8
2	20	40	2
1	20	20	40

Ai: ancho inferior del trapecio

As: ancho superior del trapecio

H: altura del trapecio

$$\text{Área} = 0.118 \text{ m}^2 = 1180 \text{ cm}^2$$

$$c.d.g \text{ (desde paramento inferior)} = 0.2812 \text{ m} = 28.12 \text{ cm}$$

$$I = 2.735 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 = 273568.4 \text{ cm}^4$$

## 2. DATOS DE LOS MATERIALES

Hormigón HP-50

Resistencia inicial del hormigón (destesado)

$$f_{ck0} = 35 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_c = 1.50$$

Acero Pasivo B-500-SD

Límite elástico de la armadura pasiva a flexión

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Límite elástico de la armadura pasiva a cortante

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente de minoración

$$\gamma_y = 1.15$$

Acero Activo Y-1860-S

Límite elástico de la armadura activa	$f_{pk} = 1760 \text{ MPa}$
Carga unitaria máxima	$f_{pm\acute{a}x} = 1860 \text{ MPa}$
Coefficiente de minoración	$\gamma_y = 1.15$
Tensión de pretensado de la armadura activa	$\sigma_0 = 1357 \text{ MPa}$
Área del cable (0,6''=15.2 mm)	140 mm <sup>2</sup>
Coefficiente de mayoración del pretensado	1.05
Coefficiente de minoración del pretensado	0.95

### 3. DEFINICIÓN DE LA ARMADURA

La cota de la armadura se define como la distancia al paramento más próximo:

	Nº	Diámetro	Cota
Superior	2	Ø15.2	5
Inferior	2	Ø15.2	5
	2	Ø15.2	10

### 4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción variable se obtiene afectando su valor característico por el factor que se indica a continuación. La nomenclatura se expone tal y como viene recogida en el Art. 11 de la EHE-08, y los valores se extraen de la tabla 4.2 del CTE-DB-SE [1]:

	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$
Nieve <1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Mantenimiento (no concomitante)	0	0	0

### 5. CARGAS CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Cargas permanentes:

Peso propio de la viga: 2.95 kN/m

Peso propio de las correas: 0.89kN/m/1.80 m = 0.494 kN/m<sup>2</sup>\*5.50m= 2.72 kN/m

Cargas muertas = (0.20+0.30+0.20) kN/m<sup>2</sup> =0.70 kN/m<sup>2</sup>\*5.50m=3.85 kN/m

Cargas Variables:

Sobrecarga uso- Mantenimiento = 0.40 kN/m<sup>2</sup>\*5.50 m= 2.2 kN/m

Viga	JPT
L	8.12 m
Ac	0.118 m <sup>2</sup>
Intereje	5.50 m
peso propio	2.95 kN/m
correas	0.49 kN/m <sup>2</sup>
cubierta	0.20 kN/m <sup>2</sup>
instalaciones	0.30 kN/m <sup>2</sup>
fotovoltaica	0.20 kN/m <sup>2</sup>
nieve	0.20 kN/m <sup>2</sup>
viento	0.18 kN/m <sup>2</sup>
mantenimiento	0.40 kN/m <sup>2</sup>

## 6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

En las vigas se consideran los siguientes:

- ELU a flexión
- ELU a cortante

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.1.a de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

Cargas Permanentes -  $\gamma_G = 1.35$

Pretensado -  $\gamma_P = 1.00$

Cargas Permanentes de valor no constante -  $\gamma_G^* = 1.50$

Cargas Variables -  $\gamma_Q = 1.50$

## 7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para la comprobación de la viga se consideran los siguientes:

- ELS de tensiones normales y fisuración

Los coeficientes parciales de seguridad son los que figuran en la tabla 12.2 de la EHE-08, para armadura pretesa

## 8. COMBINACIÓN DE ACCIONES

A efectos de comprobación de los Estados Límite, las combinaciones que deben verificar las vigas según el Art. 13 de la EHE-08, para situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0i} Q_{k,i}$$

Para las cargas aplicadas y coeficientes de combinación, resultan las siguientes:

ELU 1	15.39 kN/m	ELS caract 1	11.21 kN/m	ELS frec 1	12.14 kN/m	ELS cuasip 1	9.52 kN/m
ELU 2	15.15 kN/m	ELS caract 2	11.05 kN/m	ELS frec 2	10.01 kN/m	ELS cuasip 2	9.52 kN/m
ELU 3	16.15 kN/m	ELS caract 3	11.72 kN/m	ELS frec 3	10.62 kN/m	ELS cuasip 3	9.52 kN/m

## 9. APLICACIÓN DE LA SECCIÓN EVOLUTIVA

Los Estados Límite enunciados anteriormente, se aplican en dos fases: la fase de la transferencia del pretensado y en servicio a tiempo infinito, considerando en cada una de ellas la sección resistente y acciones que correspondan.

## 10. DEFINICIÓN DEL PRETENSADO. PÉRDIDAS

Se considera para el pretensado una tensión inicial de 1357 MPa.

Para esta tensión, la fuerza de pretensado inicial es de:

- $P_{ki,sup} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot 140 mm^2 = 379.96 kN$
- $P_{ki,inf} = 1357 \frac{N}{mm^2} \cdot 4 \cdot 140 mm^2 = 759.92 kN$
- $P_{ki,total} = 1139.88 kN$

A nivel de cálculo de la viga, se considera unas pérdidas:

	Superiores	Inferiores
Instantáneas transferencia	2.55 %	5.94 %
Diferidas a tiempo infinito	7.46 %*	10.26 %*

\*valores acumulados

Esto se traduce en las siguientes fuerzas de pretensado:

	Superiores	Inferiores
Pretensado en el destesado	370.26 kN	714.77 kN
Pretensado a tiempo infinito	351.63 kN	681.96 kN

Según el artículo 20.2.3 de la EHE-08, las pérdidas que hay que considerar en el caso de las piezas con armaduras pretensas son las siguientes:

### Pérdidas Instantáneas

- a) Penetración de cuñas
- a) Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- b) Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- c) Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción (no aplica)
- d) Retracción anterior a la transferencia
- e) Acortamiento elástico instantáneo al transferir

### **Penetración de cuñas:**

$$\Delta P_1 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

*a*: penetración de la cuña. Se estima en 2 mm

*L*: longitud total del tendón recto.

*Este valor equivale a la longitud de las pistas de tesado, que son 100 m*  
 $E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa  
 $A_p$ : sección de la armadura activa

### Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia:

La relajación se valora en un 0.3% para el acero activo Y-1860-S7 a una temperatura ambiente de 20°C y un porcentaje de tesado de  $\frac{\sigma_o}{f_{p,max}} = \frac{1357 \text{ MPa}}{1860 \text{ MPa}} = 0.73$

La pérdida de fuerza de pretensado se calcula como:

$$\Delta P_2 = 0.003 \cdot (P_0 - \Delta P_1)$$

### Acortamiento elástico instantáneo al transferir:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cj}}$$

$\sigma_{cp}$ : tensión de compresión en la viga

$E_p$ : módulo de deformación longitudinal de la armadura activa, 190000 MPa

$A_p$ : sección de la armadura activa

$E_{cj}$ : módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad  $j$ . Se calcula según

Art. 39 de la EHE, para una edad de 2 días

### Retracción anterior a la transferencia

Esta pérdida es despreciable, ya que se produce en 2 días, tiempo superior al corte de los cables y, por lo tanto, del momento de la transferencia.

Pérdidas penetración cuña		Relajación a tª ambiente		Pérdidas acortamiento elástico	
a (mm)	2	Pko, inferior	759.92	Ac	0.118 Ap,inf 560
L (mm)	100000	Pko, superior	379.96	h	0.5 Ap,sup 280
Ep Mpa	190000			L	8.12 Ep 190000
Ap, inferior	560	$\Delta P1$ , inf	2.128	lc	0.002735
Ap, superior	280	$\Delta P1$ , sup	1.064	cdg inf	0.075 einf 0.2062
		$\Delta P2$ , inf	2.273	cdg sup	0.05 esup -0.1688
		$\Delta P2$ , sup	1.137	cdg	0.2812
				Ec, 2 días	38660.38
				Pko, inferior	759.92
				Pko, superior	379.96
				P- $\Delta P1$ - $\Delta P2$ , inf	755.52
				P- $\Delta P1$ - $\Delta P2$ , sup	377.76
				Mpp	24.31
				$\sigma_{cp}$ , inf	-14805.195
				$\Delta P3$ , inf	40.75 kN
				$\sigma_{cp}$ , sup	-5448.0267
				$\Delta P3$ , sup	7.50 kN

	Superiores kN	Inferiores kN
Pko	379.96	759.92
$\Delta P1$	1.064	2.128
$\Delta P2$	1.137	2.273
$\Delta P3$	7.50	40.75
Total	9.70	45.15
%perdidas	2.55	5.94
P*	370.26	714.77

### Pérdidas Diferidas

Las pérdidas diferidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón debido a la fluencia y la retracción, y a la relajación del acero de la armadura activa. Se evalúan mediante la fórmula:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

$$\Delta P_{dif,superior} = \frac{5.775 \cdot 1.339 \cdot 8.536 + 190000 \cdot (-0.000326) + 0.80 \cdot 64.26}{1 + 5.775 \cdot \frac{2 \cdot 140}{118000} \cdot \left(1 + \frac{118000 \cdot 0.1688^2}{2.735 \cdot 10^9}\right) \cdot (1 + 0.80 \cdot 1.339)} \cdot 2 \cdot 140 =$$

$y_p$ : distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

- $y_{p,inferior} = 0.2812 - 0.075 = 0.2062 \text{ m} = 206.2 \text{ mm}$
- $y_{p,superior} = 0.50 - 0.2812 - 0.05 = 0.1688 \text{ m} = 168.8 \text{ mm}$

$n$ : coeficiente de equivalencia  $\frac{E_p}{E_c} = \frac{190000 \text{ MPa}}{32902.45 \text{ MPa}} = 5.775$

$\varphi(t, t_0)$ : coeficiente de fluencia. Se calcula según Art. 39.8 de la EHE.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

$\varphi_0$ : coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{HR} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \alpha_3 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$



JPT				
fck	50	alfa1	0.7022	
fcm	58	alfa2	0.9039	
Ac	0.118	alfa3	0.7768	
u	1.764			
e	133.786848	Bh	459.3805	1165.229
HR	70	Bc(t-to)	0.9866	
t	10000	B(to)	0.4821	
to	30	b(fcm)	2.2059	
		fiHR	1.2762	
		fio	1.3572	
	$\varphi$	COEF.FLU	1.3390	

$\varepsilon_{cs}$ : deformación de retracción. Se calcula según Art. 39.7 de la EHE.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$\varepsilon_{cd}$ : deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ : deformación de retracción autógena

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$t$ : edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

$t_s$ : edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días

$\beta_{ds}$ : coeficiente evolución temporal, que se obtiene mediante:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{e^3}}$$

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$k_e$ : coeficiente que depende del espesor medio (tabla 39.7.a de la EHE)

e (mm)	$k_e$
100	1.00
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

$\varepsilon_{cd,\infty}$ : coeficiente de retracción a tiempo infinito, que se obtiene mediante:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[ 1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3 \right]; HR: \text{humedad relativa}$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

**Tabla 39.7.b**  
Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
$\alpha_{ds1}$	3,00	4,00	6,00
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

fck	50		
Ac	0.118		
u	1.764		
e	133.7868481		
t	10000		
ts	7		
HR	70		
fcm0	10		
Bds	0.993843946	Bas	1
ke	0.799319728	Eca,infinito	-0.0001
BHR	-1.01835	Eca	-1E-04
alfa ds1	4		
alfa ds2	0.12		
Ecd,infinito	-0.000284833		
		Ecs	-0.00032627
Ecd	-0.000226271		

$\sigma_{cp}$ : tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp,inferior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,inf}}{r_0} \right)^2 \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,inf}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right\}$$

$$\sigma_{cp,superior} = \left\{ \left[ -\frac{P_{k,inf}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup} \cdot y_{p,inf}}{r_0^2} \right) \right) \right] + \frac{M_{pp+cm} \cdot y_{p,sup}}{I_c} - \frac{P_{k,sup}}{A_c} \cdot \left( 1 + \left( \frac{y_{p,sup}}{r_0} \right)^2 \right) \right\}$$

$$M_{pp+cm} = \frac{9.52 \text{ kN} \cdot (8.12 \text{ m})^2}{8} = 78.46 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

JPT			
Ac	0.118		
L	8.12		
Intereje	5.5		
q	9.517		
Ic	0.002735		
Pksup	370.26		
Pkinf	714.77		
canto pieza	0.5		
cdg	0.2812		
cdg arm inferi	0.075		
cdg arm supe	0.05		
e inf	0.2062		
e sup	-0.1688		
Mpp+cp	78.4372106		
r0	0.152243115		
ten inferi	-9681.382244	ten sup	-8797.21478
	9.68 N/mm2		8.80 N/mm2

$\Delta\sigma_{pr}$ : pérdida por relajación. Se evalúa según la expresión  $\Delta\sigma_{pr}$

$$= \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}, \text{ donde:}$$

$\rho_f$ : valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. Según artículo 38.9

$$\rho_f = \begin{cases} 0 & \text{si } \frac{P_{ki}}{A_p} \leq \frac{f_{pmax}}{2} \\ \frac{2.9}{100} \cdot \frac{P_{ki} \cdot f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax} \cdot 2} & \text{si } \frac{f_{pmax}}{2} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.7 f_{pmax} \\ \frac{2.9}{100} + 2.9 \cdot \frac{5.5}{100} \cdot \frac{P_{ki} - 0.7 f_{pmax}}{0.1 \cdot f_{pmax}} & \text{si } 0.7 f_{pmax} < \frac{P_{ki}}{A_p} \leq 0.8 f_{pmax} \end{cases}$$

$P_{ki}$ : valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando pérdidas instantáneas

$A_p$ : área de las armaduras activas

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$I_c$ : Inercia de la sección de hormigón

$\chi$ : coeficiente de envejecimiento.  $\chi = 0.80$

JPT		Superior	Inferior
h (mm)	500		
Ac (mm <sup>2</sup> )	118000	yp (mm)	168.8 206.2
Ic (mm <sup>4</sup> )	2735000000	n	5.77 5.77
cdg(mm)	281.2	$\varphi(t,t_0)$	1.3389619 1.3389619
cg arm inf (mm)	75	$\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-0.00032627 -0.00032627
cg arm sup(mm)	50	$\sigma_{cp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	8.80 9.68
Ep (N/mm <sup>2</sup> )	190000	$\Delta\sigma_{pr}$	80.8960803 68.9312426
Ec (N/mm <sup>2</sup> )	32902.45	Ap (mm <sup>2</sup> )	280 560
P,super (kN)	370.26	$\chi$	0.8 0.8
P, infe (kN)	714.77	$n\cdot\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{cp}$	68.0203368 74.856747
P/Ap super	1322.37	$Ep\cdot\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-61.9915693 -61.9915693
P/Ap infe	1276.38	$0.80\cdot\Delta\sigma_{pr}$	64.7168642 55.1449941
pf super	0.06117528	$\Sigma$	70.7456317 68.0101718
pf infer	0.05400531	$n\cdot Ap/Ac$	0.01370255 0.0274051
		$1+Ac\cdot yp^2/Ic$	2.22933306 2.83443361
		$1+\chi\cdot\varphi(t,t_0)$	2.07116952 2.07116952
		<b>P diferidas (kN)</b>	<b>18.630 32.807</b>
		PO	379.96 759.92
		PO-Pinstan	370.26236 714.772187
		PO-Pins-Pdif	351.632291 681.964697
		<b>%pérdida dif.</b>	<b>7.455 10.258</b>

## 11. ANÁLISIS DE TENSIONES

Se comprobará el análisis de tensiones en dos situaciones, en el momento de la transferencia, considerando un tiempo de 2 días para el destestado, y en la puesta en servicio a tiempo infinito, considerando  $t=10000$  días.

Tal y como prescribe la EHE en su artículo 49, en todas las situaciones persistentes, bajo la combinación más desfavorable, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$$

$\sigma_c$ : tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación

$f_{ck,j}$ : valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a  $j$  días

La comprobación a fisuración deberá realizarse siempre que la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ .

Por lo tanto, los límites de tensiones normales para cada situación son los siguientes:

		Compresión máxima admisible (MPa)	Tracción máxima admisible (MPa)
TRANSFERENCIA	T=2 días	21	-2.585
SERVICIO	T=10000 días	42	-5.082

La resistencia a compresión del hormigón a una edad diferente a 28 días se calcula como se indica en el artículo 31.3 de la EHE:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-(\frac{28}{t})^{0.5}]}$$

s: coeficiente en función del cemento. Para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido CEM 42.SR =0.20

$$\beta_{cc}(t = 2 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{2}} \right]} = 0.578$$

$$\beta_{cc}(t = 10000 \text{ días}) = e^{0.2 \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{10000}} \right]} = 1.209$$

$$f_{cm}(t = 2 \text{ días}) = 0.578 \cdot 58 \text{ MPa} = 33.64 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209 \cdot 58 \text{ MPa} = 60.43 \text{ MPa}$$

La resistencia media a flexotracción,  $f_{ctm,fl}$ , se calcula como indica la EHE-08 en su artículo 39.1:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Donde,  $f_{ct,m}(t)$ , resistencia a tracción del hormigón a una edad diferente a 28 días es:

$$f_{ct,m}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{para } t < 28 \text{ días} \\ \frac{2}{3} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} & \text{para } t \geq 28 \text{ días y } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot 50^{2/3} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 2 \text{ días}) = 0.578^1 \cdot 4.07 = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}(t = 10000 \text{ días}) = 1.209^{2/3} \cdot 4.07 = 4.62 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 2 \text{ días}) = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{500}{1000} \right) \cdot 2.35; 2.35 \right\} = \max \{ 2.585; 2.35 \}$$

$$= 2.585 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m,fl}(t = 10000 \text{ días}) = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{500}{1000} \right) \cdot 4.62; 4.62 \right\} = \max \{ 5.082; 4.62 \}$$

$$= 5.082 \text{ MPa}$$

Las tensiones en las fibras más comprimidas se calculan:

$$\sigma_{sup,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,trans} = \frac{P_{T,trans}}{A_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,trans}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{sup,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$\sigma_{inf,\infty} = \frac{P_{T,\infty}}{A_c} + \frac{M_{pp+cp+sc}}{I_c} \cdot (h - cdg) + \frac{M_{pret,sup,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg) - \frac{M_{pret,inf,\infty}}{I_c} \cdot (h - cdg)$$

$$M_{pret,sup,trans} = P_{sup,trans} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,trans} = P_{inf,trans} \cdot (cdg - e_{inf})$$

$$M_{pret,sup,\infty} = P_{sup,\infty} \cdot (h - cdg - e_{sup})$$

$$M_{pret,inf,\infty} = P_{inf,\infty} \cdot (cdg - e_{inf})$$

Donde:

$\sigma_{sup,trans}$ ;  $\sigma_{sup,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra superior

$\sigma_{inf,trans}$ ;  $\sigma_{inf,\infty}$ : tensión en la transferencia y en servicio de la fibra inferior

$P_{T,trans}$ : fuerza de pretensado en la transferencia, teniendo en cuenta pérdidas instantáneas

$P_{T,\infty}$ : fuerza de pretensado en servicio, teniendo en cuenta pérdidas diferidas

$M_{pp}$ : momento generado por el peso propio

$M_{pp+cp+sc}$ : momento generado por todas las cargas en servicio

$h$ : canto total de la viga

$cdg$ : altura al centro de gravedad de la viga desde la fibra inferior

$e_{inf}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras inferiores, desde la fibra inferior

$e_{sup}$ : distancia al  $cdg$  de las armaduras superiores, desde la fibra superior

P trans,sup	370.26 kN	Mpret,sup,trans	62.50 m·kN
P trans,inf	714.77 kN	Mpret,inf,trans	147.39 m·kN
P difer,sup	351.63 kN	Mpret,sup, $\infty$	59.36 m·kN
P difer,inf	681.96 kN	Mpret,inf, $\infty$	140.62 m·kN
Ac (m2)	0.118	Mpp	24.31 m·kN
Ic (m4)	0.002735	Mpp+cp+sc	97.09 m·kN
h (m)	0.5	$\sigma_{sup,trans}$	4.35 MPa
cdg (m)	0.2812	$\sigma_{inf,trans}$	14.04 MPa
esup (m)	0.05	$\sigma_{sup,dif}$	10.03 MPa
einf (m)	0.075	$\sigma_{inf,dif}$	7.49 MPa

Conclusión: no se producen tensiones de tracción, y las de compresión están por debajo del límite.

## 12. ELU A FLEXIÓN

Cálculo de la fibra neutra:

$$F_c = F_p$$

c) Suponiendo que se encuentra en el trapecio superior de la sección:

$$0.40m \cdot (0.50m - x) \cdot \frac{50000kN/m^2}{1.5} = 4 \cdot 140mm^2 \cdot \frac{1760000kN/m^2}{1.15} \cdot \frac{1}{1000000}$$

$$(0.20 - 0.4 \cdot x) \cdot \frac{50000}{1.5} = 857.04 kN$$

$$x = 0.4357m$$

Por lo que la suposición es correcta.

Cálculo del momento último:

$$M_u = F_p \cdot \left( h - \frac{h - x}{2} - e_p \right)$$

$$M_u = 857.04 kN \cdot \left( 0.50 - \frac{0.50 - 0.4357}{2} - 0.075 \right) = 336.70 m \cdot kN$$

## 13. ELU A CORTANTE

El cálculo de la resistencia a cortante provee la cuantía de armadura transversal a colocar en la viga. El cálculo se realiza según lo establecido en el Artículo 44° de la EHE. Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

$V_{rd}$ : *esfuerzo cortante de diseño*

$V_{u1}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma*

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma*

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot A_{sy} \cdot f_{yd}$$

En todo caso, con una cuantía mínima según:

$$\sum \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Y una separación de estribos máxima en función de los siguientes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 600 \text{ mm si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ 0.60 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ mm si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ 0.30 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 300 \text{ mm si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{cases}$$

En este caso, el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 65.57 \text{ kN}$$

h	0.50 m	Vd	65.57 kN
b0	0.17 m	Vu1	720.46 kN
fck	50.00 N/mm2	Vcu	55.87 kN
fcd	33.33 N/mm2	Vsu	9.70 kN
fct,m	4.07 N/mm2	Asy	0.58 cm2/m
Fyd	434.78 N/mm2	Asy,min	2.12 cm2/m
einf	0.075 m	st <	0.32 m
d	0.43 m		
z	0.38 m		
Ap	840 mm2		
ξ	2		
ρ	0.011659218		

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} \rightarrow A_{sy} = 0.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}; A_{sy,min} = 2.12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Por lo tanto, se ha de colocar la armadura mínima. Utilizando estribos de dos ramas de Ø8:



$$\frac{2.12 \frac{cm^2}{m}}{1 \frac{cm^2}{m}} = 2.12 \text{ estribos} \rightarrow 3 \text{ estribos} \rightarrow \frac{1.00 \text{ m}}{3 \text{ estribos}} = 0.33 \text{ m}$$

Como la separación máxima entre estribos es de 0.32 m, se colocará a lo largo de toda la viga estribos Ø8 cada 30 cm.

#### 14. RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de la resistencia al fuego para piezas de hormigón prefabricado se hace uso del método de comprobación mediante tablas que propone el Anejo 6 de la EHE-08 “Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales”. Aquí se indica, que para vigas expuestas al fuego en todas las caras, se debe cumplir, además de alguna de las condiciones expuestas en la tabla A.6.5.5.2 que se expone a continuación, que el área de la sección transversal sea mayor o igual a  $2 \cdot b_{min}^2$ .

Resistencia al fuego	Dimensión mínima $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_{min}$ (mm) <sup>(*)</sup>				Ancho mínimo del alma $b_{0, min}$ mm <sup>(**)</sup>
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80/20	120/15	200/10	—	80
R 60	100/30	150/25	200/20	—	100
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	100
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	120
R 180	300/75	350/65	400/60	600/50	140
R 240	400/75	500/70	700/60	—	160

$$A_c = 0.118 \text{ m}^2; 2 \cdot b_{min}^2 = 0.08 \text{ m}^2 \rightarrow A_c > 2 \cdot b_{min}^2 \quad \checkmark$$

$$RF - 120 \text{ (opción 1): } \begin{cases} b_0 = 200 \text{ mm} \\ a_{min} = 75 \text{ mm} \\ b_{min} = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

## V. ANEJO MODELO DE CÁLCULO SAP2000

Se trata de un modelo generado mediante barras, donde las vigas son biapoyadas y los pilares están empotrados en su base. No se han modelizado las correas tubulares en cubierta, ya que así no se tiene en cuenta el efecto arriostrante que produciría su presencia en el modelo, quedando del lado de la seguridad. Sí se ha tenido en cuenta su peso propio.

Además de las barras, se generan áreas, a las cuales se les asignan las cargas por unidad de superficie, y éstas las reparten entre los elementos según su ámbito, sin necesidad de tener que calcularlo elemento por elemento ni introducir una carga lineal.

El modelo se utiliza para dimensionar y calcular la armadura de los pilares, ya que las vigas, al tratarse de elementos biapoyados, han sido calculadas previamente.

De cara a la comprobación de la estabilidad de los pilares, se aplica un cálculo P- $\delta$ . Cuando una carga lateral actúa sobre una masa (este caso el pilar unido a cubierta), genera un desplazamiento lateral en ese elemento. Ese desplazamiento interactúa con la carga vertical de compresión aplicada (peso de vigas y cargas en cubierta) y se genera un momento adicional, debido a la ya existente excentricidad, que a su vez vuelve a incrementar el desplazamiento horizontal. Encontrar la solución a esto conlleva un proceso iterativo, y en eso consiste la verificación del efecto P- $\delta$ . El sap2000 permite realizar esta comprobación y dimensionar la armadura necesaria considerando dicho efecto.

Desde el punto de vista sísmico, se hará un análisis estático, así el programa tomará como fuerzas debidas al sismo unas fuerzas estáticas equivalentes. Esto se debe a que en Sap2000 no se puede hacer un análisis no lineal de la estructura (P- $\delta$ ) si se hace anteriormente un análisis dinámico del sismo.

A continuación, se detalla paso a paso cómo se define el modelo de cálculo mediante el software SAP2000.

### 1. Propiedades de los materiales

Se define tanto el hormigón de los pilares como de las vigas, así como las propiedades del acero B-500 de las armaduras. También se genera un material denominado “matshell” que se utilizará para asignarlo a las áreas.

**Material Property Data** ✕

**General Data**

Material Name and Display Color: HA-40 ■

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 25.

Mass per Unit Volume: 2.5493

**Units**

KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 30891050.

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 5.500E-06

Shear Modulus, G: 12871271.

**Other Properties For Concrete Materials**

Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck: 40000.

Expected Concrete Compressive Strength: 40000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

*Ilustración 29. Material HA-40 en Sap2000*

**Material Property Data** ✕

**General Data**

Material Name and Display Color: HA-50 ■

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 25.

Mass per Unit Volume: 2.5493

**Units**

KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 32902450.

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 5.500E-06

Shear Modulus, G: 13709354.

**Other Properties For Concrete Materials**

Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck: 50000.

Expected Concrete Compressive Strength: 50000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

*Ilustración 30. Material HA-50 en Sap2000*

**Material Property Data** ✕

**General Data**

Material Name and Display Color: HA-30 (SIN PP) ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

---

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 0.

Mass per Unit Volume: 0.

**Units**: KN, m, C

---

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 28576790.

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 5.500E-06

Shear Modulus, G: 11906996.

---

**Other Properties For Concrete Materials**

Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck: 30000.

Expected Concrete Compressive Strength: 30000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

*Ilustración 31. Material HA-30 sin p.p. en Sap2000*

**Material Property Data** ✕

**General Data**

Material Name and Display Color: B 500S ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

---

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

**Units**: KN, m, C

---

**Uniaxial Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson, U: 0.

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

---

**Other Properties For Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 500000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 550000.

Expected Yield Stress, Fye: 500000.

Expected Tensile Stress, Fue: 550000.

*Ilustración 32. Material B-500-SD en Sap2000*

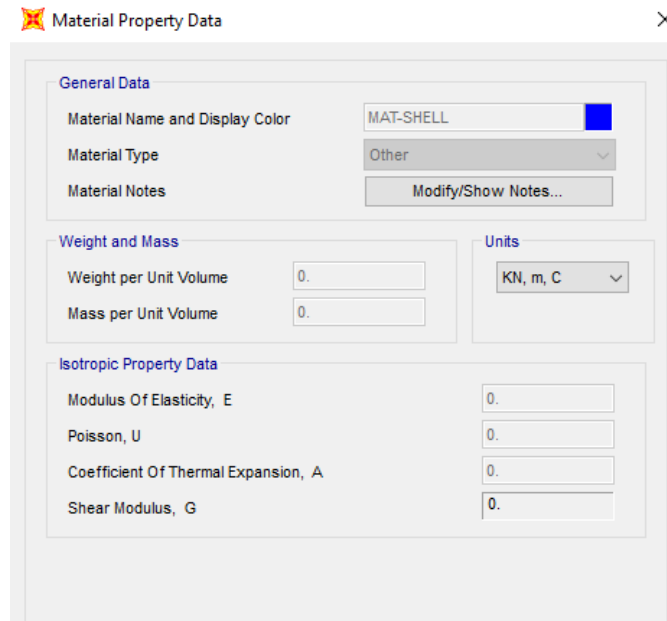


Ilustración 33. Material Mat-Shell en Sap2000

## 2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Se define una sección para cada tipo de elemento que forman la nave. Esto se divide en dos grupos:

### 2.1 'Section frames'

Son las secciones que se modelizan como barras, es decir los elementos lineales: pilares, vigas y bayonetas.


Se crea un tipo de sección que se denominará BAYONETA, a la cual se le asigna un hormigón sin peso específico, ya que esta sección se utilizará para generar un suplemento de los pilares que simule la altura de viento real de la nave.


Este punto es de especial interés en el caso de los pilares, ya que hay que definir la sección como "rectangular concrete section", a la cual se les puede asignar una armadura longitudinal que el programa te da la opción de comprobar si es válida para los esfuerzos de diseño o que te dimensione los cm<sup>2</sup> necesarios. Se utiliza esta segunda opción, denominada "Reinforcement to be designed".

### 2.2 'Area sections'

Como existen cargas superficiales tanto en la cubierta de toda la nave, así como el viento en los laterales, se crean las siguientes secciones:

- Cubierta nave
- Cubierta marquesina
- Cubierta oficinas
- Cerramientos

 Rectangular Section

Section Name:  Display Color: 

Section Notes:

**Dimensions**

Depth (t3):

Width (t2):

**Material**:  HA-40

**Property Modifiers**:

**Section**

Ilustración 34. Sección P-50x60 en Sap2000

**Reinforcement Data** [Close]

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: + B 500S

Confinement Bars (Ties): + B 500S

**Design Type**

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spiral

**Longitudinal Bars - Rectangular Configuration**

Clear Cover for Confinement Bars: 0.035

Number of Longit Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longit Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size: + 25d

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size: + 8d

Longitudinal Spacing of Confinement Bars: 0.2

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Ilustración 35. Datos de armadura para sección pilares en Sap2000

**Precast Concrete I / Bulb Tee Girder** [Close]

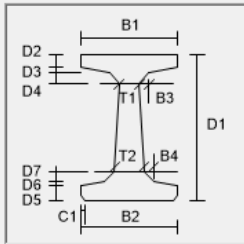
Section Name: JPI-40x50

Section Notes: Modify/Show Notes...

Source: User Defined

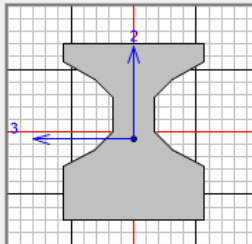
Convert to User Defined

**Section Dimensions**



B1	0.4
B2	0.4
B3	0.05
B4	0.05
D1	0.5
D2	0.05
D3	0.05
D4	0.05
D5	0.15
D6	0.05
D7	0.05
T1	0.12
T2	0.12
C1	0.

**Section**



**Properties**

HA-50

Section Properties...

Time Dependent Properties...

Set Modifiers...

Ilustración 36. Sección JPI 40x50 en Sap2000

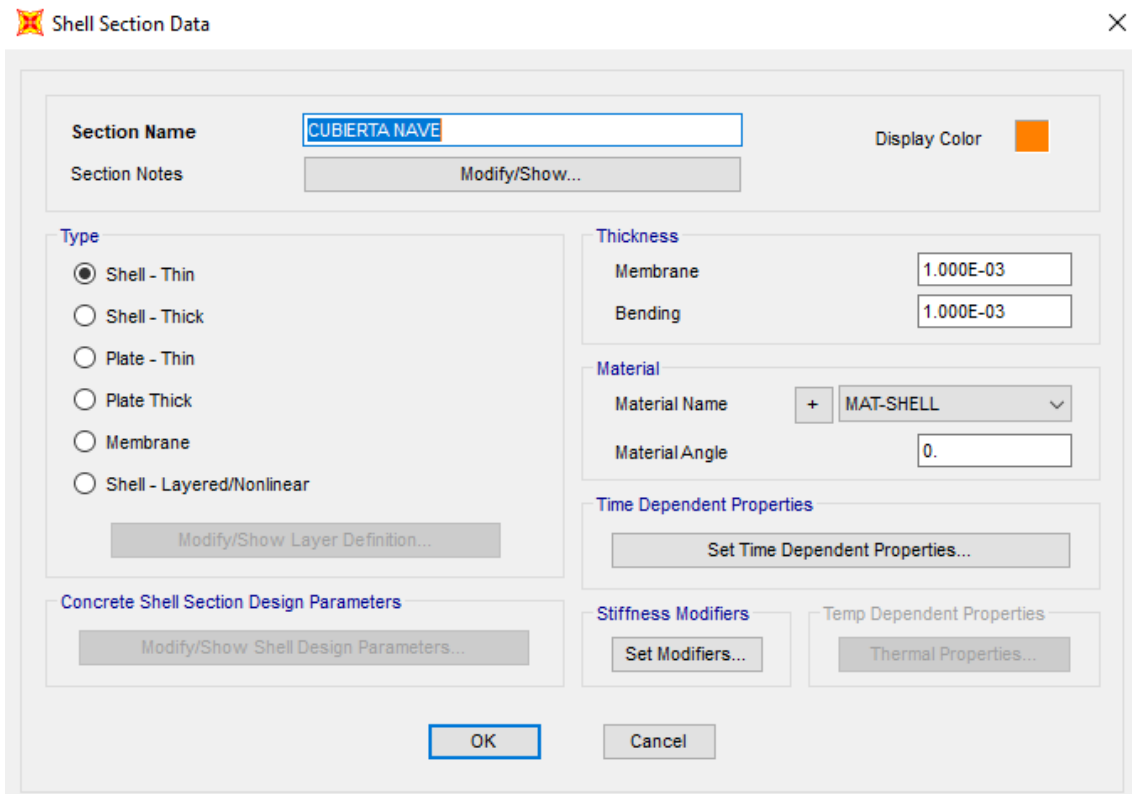


Ilustración 37. Sección shell ejemplo en Sap2000

### 3. DEFINICIÓN CARGAS

El programa las clasifica en tres tipos:

- Load Pattern: son todas las cargas simples que van a estar aplicadas y se subclasifican según su naturaleza (peso propio, cargas permanentes, nieve, viento y sismo).
- Load Cases: define cómo se aplican tanto las cargas simples como las combinaciones en ELU y ELS de éstas (estática o dinámicamente), cómo debe ser la respuesta de la estructura (análisis lineal o no lineal) y los parámetros de no-linealidad geométrica.
- Load Combination: muestra el resultado del análisis de los load cases, además de pueden generarse envolventes de los mismos.

TABLE: Load Pattern Definitions			
LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
PESO PROPIO	Dead	1	
CARGAS MUERTAS	Dead	0	
CARGAS PERMANENTES	Dead	0	
INSTALACIONES	Dead	0	



NIEVE/MANT	Snow	0
VIENTO +XX	Wind	0 None
VIENTO -XX	Wind	0 None
VIENTO +YY	Wind	0 None
VIENTO -YY	Wind	0 None
SISMO X-X	Quake	0 EUROCODE8 2004
SISMO Y-Y	Quake	0 EUROCODE8 2004
VIENTO X-X pressure	Wind	0 None
VIENTO X-X suction	Wind	0 None
VIENTO Y-Y pressure	Wind	0 None
VIENTO Y-Y suction	Wind	0 None

*Tabla 10. Load Pattern definidos en Sap2000*

#### Load Cases:

En la tabla se muestran todos los casos de cargas aplicados para ELU y ELS. Todos ellos son definidos como casos estáticos no lineales, y partiendo de la situación indeformada, se aplicará de cara a los efectos de segundo orden e inestabilidad el método P-Delta.

	Peso propio	C Perm	C Muerta	Instac	Nieve/Mant	Viento +XX	Viento -XX	Viento +YY	Viento -YY	V X-X press	V X-X suc	V Y-Y press	V Y-Y suc	SISMO X	SISMO Y
ELU-01		1.35	1.35	1.35	1.5	0.9	-	-	-	0.9	-	-	-	-	-
ELU-02	1	1	1	1	-	0.9	-	-	-	-	0.9	-	-	-	-
ELU-03	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	-	0.9	-	-	0.9	-	-	-	-	-
ELU-04	1	1	1	1	-	-	0.9	-	-	-	0.9	-	-	-	-
ELU-05	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	-	-	0.9	-	-	-	0.9	-	-	-
ELU-06	1	1	1	1	-	-	-	0.9	-	-	-	-	0.9	-	-
ELU-07	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	-	-	-	0.9	-	-	0.9	-	-	-
ELU-08	1	1	1	1	-	-	-	-	0.9	-	-	-	0.9	-	-
ELU-09	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	1.5	-	-	-	1.5	-	-	-	-	-
ELU-10	1	1	1	1	-	1.5	-	-	-	-	1.5	-	-	-	-
ELU-11	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	-	1.5	-	-	1.5	-	-	-	-	-
ELU-12	1	1	1	1	-	-	1.5	-	-	-	1.5	-	-	-	-
ELU-13	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	-	-	1.5	-	-	-	1.5	-	-	-
ELU-14	1	1	1	1	-	-	-	1.5	-	-	-	-	1.5	-	-
ELU-15	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	-	-	-	1.5	-	-	1.5	-	-	-
ELU-16	1	1	1	1	-	-	-	-	1.5	-	-	-	1.5	-	-
ELU-17	1	1	1	1	-	1.5	-	-	-	1.5	-	-	-	-	-
ELU-18	1	1	1	1	-	-	1.5	-	-	1.5	-	-	-	-	-
ELU-19	1	1	1	1	-	-	-	1.5	-	-	-	1.5	-	-	-
ELU-20	1	1	1	1	-	-	-	-	1.5	-	-	1.5	-	-	-
ELU-901	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0.3
ELU-902	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-0.3
ELU-903	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1	0.3
ELU-904	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1	-0.3
ELU-905	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.3	1
ELU-906	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.3	-1
ELU-907	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.3	1
ELU-908	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.3	-1
ELS-01	1	1	1	1	1	0.6	-	-	-	0.6	-	-	-	-	-
ELS-02	1	1	1	1	-	0.6	-	-	-	-	0.6	-	-	-	-
ELS-03	1	1	1	1	1	-	0.6	-	-	0.6	-	-	-	-	-
ELS-04	1	1	1	1	-	-	0.6	-	-	-	0.6	-	-	-	-
ELS-05	1	1	1	1	1	-	-	0.6	-	-	-	0.6	-	-	-
ELS-06	1	1	1	1	-	-	-	0.6	-	-	-	-	0.6	-	-
ELS-07	1	1	1	1	1	-	-	-	0.6	-	-	0.6	-	-	-
ELS-08	1	1	1	1	-	-	-	-	0.6	-	-	-	0.6	-	-
ELS-09	1	1	1	1	0.5	1	-	-	-	1	-	-	-	-	-
ELS-10	1	1	1	1	-	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-
ELS-11	1	1	1	1	0.5	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-

ELS-12	1	1	1	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-
ELS-13	1	1	1	1	0.5	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-
ELS-14	1	1	1	1	-	-	-	1	-	-	-	-	1	-	-
ELS-15	1	1	1	1	0.5	-	-	-	1	-	-	1	-	-	-
ELS-16	1	1	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-
ELS-17	1	1	1	1	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-	-
ELS-18	1	1	1	1	-	-	1	-	-	1	-	-	-	-	-
ELS-19	1	1	1	1	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-
ELS-20	1	1	1	1	-	-	-	-	1	-	-	1	-	-	-
ELS-fr <sub>+X</sub>	1	1	1	1	-	0.5	-	-	-	0.5	-	-	-	-	-
ELS-fr <sub>-X</sub>	1	1	1	1	-	-	0.5	-	-	-	-	0.5	-	-	-
ELS-fr <sub>+Y</sub>	1	1	1	1	-	-	-	0.5	-	0.5	-	-	-	-	-
ELS-fr <sub>-Y</sub>	1	1	1	1	-	-	-	-	0.5	-	-	0.5	-	-	-

Tabla 11. Combinación de acciones introducidas en Sap2000

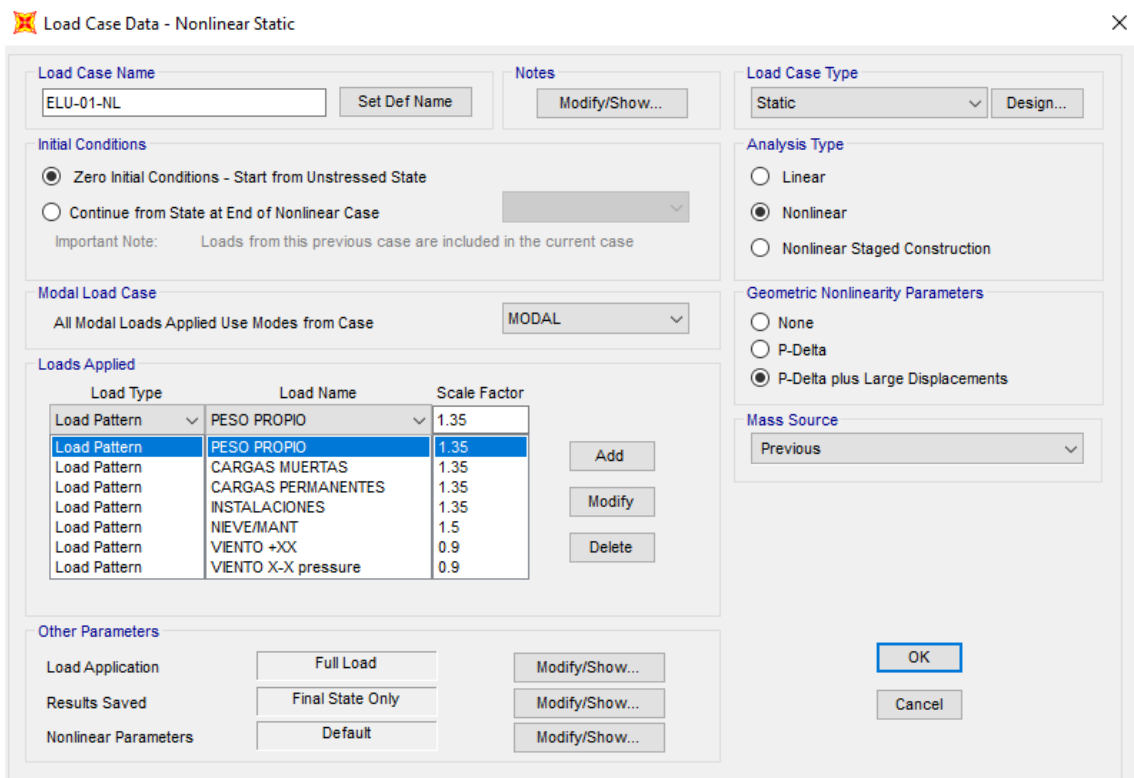


Ilustración 38. Combinación en ELU de ejemplo en Sap2000

#### 4. GEOMETRÍA DEL MODELO

Para ello se definen todos los ejes de la nave, en x/y/z, que servirá de base para dibujar las barras:

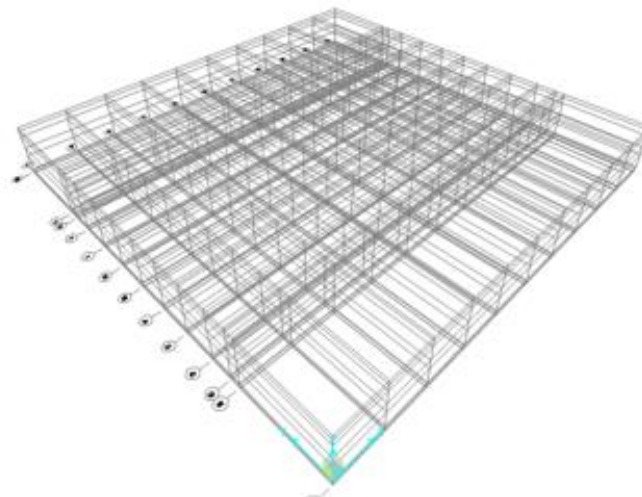
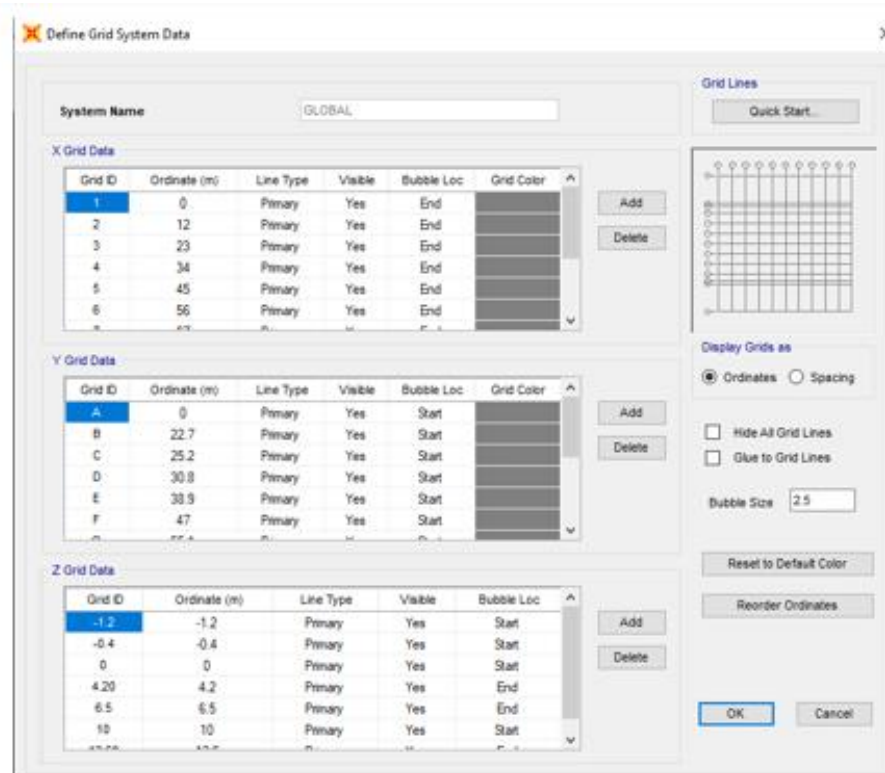


Ilustración 39. Definición de la geometría de la nave en Sap2000

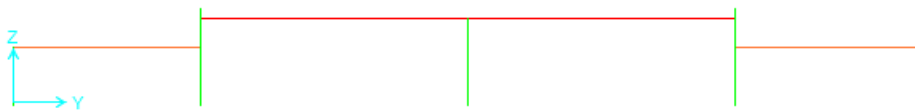
Para crear las barras, se utiliza una herramienta de dibujo de la que dispone el programa, que te da la opción a priori de definirla continua o biapoyada. Se asigna la opción de “continuous” a los pilares y bayonetas y la opción de “pinned” a las vigas:

Properties of Object <span style="float: right;">✕</span>	
Line Object Type	Straight Frame
Section	PER 50x60
Moment Releases	Continuous
XY Plane Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

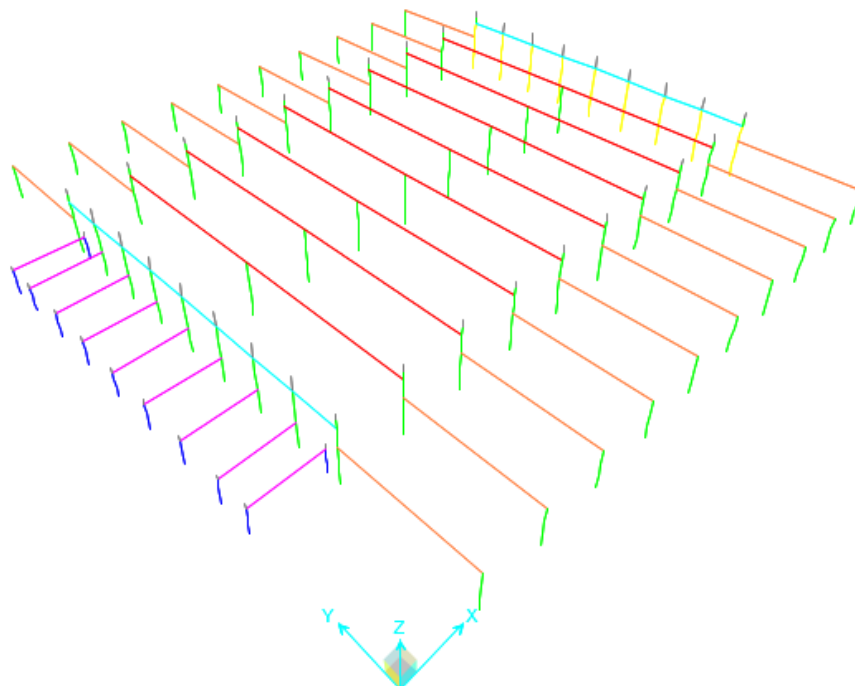
  

Properties of Object <span style="float: right;">✕</span>	
Line Object Type	Straight Frame
Section	VIA 60x140
Moment Releases	Pinned
XY Plane Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

*Ilustración 40. Opciones para crear barras en Sap2000*



*Ilustración 41. Pórtico tipo*



Una vez definidas todas las barras se generan las áreas:

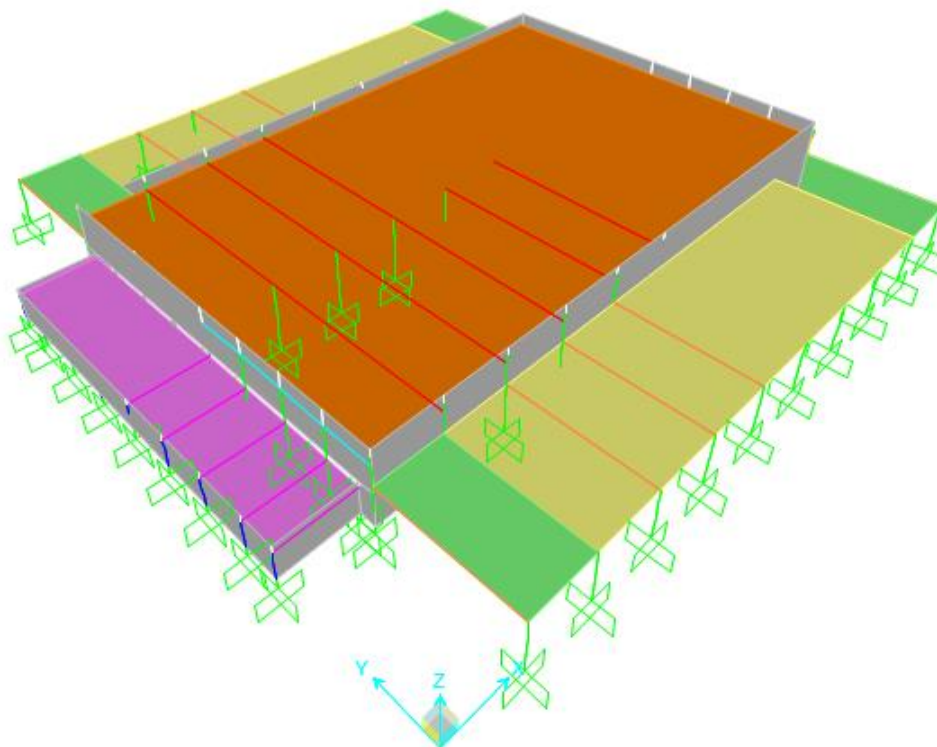


Ilustración 42. Definición de las shell en el modelo Sap2000

Hay que prestar especial atención a los ejes locales de las áreas, ya que su eje principal tiene que estar orientado en la dirección la cual se quiere que se repartan las cargas, es decir, perpendicular a la que lleven las vigas de cubierta y pilares sobre la que repartirán.

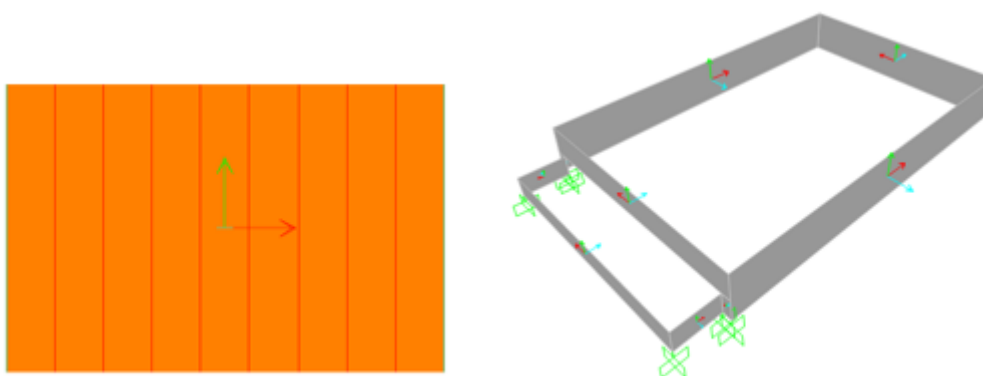


Ilustración 43. Ejemplos ejes locales de shell en Sap2000. El rojo es el principal

Faltaría por definir correctamente el apoyo de las vigas que van sobre ménsulas, ya que la excentricidad de éstas genera un momento en el pilar. Para representarlo se asignan “offsets” de la longitud necesaria en el extremo de las barras, tanto las de las marquesinas como las de las oficinas.

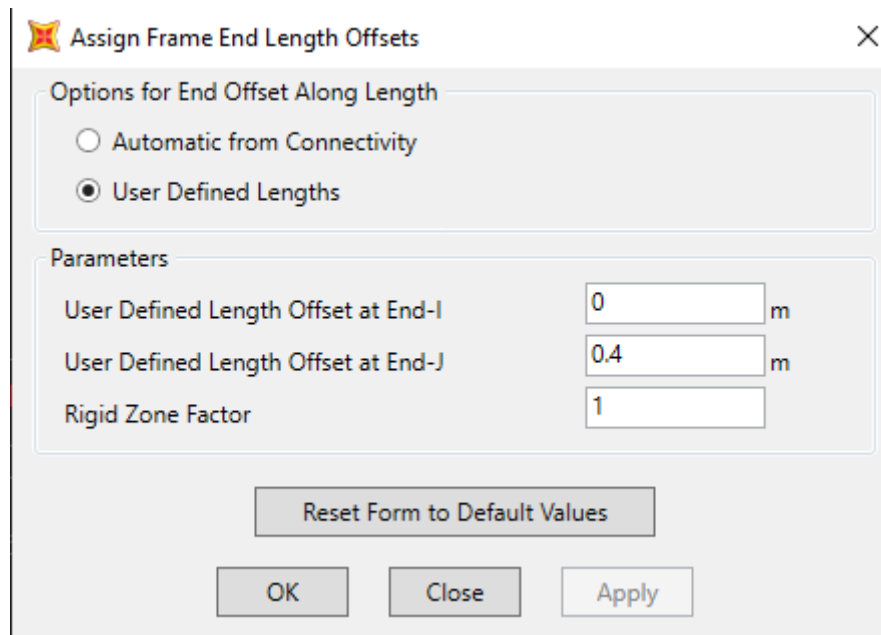


Ilustración 44. Definición excentricidades en Sap2000

## 5. CONDICIONES DE CONTORNO

Se definirá como condición de contorno el empotramiento de los pilares a la cimentación:

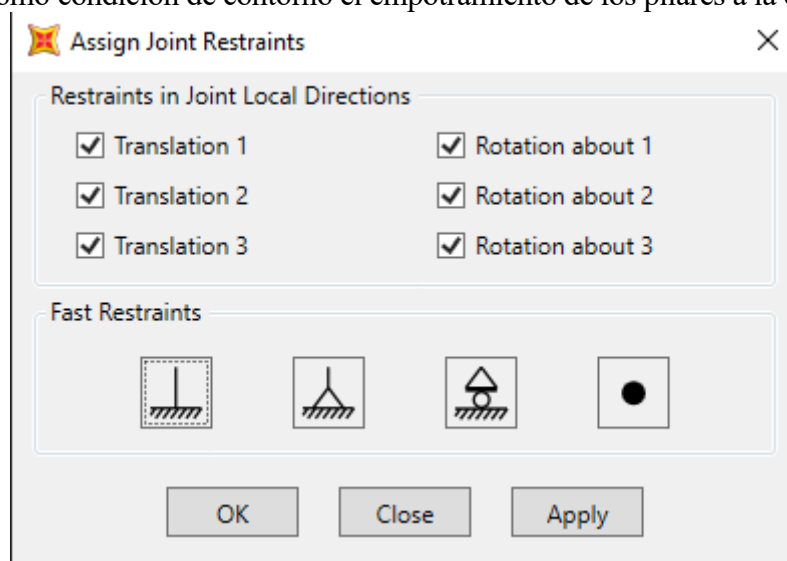


Ilustración 45. Condiciones de contorno para pilares en Sap2000

## 6. CONSIDERACIÓN DEL SISMO

A partir de los datos obtenidos en el cálculo del espectro de respuesta del anejo II, se tienen los parámetros necesarios para describir el sismo estático en SAP2000 en el load pattern.

- Los valores  $T_b$ ,  $T_c$  y  $T_d$  son valores del período que delimitan el espectro.
- $q$  es el coeficiente de ductilidad
- $\xi$  es el coeficiente de amortiguamiento. Para estructuras de pórticos de hormigón diáfanos su valor es 4%
- El factor  $\lambda$  es el denominado factor de modificación del espectro elástico en función del amortiguamiento, para valores diferentes del 5% del crítico.

- En ac se debe introducir la aceleración de cálculo

Se definirán dos load pattern, uno para cada dirección:

2004 Eurocode8 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction  
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approximate Ct (m) =

Program Calc

User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated  
 User Specified

Max Z   
 Min Z

Parameters

Country

Ground Acceleration, ag/g

Spectrum Type

Ground Type

Soil Factor, S

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Lower Bound Factor, Beta

Behavior Factor, q

Correction Factor, Lambda

Ilustración 46. Caso carga Sismo X en Sap2000

2004 Eurocode8 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction  
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approximate Ct (m) =

Program Calc

User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated  
 User Specified

Max Z   
 Min Z

Parameters

Country

Ground Acceleration, ag/g

Spectrum Type

Ground Type

Soil Factor, S

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Lower Bound Factor, Beta

Behavior Factor, q

Correction Factor, Lambda

Ilustración 47. Caso carga Sismo Y en Sap2000

Posteriormente se define la masa sísmica (Mass source) como indica la norma. Las sobrecargas a incluir serán las definidas en el anejo de cálculo del sismo, que en este caso sólo incluye a las cargas permanentes sobre la estructura.



**Mass Source Data**

Mass Source Name: SISMO

**Mass Source**

Element Self Mass and Additional Mass  
 Specified Load Patterns

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
PESO PROPIO	1.
PESO PROPIO	1.
CARGAS MUERTAS	1.
CARGAS PERMANENTES	1.
INSTALACIONES	1.

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Ilustración 48. Masa sísmica en Sap2000

## 7. APLICACIÓN CARGAS

Para aplicar las cargas se hace uso de la herramienta “Assign Area Uniform Loads to Frames”, que consiste en aplicar las cargas por unidad de superficie en las áreas, que a su vez las reparten a las barras en función de su ámbito.

**Assign Area Uniform Loads to Frames**

**General**

Load Pattern: CARGAS MUERTAS  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Load Direction: Gravity  
 Load Distribution: One Way

**Uniform Load**

Load: 0 kN/m<sup>2</sup>

**Options**

Add to Existing Loads  
 Replace Existing Loads  
 Delete Existing Loads

Buttons: Reset Form to Default Values, OK, Close, Apply

Ilustración 49. Asignación de cargas a las shell en Sap2000

<b>TABLE: Area Loads - Uniform To Frame</b>					
<b>Area</b>	<b>LoadPat</b>	<b>CoordSys</b>	<b>Dir</b>	<b>UnifLoad</b>	<b>DistType</b>
Text	Text	Text	Text	KN/m2	Text
1	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
1	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.34	One way
1	INSTALACIONES	GLOBAL	Gravity	0.5	One way
1	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.4	One way
2	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
2	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
2	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.74	One way
2	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.89	One way
2	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-1.21	One way
2	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	1.44	One way
2	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-1.14	One way
3	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
3	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
3	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.74	One way
3	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.89	One way
3	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-1.21	One way
3	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	1.44	One way
3	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-1.14	One way
4	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
4	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
4	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.74	One way
4	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.89	One way
4	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-1.21	One way
4	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	1.44	One way
4	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-1.14	One way
5	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
5	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
5	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.74	One way
5	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.89	One way
5	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-1.21	One way
5	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	1.44	One way
5	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-1.14	One way
6	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
6	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
6	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.57	One way
6	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.52	One way
6	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	0.52	One way
6	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-0.71	One way
6	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-0.71	One way
7	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.15	One way
7	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
7	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.57	One way

7	VIENTO X-X pressure	GLOBAL	Gravity	0.52	One way
7	VIENTO Y-Y pressure	GLOBAL	Gravity	0.52	One way
7	VIENTO X-X suction	GLOBAL	Gravity	-0.71	One way
7	VIENTO Y-Y suction	GLOBAL	Gravity	-0.71	One way
8	CARGAS PERMANENTES	GLOBAL	Gravity	0.49	One way
8	CARGAS MUERTAS	GLOBAL	Gravity	0.2	One way
8	INSTALACIONES	GLOBAL	Gravity	0.5	One way
8	NIEVE/MANT	GLOBAL	Gravity	0.4	One way
9	VIENTO +XX	GLOBAL	Y	-0.45	One way
9	VIENTO -XX	GLOBAL	Y	-0.45	One way
9	VIENTO +YY	GLOBAL	Y	0.54	One way
9	VIENTO -YY	GLOBAL	Y	-0.23	One way
10	VIENTO +XX	GLOBAL	Y	0.45	One way
10	VIENTO -XX	GLOBAL	Y	0.45	One way
10	VIENTO +YY	GLOBAL	Y	0.23	One way
10	VIENTO -YY	GLOBAL	Y	-0.54	One way
11	VIENTO +XX	GLOBAL	X	0.23	One way
11	VIENTO -XX	GLOBAL	X	-0.54	One way
11	VIENTO +YY	GLOBAL	X	0.49	One way
11	VIENTO -YY	GLOBAL	X	0.49	One way
12	VIENTO +XX	GLOBAL	X	0.44	One way
12	VIENTO -XX	GLOBAL	X	-0.21	One way
12	VIENTO +YY	GLOBAL	X	-0.34	One way
12	VIENTO -YY	GLOBAL	X	-0.34	One way
15	VIENTO +XX	GLOBAL	X	0.54	One way
15	VIENTO -XX	GLOBAL	X	-0.23	One way
15	VIENTO +YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
15	VIENTO -YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
16	VIENTO +XX	GLOBAL	X	0.54	One way
16	VIENTO -XX	GLOBAL	X	-0.23	One way
16	VIENTO +YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
16	VIENTO -YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
17	VIENTO +XX	GLOBAL	X	0.54	One way
17	VIENTO -XX	GLOBAL	X	-0.23	One way
17	VIENTO +YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
17	VIENTO -YY	GLOBAL	X	-0.49	One way
18	VIENTO +XX	GLOBAL	Y	-0.49	One way
18	VIENTO -XX	GLOBAL	Y	-0.49	One way
18	VIENTO +YY	GLOBAL	Y	0.43	One way
18	VIENTO -YY	GLOBAL	Y	-0.18	One way
19	VIENTO +XX	GLOBAL	Y	0.49	One way
19	VIENTO -XX	GLOBAL	Y	0.49	One way
19	VIENTO +YY	GLOBAL	Y	0.18	One way
19	VIENTO -YY	GLOBAL	Y	-0.43	One way

Tabla 12. Cargas aplicadas a cada shell en Sap2000

TABLE: Area Section Assignments		
Area	Section	MatProp
Text	Text	Text
1	CUBIERTA OFICINAS	Default
2	MARQUESINAS B-C	Default
3	MARQUESINAS B-C	Default
4	MARQUESINAS B-C	Default
5	MARQUESINAS B-C	Default
6	MARQUESINAS A	Default
7	MARQUESINAS A	Default
8	CUBIERTA NAVE	Default
9	CERRAMIENTOS	Default
10	CERRAMIENTOS	Default
11	CERRAMIENTOS	Default
12	CERRAMIENTOS	Default
15	CERRAMIENTOS	Default
16	CERRAMIENTOS	Default
17	CERRAMIENTOS	Default
18	CERRAMIENTOS	Default
19	CERRAMIENTOS	Default

*Tabla 13. Numeración de áreas en Sap2000*

## 8. ANÁLISIS

Análisis tridimensional con los 6 grados de libertad. Uno de los pasos previos antes de rodar el programa, es el de dividir los pilares en varios tramos, de esta forma nos proporciona el armado necesario en cada uno de ellos, para poder optimizar la armadura.

## 9. RESULTADOS

Los resultados que interesan son, fundamentalmente:

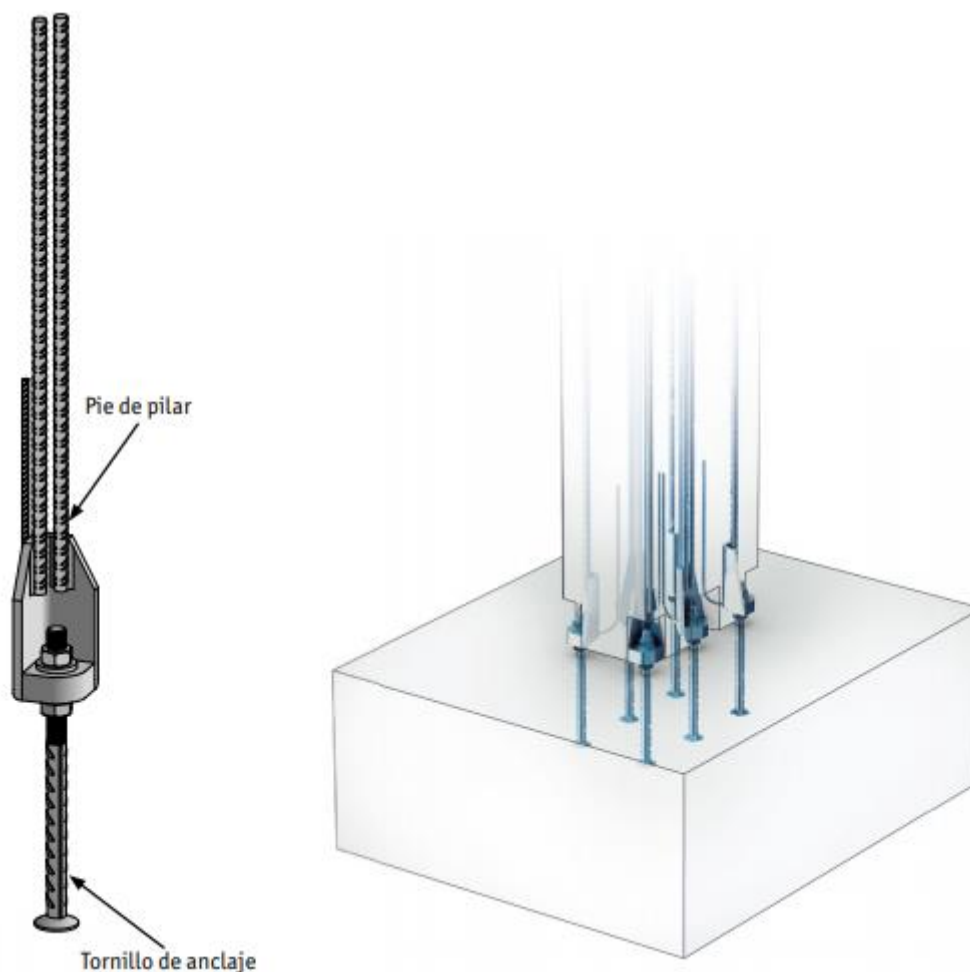
- Desplazamientos en cabeza de pilares
- Reacciones para el cálculo de la cimentación
- Armadura longitudinal de los pilares
- Envoltentes de esfuerzos en los pilares

Estos se mostrarán en los anejos que correspondan.

## VI. ANEJO UNIÓN A CIMENTACIÓN

Esta conexión se realizará mediante sistema atomillado, el cual asegura una conexión rígida entre el pilar prefabricado y la cimentación.

El sistema está formado por el pie de pilar y el tornillo de anclaje, el primero embebido durante la fabricación del pilar y el segundo hormigonado junto con la cimentación. La conexión se realiza mediante tuercas y, una vez nivelado y ajustado el pilar, se hormigona la junta para asegurar la conexión. Todo ello asegura que se comporte como una estructura de hormigón armado tradicional.



*Ilustración 50. Unión a cimentación tornillo-zapata [7]*

Los pies de pilar se colocan en la parte inferior del pilar junto con la armadura principal, mientras que el tornillo de anclaje, en este caso, van colocados en la zapata.

La capacidad de un único pie de pilar es igual que la capacidad del tornillo de anclaje correspondiente. El primero a su vez, será dimensionado en función de la armadura principal del pilar, para que tenga la capacidad de resistir los esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes.

Se pueden utilizar tantos tornillos sean necesarios en cada pilar para que tengan la capacidad necesaria para los esfuerzos transmitidos.

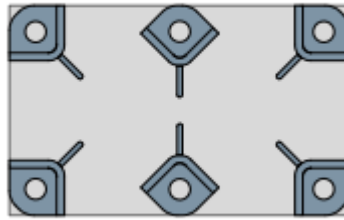


Ilustración 51. Disposición tornillos en base pilar

## 1. PIE DE PILAR

### 1.1. Comportamiento estructural

#### 1.1.1. Condiciones temporales

Durante la fase de montaje, los esfuerzos a soportar por la conexión son principalmente el peso propio del pilar y el momento y cortante causados por una carga de viento. Como en este punto aún no está hormigonada la junta, será el tornillo el responsable de soportar todos estos esfuerzos, por ello deben comprobarse a pandeo y flexión.

Una vez hormigonada la junta no se puede colocar ninguna pieza sobre el pilar hasta que ésta haya endurecido. La resistencia del mortero de relleno deberá ser, al menos, igual que la resistencia del hormigón del pilar.

#### 1.1.2. Condiciones finales

Tras la fase de montaje, una vez que la junta haya adquirido la dureza óptima, la conexión actúa como una estructura de hormigón armado convencional, es decir, monólicamente, que resistirán todos los esfuerzos de la fase final.

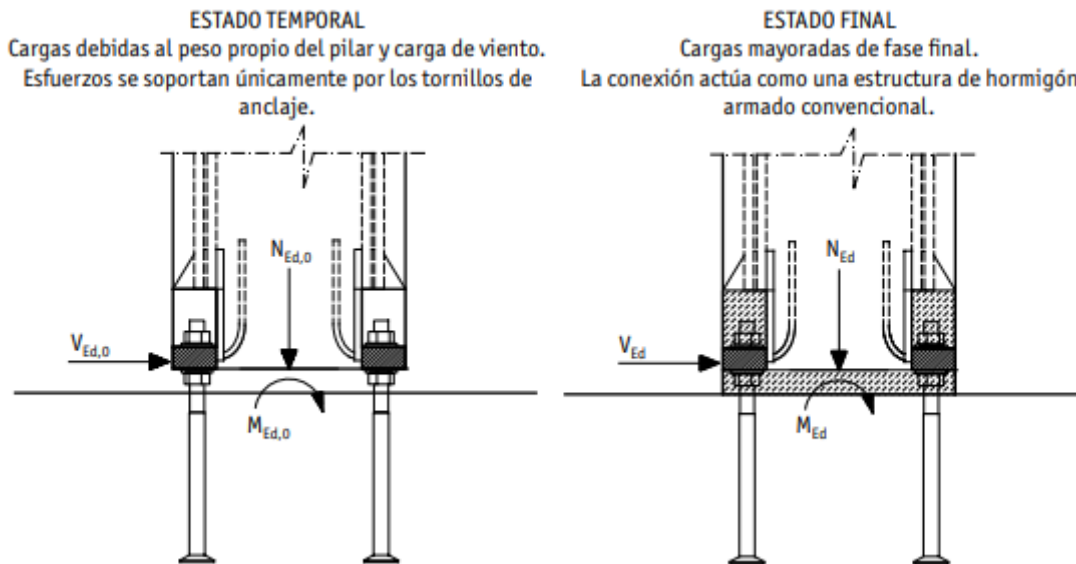
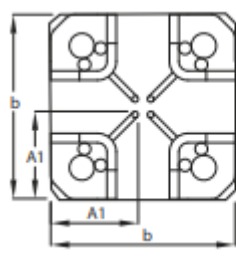


Ilustración 52. Estados temporal y final en conexión [7]

### 1.2. Dimensiones mínimas

Según proveedor, los pilares tienen que cumplir con unas dimensiones mínimas, además de una separación mínima entre tornillos, que se exponen a continuación:



	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
<b>A1</b>	115	120	125	140	180
<b>b<sub>min</sub></b>	230	240	250	280	360

Ilustración 53. Dimensiones mínimas a tener en cuenta en la conexión [7]

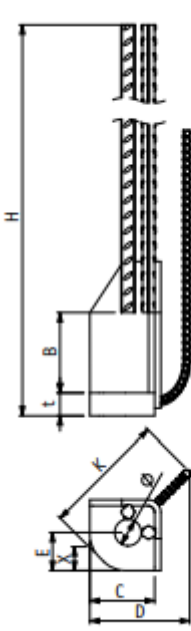
En cualquier caso, los pilares del proyecto cumplen con las dimensiones mínimas, y se diseñará la conexión para que también cumpla con el requerimiento de separación entre tornillos.

### 1.3. Propiedades de los pie de pilar

Están formados por pletinas metálicas y barras corrugadas de las siguientes calidades:

<b>Pletinas metálicas</b>	S355J2+N	EN 10025-2
<b>Barras corrugadas</b>	BSt500S	EN 10080
	BSt500S	DIN 488-1

Tienen las dimensiones siguientes:



	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39	Tolerancias producción
<b>B</b>	85	95	105	120	150	+3, -0
<b>C</b>	75	80	85	90	110	+2, -0
<b>D</b>	115	120	125	140	180	
<b>E</b>	50	50	50	50	60	± 1
<b>H</b>	725	875	1105	1430	1885	± 10
<b>K</b>	135	145	150	175	225	
<b>t</b>	15	20	30	45	50	
<b>X</b>	30	30	30	30	37	
<b>Ø</b>	28	31	35	40	55	+2, -0
<b>peso</b>	2,1	3,7	6,5	13,4	26,4	
<b>Color</b>	Amarillo	Azul	Gris	Verde	Naranja	

Ilustración 54. Dimensiones tornillos pie de pilar [7]

### 1.4. Capacidades

Pie de Pilar	Tornillo de Anclaje	$N_{rd}$ [kN]	
HPKM 16	HPM 16	62	
HPKM 20	HPM 20	96	
HPKM 24	HPM 24	139	
HPKM 30	HPM 30	220	
HPKM 39	HPM 39	383	

	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
$V_{Rd}$ [kN]	20	31	45	72	125

Ilustración 55. Capacidad tornillos pie de pilar [7]

Con estas capacidades, hallamos la equivalencia entre el tornillo a disponer según la armadura principal del pilar:

$\varnothing$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	Capacidad (kN)
1 $\varnothing$ 16	2.01	87.42
1 $\varnothing$ 20	3.14	136.59
1 $\varnothing$ 25	4.91	213.42
2 $\varnothing$ 16	4.02	174.84
2 $\varnothing$ 20	6.28	273.18
1 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 20	5.15	224.01
1 $\varnothing$ 25+1 $\varnothing$ 20	8.05	350.01
3 $\varnothing$ 16	6.03	262.25
2 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 20	7.16	311.43
2 $\varnothing$ 20+1 $\varnothing$ 16	8.29	360.60
1 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 25	6.92	300.84

M20	M24	M30	M39
1 $\varnothing$ 16	1 $\varnothing$ 20	1 $\varnothing$ 25	1 $\varnothing$ 20+1 $\varnothing$ 16
		2 $\varnothing$ 16	2 $\varnothing$ 20
			1 $\varnothing$ 20+1 $\varnothing$ 25
			3 $\varnothing$ 16
			2 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 20
			2 $\varnothing$ 20+1 $\varnothing$ 16
			1 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 25

Tabla 14. Equivalencia capacidad tornillos



## 2. TORNILLO DE ANCLAJE

En este caso se optará por un tipo de tornillo con cabeza cónica, ya que el anclaje de los mismos se consigue debido a esa cabeza, por lo que no necesitan mucha longitud y son ideales para cimentación tipo zapata.

Estos deben de tener unos valores mínimos de separación y espesor de la cimentación, que se indica en la siguiente tabla:

Tornillo de anclaje	$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	$h_{min}$ [mm]	$h_{ef}$ [mm]	$k$ [mm]
HPM 16 L	50	80	260	165	10
HPM 20 L	70	100	320	223	12
HPM 24 L	70	100	385	287	13
HPM 30 L	100	130	435	335	15
HPM 39 L	130	150	605	502	18

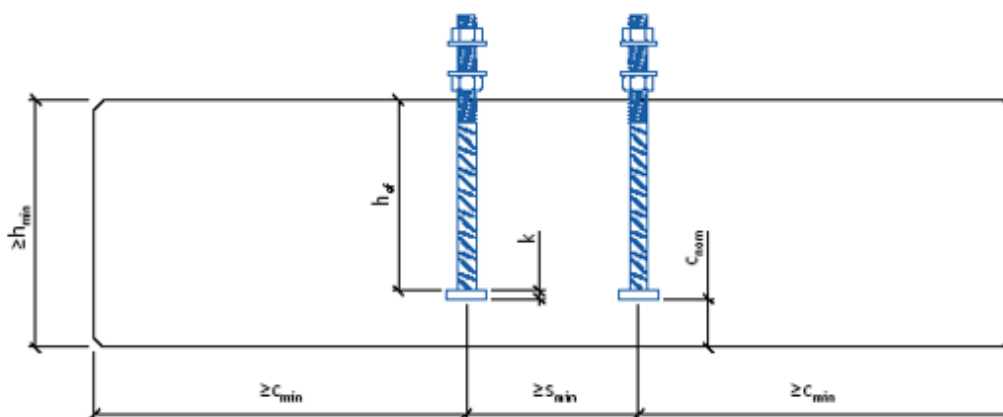
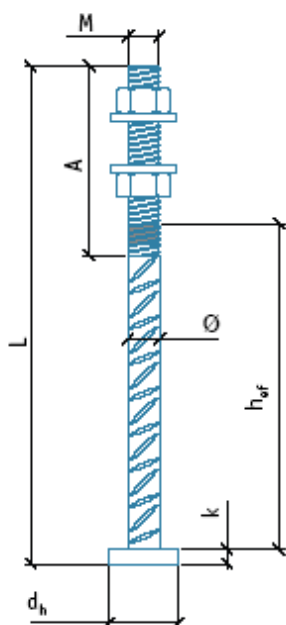


Ilustración 56. Valores mínimos de separación y espesor cimentación [7]

Las dimensiones del tornillo, son las siguientes:



	HPM 16 L	HPM 20 L	HPM 24 L	HPM 30 L	HPM 39 L
M	M16	M20	M24	M30	M39
A	140	140	170	190	200
Área efectiva de la zona roscada	157	245	352	561	976
Ø	16	20	25	32	40
L	280	350	430	500	700
Arandela	Ø 40-6	Ø 44-6	Ø 56-6	Ø 65-8	Ø 90-10
$h_{ef}$	165	223	287	335	502
$d_h$	38	46	55	70	90
k	10	12	13	15	18
Peso	0,7	1,2	2,2	4,1	9,2
Código de color	Amarillo	Azul	Gris	Verde	Naranja

Ilustración 57. Dimensiones de tornillos de anclaje [7]

## VII. ANEJO DISEÑO DE PILARES

El diseño del armado longitudinal de los pilares ha sido realizado analizando la envolvente de esfuerzos y armados propuestos por el software *SAP2000*.

Los armados obtenidos por *SAP2000* se han determinado por las combinaciones de cálculo en ELU, presentando en la presente memoria técnica únicamente los valores de armado correspondientes a la combinación pésima.

El armado transversal será calculado para el máximo valor de cortante de ambas direcciones, obtenido de las envolventes de ELU. Dicho cálculo se llevará a cabo según artículo 44.2 de la EHE-08, en el cual se indica:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

$V_{rd}$ : *esfuerzo cortante de diseño*

$V_{u1}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por compresión*

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

que para el caso en que se desprecie el efecto favorable de las compresiones, el ángulo de los cercos sea  $90^\circ$  y se adopte como ángulo de las bielas a compresión  $45^\circ$ , se simplifica a:

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por tracción*

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

que para el caso en que se desprecie el efecto favorable de las compresiones, el ángulo de los cercos sea  $90^\circ$  y se adopte como ángulo de las bielas a compresión  $45^\circ$ , se simplifica a:

$$V_{cu} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot A_{sy} \cdot f_{yd}$$

En todo caso, con una cuantía mínima según:

$$\sum \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

Los armados longitudinales y transversales cumplirán con las disposiciones marcadas en la EHE-08 en su artículo 42.3:

- Para poder tener en cuenta la armadura pasiva a compresión, éstas deben ir sujetas por estribos cuya separación y diámetro tiene que cumplir:
  - o  $s_t \leq 15 \cdot \emptyset_{min}$  y en cualquier caso  $s_t \leq 30 \text{ cm}$
  - o  $\emptyset_{trans} \geq 1/4 \cdot \emptyset_{max}$
- La armadura longitudinal, y de piel dado el caso, debe quedar distribuida convenientemente para que no resulten zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre barras y/o grupos de barras debe tener un máximo de 30 cm.
- En el caso de que haya armadura no sólo en las esquinas del pilar, sino a lo largo de las caras de este, habrá que disponer horquillas que arriostren eficazmente la armadura longitudinal

Al tratarse de una obra sísmica, aunque la NCSE-02 no especifica condiciones particulares para  $ac < 0.12g$ , se aplicarán por criterios de diseño y seguridad lo establecido en el punto 4.5.3.1 *Reglas generales de soportes* de la citada norma, que indica que en la zona del extremo del pilar, en una longitud de al menos dos cantos, se dispondrán cercos de al menos 6mm, y

con una separación no mayor que:

- $c/3$ ; siendo  $c$  la dimensión mínima del pilar
- 0.15m si la armadura longitudinal dispuesta es  $\geq \varnothing 16$

Tanto para flexión como cortante se respetan las condiciones mínimas geométricas y mecánicas impuestas por la normativa vigente.

A partir de la obtención de cuantías de armado en SAP2000, para cada pilar y cada sección de los mismos, se agrupan los pilares en varios 'armados tipos', de forma que, a partir de la envolvente de máximo armado de cada sección de la columna de 'armado tipo' se adopte una disposición de armado longitudinal mediante barras corrugadas y transversal mediante estribos corrugados, que esté del lado de la seguridad para cada *Grupo de Pilares* con 'armados tipos' unificados. Los grupos creados son los siguientes:

- Grupo 01: Laterales (50x60)
- Grupo 02: Centrales (50x60)
- Grupo 03: Hastial Oficinas (50x60)
- Grupo 04: Hastial Muelles (50x70)
- Grupo 05: Oficinas (50x50)
- Grupo 06: Marquesinas (50x60)

Esta clasificación se ha realizado en función de la geometría, posición y cargas aplicadas, ya que tienen entre sí un armado similar, y se optimiza de esta forma la disposición de armadura en el pilar. El replanteo de pilares queda de la siguiente manera:

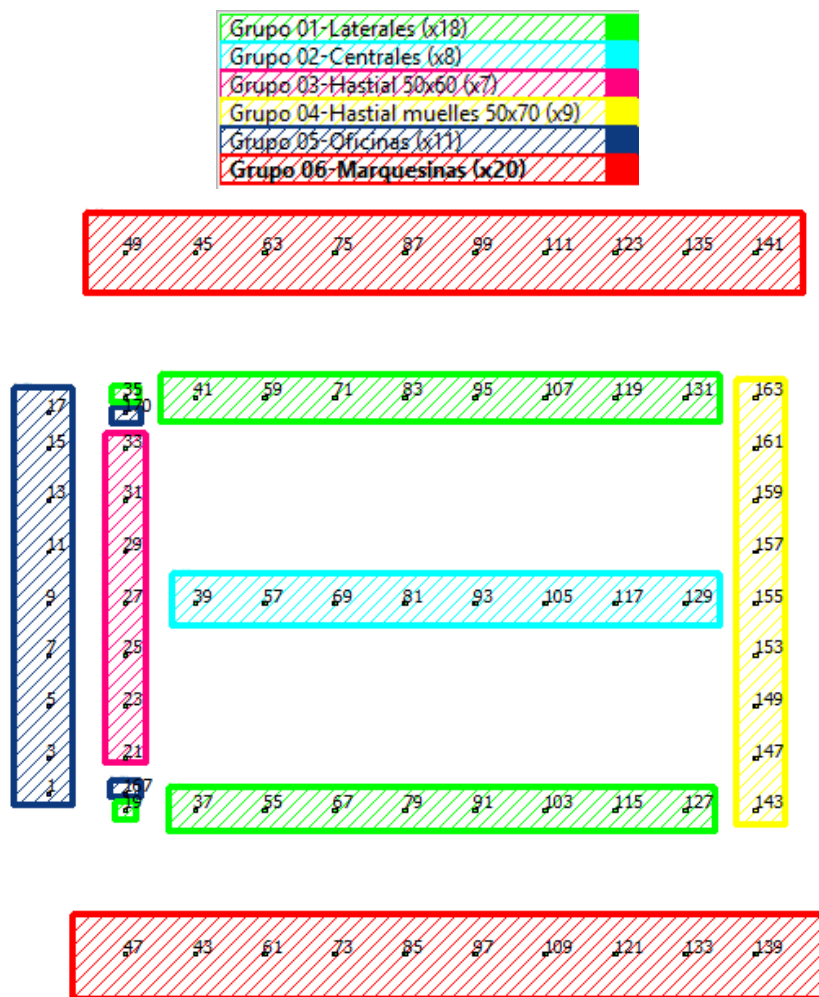


Ilustración 58. Distribución de grupos de armados de pilares

Cada pilar ha sido dividido en varias barras, de forma que pueda optimizarse el armado a medida que los esfuerzos de flexión vayan disminuyendo a lo largo del mismo. El programa propone para cada tramo la armadura necesaria para cumplir con los esfuerzos últimos.

En algunos casos, la armadura necesaria es menor a la mínima exigida por la EHE, por ello se dispondrá, al menos, la armadura mínima según la tabla 42.3.5 de la EHE-08, que establece, para pilares armados con aceros con  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ :

$$A_{min} = 4‰ \cdot A_c$$

En los casos que haya cortes de barras, éstos cumplirán con los criterios de anclaje prescritos en el artículo 69.5 de la EHE, y se buscará que sean proporcionales a 12 m y 14 m, ya que son las longitudes estándar de las barras corrugadas en el mercado.

Las longitudes de anclaje, para distintos diámetros de barras son los siguientes:

$$l_{b,l} = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing$$

m (fck=40;fy=500)		1.1
$\varnothing$ (mm)	Long anclaje (mm)	
12	300	
16	400	
20	500	
25	687.5	

A continuación, se analiza grupo por grupo las envolventes armado aportado por el programa, la armadura dispuesta y el número y tipo de tornillos a cimentación.

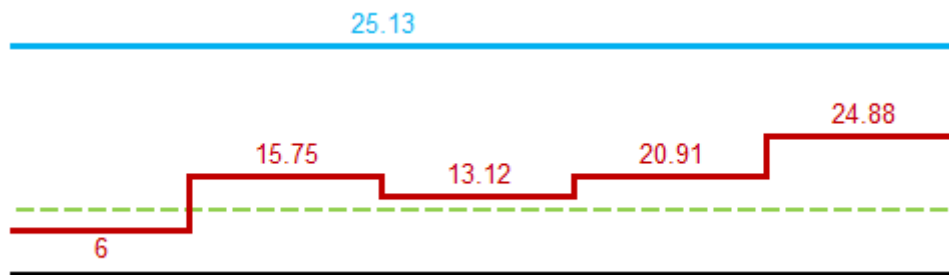
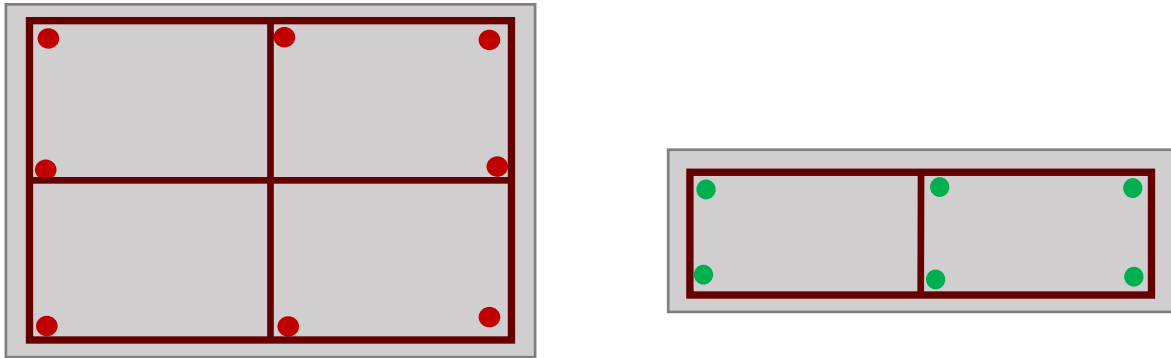
### Grupo 01: Laterales

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )
0.00-2.30	24.88	12
2.30-4.60	20.91	12
4.60-6.90	13.12	12
6.90-8.65	15.75	12
8.65-10.40	6	12

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-10.40	25.13 cm <sup>2</sup>	8 $\varnothing$ 20	8 M-24

<i>Bayoneta</i>		
tramos (m)	Arm SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )
0.00-1.50	10.05	4.8

<i>Bayoneta</i>		
tramos (m)	A dispuesta	
0.00-1.50	12.06 cm <sup>2</sup>	6 $\varnothing$ 16



El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 52.59 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	600
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	500
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	450
As(cm2)	25.13
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1
$\xi$	1.67
$\rho$	0.0112
Vd,max (kN)	52.59
Vu1 (kN)	1800
Vcu (kN)	133.06

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm2	
fct,m·b0/7.5	233.92	
As	5.38 cm2/m	eØ8 c/20 cm

El cortante máximo de diseño en la bayoneta:

$$V_{rd} = 19.31 \text{ kN}$$

b (mm)	200
h (mm)	600
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	200
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	150
As(cm2)	12.06
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1
$\xi$	2.00
$\rho$	0.0402
Vd,max (kN)	19.31
Vu1 (kN)	240
Vcu (kN)	32.63

fct,m	3.51 N/mm2	
fct,m·b0/7.5	93.57	
As	2.15 cm2/m	eØ8 c/ 24 cm

**TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm2
294	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.4485
294	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.5336
294	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.6168
297	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.4485
297	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.5336
297	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.6168
300	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.7214
300	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.8007
300	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8784
303	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.7214
303	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.8007

303	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8784
306	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
306	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
306	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
309	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
309	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
309	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
312	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
312	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
312	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
315	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
315	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
315	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
318	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
318	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
318	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
321	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
321	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
321	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
324	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
324	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
324	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
327	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
327	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
327	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
330	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
330	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
330	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
333	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
333	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
333	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
336	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.6732
336	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.7541
336	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8332
339	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.6732
339	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.7541
339	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8332
342	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.7214
342	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.8007
342	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.8784
345	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.7214
345	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.8007
345	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.8784
						24.8784
295	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	20.5574

295	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	20.7345
295	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	20.9062
298	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	20.5574
298	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	20.7345
298	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	20.9062
301	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.2804
301	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.5922
301	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.8904
304	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	15.2804
304	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	15.5922
304	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	15.8904
307	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
307	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
307	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
310	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1679
310	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	15.4827
310	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	15.7837
313	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
313	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
313	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
316	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1679
316	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	15.4827
316	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	15.7837
319	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
319	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
319	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
322	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	15.1679
322	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	15.4827
322	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	15.7837
325	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
325	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
325	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
328	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1679
328	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	15.4827
328	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	15.7837
331	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
331	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
331	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
334	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	15.1679
334	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	15.4827
334	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	15.7837
337	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.1679
337	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.4827
337	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.7837
340	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1679
340	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	15.4827



340	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	15.7837
343	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	15.2804
343	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	15.5922
343	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	15.8904
346	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.2804
346	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	15.5922
346	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	15.8904
						20.9062
296	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	12.1517
296	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5429
296	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5437
296	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	12.6495
296	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	13.1221
299	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	12.1517
299	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5429
299	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5437
299	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	12.6495
299	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	13.1221
302	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	12.046
302	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.4769
302	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8865
305	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	12.046
305	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-905	12.4769
305	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	12.8865
308	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	11.9644
308	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.3971
308	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-908	12.8084
311	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	11.9644
311	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.3971
311	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8084
314	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	11.9644
314	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.3971
314	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8084
317	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	11.9644
317	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.3971
317	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8084
320	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	11.9644
320	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.3971
320	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8084
323	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	11.9644
323	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-905	12.3971
323	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	12.8084
326	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	11.9644
326	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	12.3971
326	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8084

329	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	11.9644
329	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.3971
329	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8084
332	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	11.9644
332	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.3971
332	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8084
335	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	11.9644
335	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.3971
335	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8084
338	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	11.9644
338	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	12.3971
338	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8084
341	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	11.9644
341	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.3971
341	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8084
344	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	12.046
344	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	12.4769
344	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	12.8865
347	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	12.046
347	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	12.4769
347	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	12.8865

13.1221
---------

254	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
254	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
254	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
258	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	15.1923
258	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-905	15.4773
258	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-905	15.7519
260	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1923
260	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-907	15.4773
260	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.7519
262	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
262	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-905	15.0932
262	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-905	15.3809
264	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	14.8215
264	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-908	15.0932
264	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.3809
266	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
266	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-906	15.0932
266	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-906	15.3809
268	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	14.8215
268	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-908	15.0932

268	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-908	15.3809
270	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
270	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-906	15.0932
270	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-906	15.3809
272	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-908	14.8215
272	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-908	15.0932
272	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-908	15.3809
274	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
274	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-906	15.0932
274	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-905	15.3809
276	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	14.8215
276	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-907	15.0932
276	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.3809
278	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
278	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-906	15.0932
278	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-905	15.3809
280	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	14.8215
280	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-908	15.0932
280	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.3809
282	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	14.8215
282	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-905	15.0932
282	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-905	15.3809
284	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	14.8215
284	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-907	15.0932
284	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.3809
286	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	15.1923
286	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-906	15.4773
286	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-906	15.7519
288	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	15.1923
288	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-907	15.4773
288	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-907	15.7519
						15.7519
255	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
255	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
255	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
259	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
259	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
259	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
261	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
261	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
261	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
263	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6

263	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
263	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
265	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
265	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
265	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
267	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
267	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
267	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
269	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
269	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
269	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
271	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
271	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
271	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
273	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
273	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
273	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
275	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
275	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
275	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
277	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
277	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
277	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
279	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
279	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
279	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
281	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
281	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
281	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
283	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
283	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
283	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
285	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
285	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
285	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
287	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
287	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
287	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
289	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
289	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
289	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6

6

Tabla 15. Envolvente cm2 de armadura Grupo 01 de pilares

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004						
Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea

Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm2
10	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	6.3896
10	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	6.4082
10	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	6.4267
10	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	6.4451
10	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	6.4634
10	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	6.4815
10	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	6.4996
10	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-14	6.5175
10	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	6.5368
107	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	6.3896
107	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	6.4082
107	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	6.4267
107	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	6.4451
107	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	6.4634
107	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	6.4815
107	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	6.4996
107	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-16	6.5175
107	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	6.5368
110	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0228
110	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
110	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
110	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
110	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
110	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
110	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
110	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
110	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
128	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0228
128	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
128	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
128	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
128	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
128	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
128	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
128	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
128	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
139	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229
139	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
139	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
139	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
139	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
139	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
139	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
139	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
139	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536

140	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
140	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
140	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
140	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
140	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
140	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
140	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
140	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
140	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
141	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229
141	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
141	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
141	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
141	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
141	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
141	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
141	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
141	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
142	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
142	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
142	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
142	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
142	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
142	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
142	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
142	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
142	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
143	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229
143	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
143	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
143	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
143	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
143	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
143	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
143	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
143	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
144	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
144	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
144	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
144	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
144	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
144	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
144	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
144	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
144	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
145	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229

145	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
145	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
145	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
145	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
145	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
145	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
145	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
145	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
146	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
146	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
146	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
146	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
146	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
146	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
146	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
146	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
146	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
147	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229
147	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
147	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
147	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
147	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
147	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
147	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
147	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
147	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
148	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
148	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
148	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
148	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
148	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
148	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
148	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
148	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
148	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
149	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0229
149	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
149	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
149	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
149	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
149	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
149	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
149	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
149	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
150	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0229
150	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265

150	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
150	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
150	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
150	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
150	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
150	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
150	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
151	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-14	10.0228
151	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-14	10.0265
151	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-14	10.0301
151	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-14	10.0337
151	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-14	10.0372
151	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-14	10.0408
151	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-14	10.0444
151	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-13	10.0484
151	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-13	10.0536
152	bay 60x20	Column	Design	0	ELU-16	10.0228
152	bay 60x20	Column	Design	18.75	ELU-16	10.0265
152	bay 60x20	Column	Design	37.5	ELU-16	10.0301
152	bay 60x20	Column	Design	56.25	ELU-16	10.0337
152	bay 60x20	Column	Design	75	ELU-16	10.0372
152	bay 60x20	Column	Design	93.75	ELU-16	10.0408
152	bay 60x20	Column	Design	112.5	ELU-16	10.0444
152	bay 60x20	Column	Design	131.25	ELU-15	10.0484
152	bay 60x20	Column	Design	150	ELU-15	10.0536
						10.0536

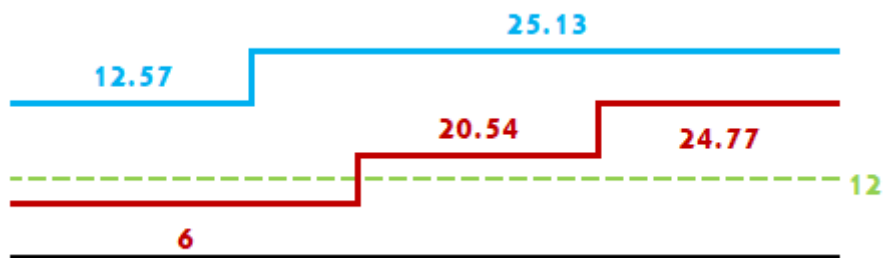
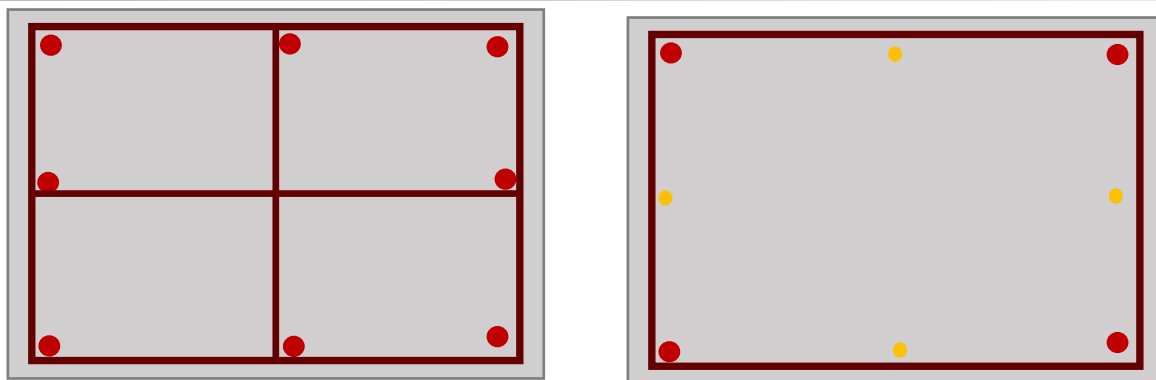
Tabla 16. Envolvente cm<sup>2</sup> de armadura Bayonetas de pilares

### Grupo 02: Centrales

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )
0.00-2.08	24.77	12
2.08-4.16	20.54	12
4.16-6.24	6.00	12
6.24-8.32	6.00	12
8.32-10.40	6.00	12

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-6.00	25.13 cm <sup>2</sup>	8Ø20	8 M-24
6.00-10.40	12.57 cm <sup>2</sup>	4Ø20+4Ø8	





El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 49.47 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	600
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	500
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	450
As(cm2)	25.13
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1
$\xi$	1.67
$\rho$	0.0112
Vd,max (kN)	49.47
Vu1 (kN)	1800
Vcu (kN)	133.06

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm2	
fct,m·b0/7.5	233.92	
As	5.38 cm2/m	eØ8 c/ 20 cm

<b>TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004</b>						
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>DesignType</b>	<b>DesignOpt</b>	<b>Location</b>	<b>PMMCombo</b>	<b>PMMArea</b>
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm2
354	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6463
354	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7123
354	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.777
359	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6378
359	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7038
359	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
364	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-903	24.6378
364	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-903	24.7038
364	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
369	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6378
369	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7038
369	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
374	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6378
374	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7038
374	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
379	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6378
379	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7038
379	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
384	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-903	24.6378
384	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7038
384	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.7686
389	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	24.6463
389	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	24.7123
389	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	24.777
						24.777
355	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-903	20.2652
355	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-903	20.4066
355	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-903	20.5435
360	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2533
360	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.3947
360	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5315
365	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2533
365	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.3947
365	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5315
370	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-903	20.2533
370	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-903	20.3947
370	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-903	20.5315
375	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2533
375	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.3947
375	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5315
380	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2533

380	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.3947
380	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5315
385	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2533
385	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.3947
385	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5315
390	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-901	20.2652
390	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-901	20.4066
390	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-901	20.5435
						20.5435
356	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
356	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
356	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
361	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
361	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
361	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
366	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
366	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
366	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
371	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
371	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
371	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
376	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
376	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
376	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
381	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
381	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
381	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
386	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
386	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
386	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
391	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
391	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
391	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
						6
357	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
357	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
357	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
362	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
362	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
362	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
367	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
367	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
367	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
372	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6

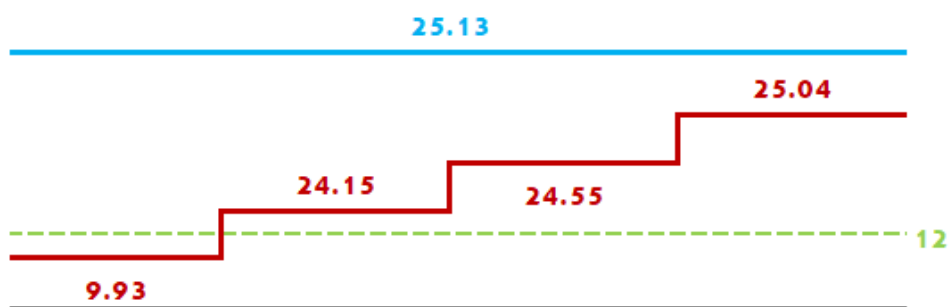
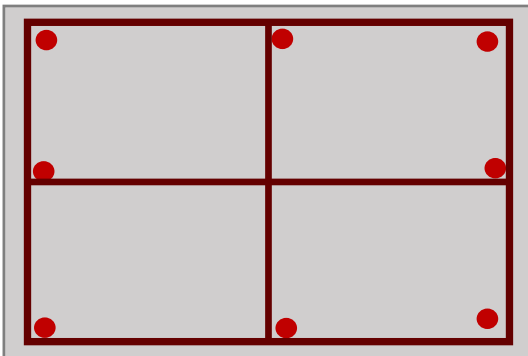
372	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
372	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
377	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
377	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
377	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
382	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
382	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
382	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
387	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
387	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
387	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
392	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
392	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
392	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
						6
358	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
358	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
358	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
363	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
363	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
363	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
368	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
368	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
368	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
373	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
373	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
373	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
378	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
378	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
378	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
383	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
383	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
383	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
388	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
388	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
388	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
393	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
393	PER 50x60	Column	Design	104	ELU-01	6
393	PER 50x60	Column	Design	208	ELU-01	6
						6

Tabla 17. Envolvente cm2 de armadura Grupo 02 de pilares

**Grupo 03: Hastial Oficinas (50x60)**

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )
0.00-2.30	25.04	12
2.30-4.60	24.55	12
4.60-7.5	24.15	12
7.5-10.40	9.93	12

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-10.40	25.13 cm <sup>2</sup>	8Ø20	8 M-24



El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 19.05 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	600
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	500
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	450
As(cm <sup>2</sup> )	25.13
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1

$\xi$	1.67
$\rho$	0.0112
Vd,max (kN)	19.05
Vu1 (kN)	1800
Vcu (kN)	133.06

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm <sup>2</sup>	
fct,m·b <sub>0</sub> /7.5	233.92	
As	5.38 cm <sup>2</sup> /m	eØ8 c/ 20 cm

**TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm <sup>2</sup>
294	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.4485
294	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.5336
294	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.6168
297	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.4485
297	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.5336
297	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.6168
429	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.7614
429	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.8357
429	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.9085
433	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	24.9021
433	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-17	24.9739
433	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-17	25.0442
437	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	24.9009
437	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-17	24.9727
437	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-17	25.043
441	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.8994
441	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.9712
441	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	25.0414
445	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	24.9009
445	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-17	24.9727
445	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-17	25.043
449	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	24.9021
449	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-17	24.9739
449	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-17	25.0442
453	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	24.7614
453	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	24.8357

453	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	24.9085
						25.0442
295	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	20.5574
295	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	20.7345
295	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	20.9062
298	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	20.5574
298	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	20.7345
298	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	20.9062
430	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.2357
430	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.3254
430	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.4131
434	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.3745
434	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.4614
434	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.5464
438	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.3739
438	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.4608
438	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.5459
442	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	24.3739
442	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	24.4608
442	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	24.5458
446	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.3739
446	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.4608
446	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.5459
450	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.3745
450	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.4614
450	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.5464
454	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	24.2357
454	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	24.3254
454	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	24.4131
						24.5464
296	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	12.1517
296	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5429
296	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5437
296	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	12.6495
296	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	13.1221
299	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	12.1517
299	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5429
299	PER 50x60	Column	Design	90	ELU-10	12.5437
299	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-10	12.6495
299	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-10	13.1221
431	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	23.9215
431	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	24.033
431	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	24.1408
435	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	23.9364

435	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-17	24.0475
435	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-17	24.155
439	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	23.9357
439	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-17	24.0467
439	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-17	24.1542
443	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	23.9345
443	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	24.0455
443	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	24.153
447	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	23.9357
447	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-17	24.0467
447	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-17	24.1542
451	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-17	23.9364
451	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-17	24.0475
451	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-17	24.155
455	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	23.9215
455	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	24.033
455	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	24.1408
						24.155
254	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
254	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
254	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
255	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
255	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
255	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
256	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	87.5	ELU-01	6
257	PER 50x60	Column	Design	175	ELU-01	6
432	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	8.2219
432	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	9.0836
432	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	9.8849
436	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	8.2768
436	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	9.1347
436	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	9.9324
440	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	8.2781
440	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	9.1358
440	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	9.9334
444	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	8.2783
444	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	9.1359
444	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	9.9335
448	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-10	8.2781
448	PER 50x60	Column	Design	145	ELU-10	9.1358
448	PER 50x60	Column	Design	290	ELU-10	9.9334



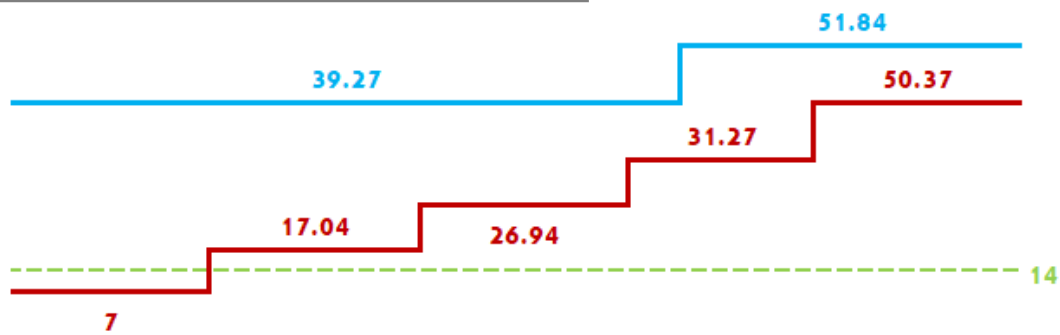
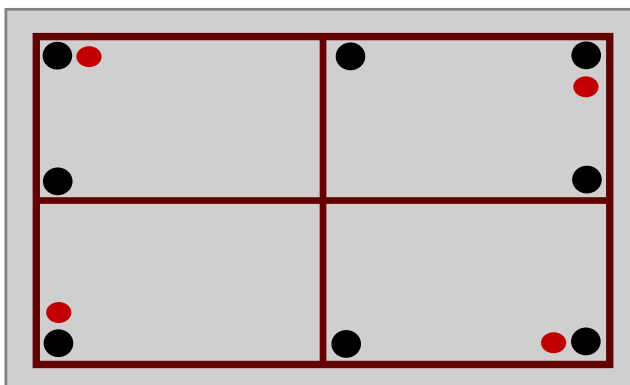
452	PER 50x60	Column	Design	0 ELU-10	8.2768
452	PER 50x60	Column	Design	145 ELU-10	9.1347
452	PER 50x60	Column	Design	290 ELU-10	9.9324
456	PER 50x60	Column	Design	0 ELU-10	8.2219
456	PER 50x60	Column	Design	145 ELU-10	9.0836
456	PER 50x60	Column	Design	290 ELU-10	9.8849
					9.9335

Tabla 18. Envoltente cm2 de armadura Grupo 03 de pilares

**Grupo 04: Hastial Muelles (50x70)**

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm2)	A min (cm2)
0.00-2.24	50.37	14
2.24-4.48	31.27	14
4.48-6.72	26.94	14
6.72-8.96	17.04	14
8.96-11.20	7.00	14

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-3.00	51.84 cm2	8Ø25+4Ø20	4 M-39 esq.+ 4 M-30
3.00-11.20	39.27 cm2	8Ø25	



El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 85.82 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	700
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	500
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	450
As(cm2)	51.84
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1
$\xi$	1.67
$\rho$	0.0230
Vd,max (kN)	85.82
Vu1 (kN)	1800
Vcu (kN)	169.39

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm2	
fct,m·b0/7.5	233.92	
As	5.38 cm2/m	e $\varnothing$ 8 c/ 20 cm

**TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm2
348	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	27.6096
348	PER 50x70	Column	Design	80	ELU-12	27.6912
348	PER 50x70	Column	Design	80	ELU-12	27.6918
348	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-12	27.7404
348	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	27.8672
351	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	27.6096
351	PER 50x70	Column	Design	80	ELU-12	27.6912
351	PER 50x70	Column	Design	80	ELU-12	27.6918
351	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-12	27.7404
351	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	27.8672
394	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	49.8691
394	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	50.0656
394	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	50.2604
399	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	49.9804
399	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	50.1761
399	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	50.3699

404	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	49.9746
404	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	50.1702
404	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	50.3641
409	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	49.9677
409	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	50.1633
409	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	50.3571
414	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	49.9746
414	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	50.1702
414	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	50.3641
419	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	49.9804
419	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	50.1761
419	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	50.3699
424	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	49.8691
424	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	50.0656
424	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	50.2604
						50.3699
349	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	20.9938
349	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-12	21.3263
349	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	21.6459
352	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	20.9938
352	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-12	21.3263
352	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	21.6459
395	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	31.1647
395	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	31.209
395	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	31.2525
400	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	31.1849
400	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	31.2289
400	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	31.2721
405	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	31.1836
405	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	31.2275
405	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	31.2707
410	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	31.182
410	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	31.2259
410	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	31.2691
415	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	31.1836
415	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	31.2275
415	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	31.2707
420	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	31.1849
420	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	31.2289
420	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	31.2721
425	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	31.1647
425	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	31.209
425	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	31.2525
						31.2721

350	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
350	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-01	7
350	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	7.6534
353	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
353	PER 50x70	Column	Design	128.333	ELU-01	7
353	PER 50x70	Column	Design	256.667	ELU-12	7.6534
396	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	26.6537
396	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	26.7783
396	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	26.8998
401	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	26.693
401	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	26.8166
401	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	26.9373
406	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	26.6921
406	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	26.8157
406	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	26.9364
411	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	26.6908
411	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	26.8144
411	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	26.935
416	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	26.6921
416	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	26.8157
416	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	26.9364
421	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	26.693
421	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	26.8166
421	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	26.9373
426	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	26.6537
426	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	26.7783
426	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	26.8998
						26.9373
290	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
290	PER 50x70	Column	Design	87.5	ELU-01	7
290	PER 50x70	Column	Design	175	ELU-01	7
292	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
292	PER 50x70	Column	Design	87.5	ELU-01	7
292	PER 50x70	Column	Design	175	ELU-01	7
397	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	16.0345
397	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	16.5023
397	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	16.9497
402	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	16.1282
402	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	16.592
402	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	17.0356
407	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	16.1286
407	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	16.5923
407	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	17.0358
412	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	16.1284
412	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	16.592

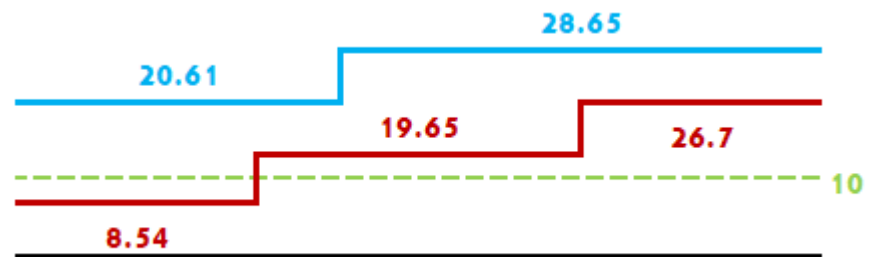
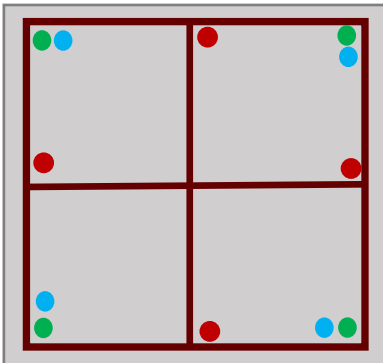
412	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	17.0355
417	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-19	16.1286
417	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-19	16.5923
417	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-19	17.0358
422	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	16.1282
422	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	16.592
422	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	17.0356
427	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-12	16.0345
427	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-12	16.5023
427	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-12	16.9497
						17.0358
291	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
291	PER 50x70	Column	Design	87.5	ELU-01	7
291	PER 50x70	Column	Design	175	ELU-01	7
293	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
293	PER 50x70	Column	Design	87.5	ELU-01	7
293	PER 50x70	Column	Design	175	ELU-01	7
398	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
398	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
398	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
403	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
403	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
403	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
408	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
408	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
408	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
413	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
413	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
413	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
418	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
418	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
418	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
423	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
423	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
423	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
428	PER 50x70	Column	Design	0	ELU-01	7
428	PER 50x70	Column	Design	112	ELU-01	7
428	PER 50x70	Column	Design	224	ELU-01	7
						7

Tabla 19. Envolvente cm2 de armadura Grupo 04 de pilares

**Grupo 05: Oficinas (50x50)**

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )
0.00-1.53	26.70	10
1.53-3.06	19.65	10
3.06-4.60	8.54	10

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-2.00	28.65 cm <sup>2</sup>	8Ø16+4Ø20	4 M-30 esq.+ 4 M-24
2.00-4.60	20.61 cm <sup>2</sup>	4Ø16+4Ø20	



El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 85.82 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	500
fcd (Mpa)	26.67
fyd (Mpa)	434.78
b0 (mm)	500
K	1
f1cd (Mpa)	16
d (mm)	450
As(cm <sup>2</sup> )	28.65
$\alpha$	90
cotg $\theta$	1
$\xi$	1.67
$\rho$	0.0127
Vd,max (kN)	85.82
Vu1 (kN)	1800
Vcu (kN)	139.01

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm2	
fct,m·b0/7.5	233.92	
As	5.38 cm2/m	eØ8 c/ 20 cm

**TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm2
457	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-12	6.7708
457	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-12	7.1617
457	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-12	7.5379
460	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-13	25.1136
460	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	25.335
460	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	25.5541
463	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-13	26.2836
463	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	26.494
463	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	26.7024
466	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-13	26.2833
466	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	26.4937
466	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	26.7021
469	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-15	26.2833
469	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	26.4937
469	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	26.7021
472	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-15	26.2833
472	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	26.4937
472	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	26.7021
475	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-15	26.2836
475	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	26.494
475	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	26.7024
478	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-15	25.1136
478	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	25.335
478	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	25.5541
481	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-12	6.7708
481	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-12	7.1617
481	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-12	7.5379
484	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-12	6.774
484	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-12	7.1646
484	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-12	7.5405
487	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-12	6.774
487	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-12	7.1646
487	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-12	7.5405
						26.7024
458	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
458	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
458	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5

461	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	19.4181
461	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	19.4751
461	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	19.5516
464	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	19.511
464	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	19.5774
464	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	19.6521
467	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	19.5106
467	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	19.5773
467	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	19.652
470	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	19.5106
470	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-13	19.5773
470	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-13	19.652
473	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	19.5106
473	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	19.5773
473	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	19.652
476	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	19.511
476	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	19.5774
476	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	19.6521
479	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	19.4181
479	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-15	19.4751
479	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-15	19.5516
482	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
482	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
482	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
485	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
485	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
485	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
488	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
488	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
488	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
						19.6521
459	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
459	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
459	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
462	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	7.8572
462	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-14	8.2048
462	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-14	8.5397
465	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	7.589
465	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-14	7.9467
465	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-14	8.2912
468	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	7.5877
468	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-16	7.9455
468	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-16	8.29
471	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	7.5877
471	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-16	7.9455



471	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-16	8.29
474	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-14	7.5877
474	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-14	7.9455
474	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-14	8.29
477	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	7.589
477	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-16	7.9467
477	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-16	8.2912
480	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-16	7.8572
480	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-16	8.2048
480	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-16	8.5397
483	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
483	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
483	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
486	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
486	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
486	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5
489	PER 50x50	Column	Design	0	ELU-01	5
489	PER 50x50	Column	Design	76.667	ELU-01	5
489	PER 50x50	Column	Design	153.333	ELU-01	5

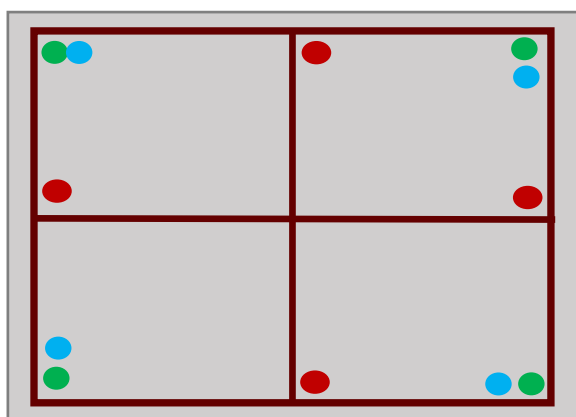
8.5397

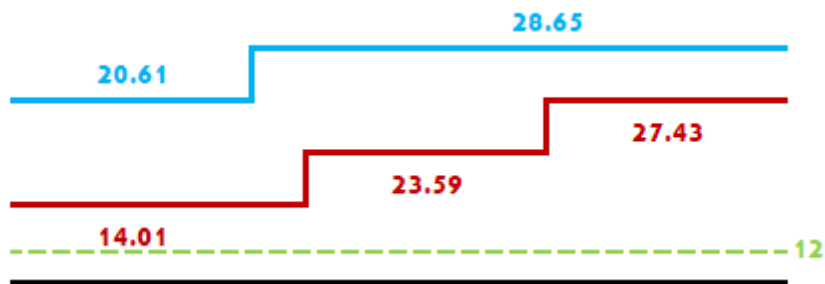
Tabla 20. Envolvente cm2 de armadura Grupo 05 de pilares

**Grupo 06: Marquesinas (50x60)**

tramos (m)	Arm SAP2000 (cm2)	A min (cm2)
0.00-2.30	27.43	12
2.30-4.60	23.59	12
4.60-6.90	14.01	12

tramos (m)	A dispuesta		Tornillos cimentación
0.00-5.00	28.65 cm2	8Ø16+4Ø20	4 M-30 esqu.+ 4 M-24
5.00-6.90	20.61 cm2	4Ø16+4Ø20	





El cortante máximo de diseño:

$$V_{rd} = 41.43 \text{ kN}$$

b (mm)	500
h (mm)	600
fcd (Mpa)	26.67
f <sub>yd</sub> (Mpa)	434.78
b <sub>0</sub> (mm)	500
K	1
f <sub>1cd</sub> (Mpa)	16
d (mm)	450
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	28.65
α	90
cotgθ	1
ξ	1.67
ρ	0.0127
V <sub>d,max</sub> (kN)	41.43
V <sub>u1</sub> (kN)	1800
V <sub>cu</sub> (kN)	139.01

Es decir:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \checkmark$$

$V_{rd} \leq V_{cu}$  ; por lo que se dispondrá la armadura mínima a cortante

fct,m	3.51 N/mm <sup>2</sup>	
fct,m·b <sub>0</sub> /7.5	233.92	
A <sub>s</sub>	5.38 cm <sup>2</sup> /m	e∅8 c/ 20 cm

**TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004**

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Location	PMMCombo	PMMArea
Text	Text	Text	Text	cm	Text	cm <sup>2</sup>
490	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9699
490	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	27.0867
490	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	27.4263
493	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9699

493	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	27.0867
493	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.4263
496	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
496	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
496	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
499	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
499	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
499	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
502	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	26.9248
502	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-905	26.9655
502	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	27.0473
505	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
505	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	26.9655
505	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
508	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9248
508	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	26.9655
508	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	27.0473
511	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
511	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	26.9655
511	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
514	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9248
514	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	26.9655
514	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	27.0473
517	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
517	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	26.9655
517	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
520	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9248
520	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	26.9655
520	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	27.0473
523	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
523	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	26.9655
523	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
526	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9248
526	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-906	26.9655
526	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	27.0473
529	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
529	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-908	26.9655
529	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
532	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-905	26.9248
532	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-905	26.9655
532	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-905	27.0473
535	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9248
535	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	26.9655
535	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.0473
538	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-906	26.9699
538	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-905	27.0867

538	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-906	27.4263
541	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-907	26.9699
541	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-907	27.0867
541	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-907	27.4263
544	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
544	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
544	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
547	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
547	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
547	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
						27.4263
491	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.4
491	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.4987
491	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.5951
494	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.4
494	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.4987
494	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.5951
497	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
497	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
497	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
500	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
500	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
500	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
503	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
503	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
503	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
506	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187
506	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
506	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
509	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
509	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
509	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
512	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187
512	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
512	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
515	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
515	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
515	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
518	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187
518	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
518	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
521	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
521	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
521	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
524	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187

524	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
524	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
527	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
527	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
527	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
530	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187
530	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
530	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
533	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.1187
533	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.2243
533	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.3274
536	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.1187
536	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.2243
536	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.3274
539	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	23.4
539	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	23.4987
539	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	23.5951
542	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	23.4
542	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	23.4987
542	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	23.5951
545	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
545	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
545	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
548	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
548	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
548	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
						23.5951
492	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	13.1722
492	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	13.6051
492	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	14.0183
495	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	13.1722
495	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	13.6051
495	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	14.0183
498	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
498	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
498	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
501	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
501	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
501	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
504	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
504	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
504	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
507	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
507	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
507	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959

510	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
510	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
510	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
513	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
513	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
513	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959
516	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
516	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
516	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
519	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
519	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
519	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959
522	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
522	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
522	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
525	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
525	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
525	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959
528	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
528	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
528	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
531	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
531	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
531	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959
534	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	11.7155
534	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	12.2179
534	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	12.6959
537	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	11.7155
537	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	12.2179
537	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	12.6959
540	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-14	13.1722
540	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-14	13.6051
540	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-14	14.0183
543	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-16	13.1722
543	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-16	13.6051
543	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-16	14.0183
546	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
546	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
546	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6
549	PER 50x60	Column	Design	0	ELU-01	6
549	PER 50x60	Column	Design	115	ELU-01	6
549	PER 50x60	Column	Design	230	ELU-01	6

14.0183

Tabla 21. Envolvente cm2 de armadura Grupo 06 de pilares

## VIII. ANEJO CÁLCULO MÉNSULAS CORTAS

El cálculo se basa en lo prescrito por la EHE-08 en su artículo 64.

Según este, la condición para ser considerada ménsula corta es que la distancia  $a_0$  sea menor o igual que el canto útil  $d$ . Además, el canto útil  $d_1$  será mayor o igual que  $0.5d$ .

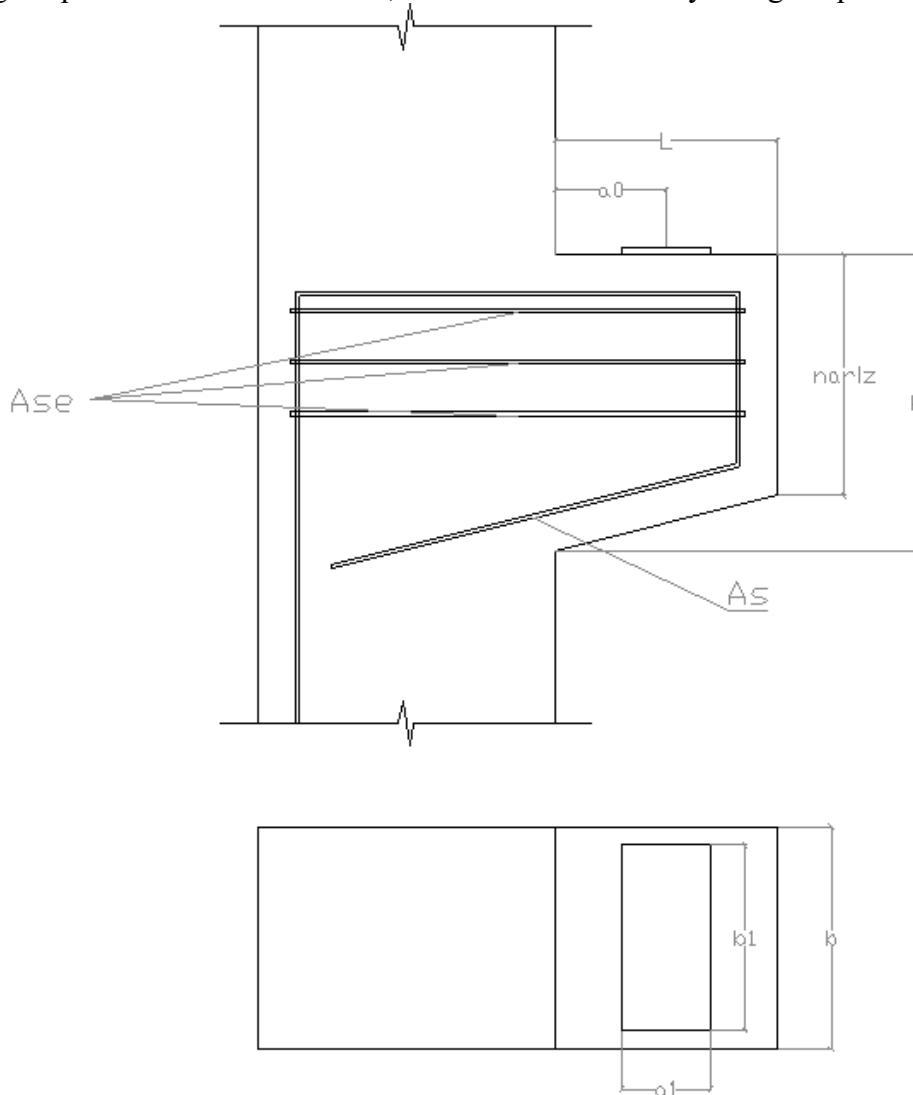


Ilustración 59. Croquis ménsulas cortas

Las ménsulas cortas, al tratarse de una región D (de tipo estática, debido a las cargas concentradas, y de tipo geométrico por el cambio brusco en su geometría), se utiliza para su cálculo el método de bielas y tirantes.

En este caso, el ángulo  $\theta$  de inclinación de las bielas, toma el valor  $\cotg\theta = 1.4$ , ya que se tratan de ménsulas hormigonadas monolíticamente con el pilar durante su fabricación.

El canto útil debe de cumplir:

$$d \geq \frac{a}{0.85} \cdot \cotg\theta$$

También se ha de comprobar la compresión localizada en el apoyo:

$$\sigma_{c1} \leq f_{1cd}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{vd}}{a_1 \cdot b_1 \cdot \cos^2 \theta}$$

$$f_{1cd} = 0.7 \cdot f_{cd}$$

La armadura principal  $A_s$ , a repartir en todo el ancho del pilar:

$$A_s = \frac{F_{vd} \cdot \operatorname{tg} \theta + F_{hd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 0.04 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd}$$

La armadura secundaria,  $A_{se}$ , a repartir en los dos primeros tercios del canto útil:

$$A_{se} = \frac{0.2 \cdot F_{vd}}{f_{yd}}$$

### MENSULAS PARA MARQUESINAS

CARGAS	
Fvd	385.70 kN
Fhd	57.86 kN

MATERIALES			
fck	40 N/mm <sup>2</sup>	yc	1.5
fcy	500 N/mm <sup>2</sup>	ys	1.15
fcd	27 N/mm <sup>2</sup>		
fyd	400 N/mm <sup>2</sup>		

NEOPRENO	
a1	15.00 cm
b1	30.00 cm

GEOMETRIA				
h	50.00 cm	canto ménsula		
L	40.00 cm	vuelo ménsula		
nariz	40.00 cm			
a0	20.00 cm	distancia al neopreno	a0 < d	ok
b	60.00 cm	ancho pilar		
d	45.00 cm	canto util	d > a0 / 0.85 * cotg tita	32.94 ok
d1	37.50 cm	canto util nariz	d1 > 0.5 * d	22.5 ok
cotg θ	1.4			

Armadura Principal	
$A_s$	8.33 cm <sup>2</sup>
$A_{s,min}$	7.20 cm <sup>2</sup>
Armadura secundaria	
$A_{se}$	1.93 cm <sup>2</sup>
Comprobación nudo	
$\sigma_{c1} \leq f_{1cd}$	
$\sigma_{c1}$	12.94 N/mm <sup>2</sup> ok
$f_{1cd}$	18.67 N/mm <sup>2</sup>



Por lo tanto, la armadura dispuesta será:

$$A_s \rightarrow 5\emptyset 16$$

$$A_{se} \rightarrow 4e\emptyset 8$$

### MENSULAS PARA OFICINAS

CARGAS	
Fvd	122.65 kN
Fhd	18.40 kN

MATERIALES			
fck	40 N/mm <sup>2</sup>	yc	1.5
fcy	500 N/mm <sup>2</sup>	ys	1.15
fcd	27 N/mm <sup>2</sup>		
fyd	400 N/mm <sup>2</sup>		

NEOPRENO	
a1	15.00 cm
b1	30.00 cm

GEOMETRIA				
h	50.00 cm	canto ménsula		
L	40.00 cm	vuelo ménsula		
nariz	40.00 cm			
a0	20.00 cm	distancia al neopreno	a0 < d	ok
b	50.00 cm	ancho pilar		
d	45.00 cm	canto util	d > a0/0.85*cotg tita	32.94 ok
d1	37.50 cm	canto util nariz	d1 > 0.5*d	22.5 ok
cotg θ	1.4			

Armadura Principal	
As	2.65 cm <sup>2</sup>
As min	6.00 cm <sup>2</sup>
Armadura secundaria	
Ase	0.61 cm <sup>2</sup>
Comprobación nudo	
σc1 ≤ f1cd	
σc1	4.12 N/mm <sup>2</sup> ok
f1cd	18.67 N/mm <sup>2</sup>

Por lo tanto, la armadura dispuesta será:

$$A_s \rightarrow 3\emptyset 16$$

$$A_{se} \rightarrow 3e\emptyset 6$$

## IX. ANEJO CÁLCULO CIMENTACION

### 1. DATOS GEOTÉCNICOS

Según el estudio geotécnico realizado en la parcela, se encuentran los siguientes niveles estratigráficos:

NIVEL 0: [0.00 a -0.40]: Rellenos granulares de explanación parcela.

NIVEL A: [-0.40 a -1.80]: Terreno vegetal, arcillas limosas de color marrón oscuro con restos de materia orgánica y raíces en la parte más superficial.

NIVEL B: [-1.80 a -5.00]: Arcillas limosas de consistencia blanda-media.

NIVEL C: [-5.00 a -15.00]: Limos arcillosos de consistencia media-mura.

Además, el emplazamiento donde se ubicará la nave apenas presenta desnivel.

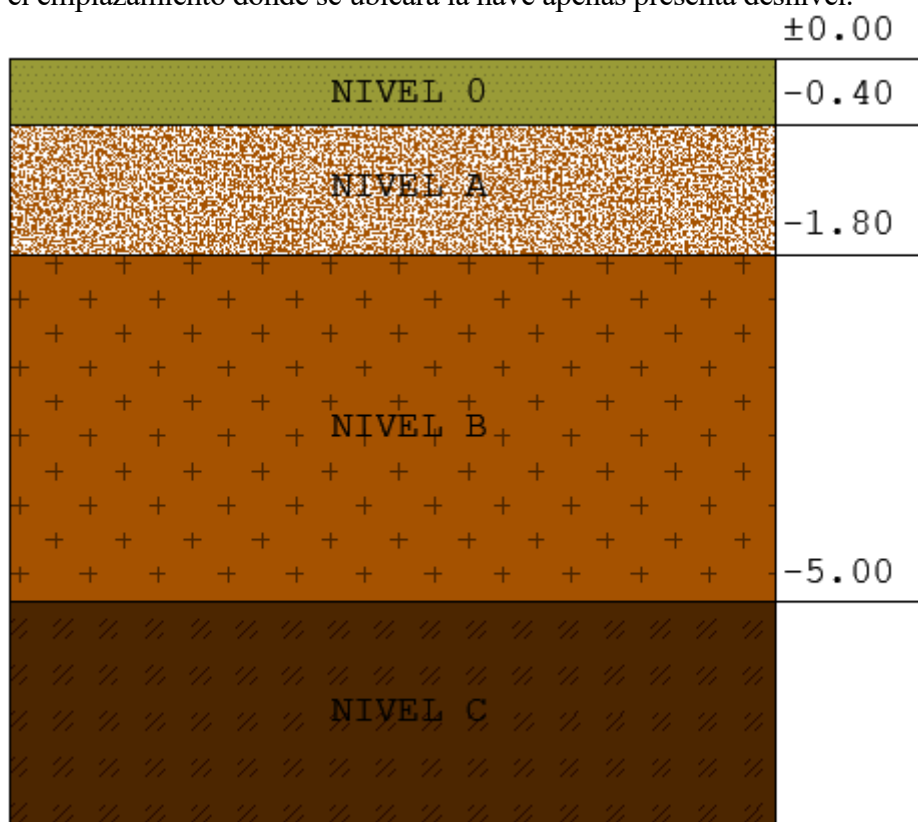


Ilustración 60. Niveles del terreno

La cimentación se realizará mediante zapatas aisladas. Para ello, se procederá a la excavación del primer nivel, de escaso interés geotécnico, para la implantación de la cimentación.

No obstante, el geotécnico recomienda realizar alguna actuación de mejora del terreno. Se propone una mejora mediante pedraplén recebado con hormigón de 1.50 m de profundidad.

Un pedraplén es un relleno conformado por suelos gruesos con alto contenido de bolones y escaso contenido de finos y que se construye en forma similar a un terraplén (en este caso sin ángulo respecto a la horizontal) [10].

De este modo, afirma, puede considerarse de cara al cálculo de la cimentación una tensión admisible del terreno de 0.20 MPa.

No será necesario la ejecución de vigas riostras, ya que las zapatas son estables por sí mismas. Además, debido a la separación entre un pilar y otro, estas riostras tendrían una longitud excesiva.

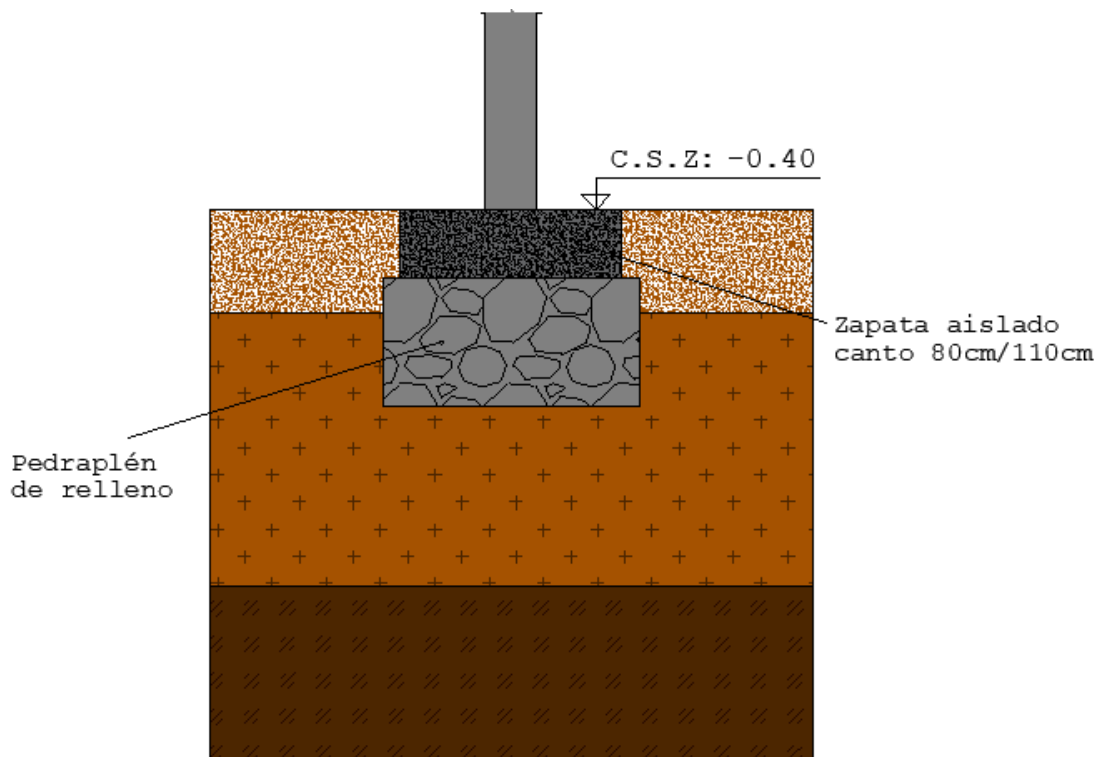


Ilustración 61. Croquis de cimentación en terreno

En resumen, las actuaciones a llevar a cabo son las siguientes:

- Excavación hasta la eliminación total del Nivel 0
- Excavación de huecos para cimentación más relleno de mejora
- Relleno con pedraplén recebado en 1.50 m bajo zapata
- Compactación de las capas anteriores
- Sellado mediante capa de hormigón de limpieza
- Ejecución de la cimentación

## 2. CÁLCULO

Para el cálculo de las zapatas se ha hecho uso del programa *Cypecad*. Para ello, se han obtenido del modelo de cálculo las reacciones de cada uno de los pilares, se han agrupado y obteniendo la envolvente de esfuerzos de cada grupo, para posteriormente proceder al dimensionamiento de las zapatas tipo.

Cype realiza las comprobaciones y dimensionado basándose en la normativa expuesta en el CTE, lo que incluye, fundamentalmente:

- Seguridad al vuelco
- Tensiones admisibles sobre el terreno
- Flexión y cortante en la zapata
- Dimensiones mínimas
- Cuantías de armaduras mínimas

## 3. ENVOLVENTES DE REACCIONES

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	226.33	0.00	-3.55	0.00	-0.51
V +X	86.47	0.00	-15.56	0.00	-2.25
V-X	-117.74	0.00	-16.16	0.00	-2.34
V+Y	120.20	0.00	150.61	0.00	21.83
V-Y	-113.45	0.00	-155.15	0.00	-22.49
SISMO X	0.00	61.74	0.00	9.35	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	251.78	0.00	36.86
Nieve	24.53	0.00	-0.48	0.00	-0.07

Tabla 22. Envoltente de reacciones Z01-Marquesinas

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	264.92	0.00	18.08	0.00	6.27
V +X	56.54	176.80	-25.07	24.22	-11.14
V-X	-76.87	-415.09	-42.62	-56.86	-17.25
V+Y	91.48	376.66	73.25	51.60	21.13
V-Y	-72.42	376.66	-48.35	51.60	-10.80
SISMO X	0.00	105.96	0.00	12.45	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	70.66	0.00	7.27
Nieve	21.62	0.00	1.67	0.00	0.58

Tabla 23. Envoltente de reacciones Z02-Hastial muelles

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	563.76	0.00	0.00	0.00	0.00
V +X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V-X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V+Y	0.00	0.00	128.56	0.00	12.36
V-Y	0.00	0.00	-128.56	0.00	-12.36
SISMO X	0.00	483.44	0.00	47.41	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	229.48	0.00	22.92
Nieve	142.56	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 24. Envoltente de reacciones Z03- Centrales

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	249.93	-9.72	16.99	2.51	6.68
V +X	56.54	193.99	-21.16	20.12	-11.66
V-X	-76.87	-84.09	-37.64	-8.57	-18.17
V+Y	91.48	-172.20	66.17	-18.25	22.36
V-Y	-72.42	-172.20	-44.43	-18.25	-11.50
SISMO X	0.00	92.71	0.00	11.92	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	71.83	0.00	8.96
Nieve	37.99	-4.00	1.57	1.03	0.62

Tabla 25. Envoltente de reacciones Z04- Hastial oficinas

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	75.01	-11.54	0.00	-2.51	0.00
V +X	0.00	163.36	-44.47	43.40	-16.17
V-X	0.00	-70.89	-44.47	-19.17	-16.17
V+Y	0.00	-144.81	39.02	-37.57	14.19
V-Y	0.00	-144.81	-16.34	-37.57	-5.94
SISMO X	0.00	41.87	0.00	9.27	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	10.86	0.00	2.51
Nieve	18.71	-4.75	0.00	-1.03	0.00

Tabla 26. Envoltente de reacciones Z05- Oficinas

ENVOLVENTE	N	Mx	My	Qx	Qy
TOTAL CP	506.22	0.00	-22.78	0.00	-8.92
V +X	89.57	0.00	-66.94	0.00	-33.20
V-X	-121.97	0.00	-70.97	0.00	-34.78
V+Y	124.51	0.00	149.16	0.00	31.25
V-Y	-117.52	0.00	-179.24	0.00	-43.07
SISMO X	0.00	312.61	0.00	33.77	0.00
SISMO Y	0.00	0.00	197.23	0.00	12.84
Nieve	96.69	0.00	-3.16	0.00	-1.24

Tabla 27. Envoltente de reacciones Z06-Laterales

Unidades: Axil y cortantes en kN y momentos en kN·m.

#### 4. RESULTADOS

Referencias	Geometría	Armado
Z1, Z4	Zapata cuadrada Ancho: 270.0 cm Canto: 80.0 cm	Sup X: 11Ø16c/25 Sup Y: 11Ø16c/25 Inf X: 11Ø16c/25 Inf Y: 11Ø16c/25
Z2	Zapata cuadrada Ancho: 340.0 cm Canto: 110.0 cm	Sup X: 19Ø16c/18 Sup Y: 19Ø16c/18 Inf X: 19Ø16c/18 Inf Y: 19Ø16c/18
Z3	Zapata cuadrada Ancho: 290.0 cm Canto: 80.0 cm	Sup X: 12Ø16c/25 Sup Y: 12Ø16c/25 Inf X: 12Ø16c/25 Inf Y: 12Ø16c/25
Z5	Zapata cuadrada Ancho: 280.0 cm Canto: 80.0 cm	Sup X: 11Ø16c/25 Sup Y: 11Ø16c/25 Inf X: 11Ø16c/25 Inf Y: 11Ø16c/25
Z6	Zapata cuadrada Ancho: 250.0 cm Canto: 80.0 cm	Sup X: 10Ø16c/25 Sup Y: 10Ø16c/25 Inf X: 10Ø16c/25 Inf Y: 10Ø16c/25

Tabla 28. Resumen zapatas

Referencia: Z1		
Dimensiones: 270 x 270 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0704358 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0777933 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0544455 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.121252 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.155587 MPa	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X:	Reserva seguridad: 620.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 18.5 %	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b> - En dirección X:	Momento: 138.16 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 254.44 kN·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b> - En dirección X:	Cortante: 67.20 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 147.35 kN	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Situaciones persistentes:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 408.8 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 161.1 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - Z1:	Mínimo: 66 cm Calculado: 72 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple

Referencia: Z1		
Dimensiones: 270 x 270 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0005	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0008	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm Calculado: 44 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm Calculado: 44 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 25 cm Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm Calculado: 44 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 21 cm Calculado: 44 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 21 cm Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 21 cm Calculado: 47 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z2		
Dimensiones: 340 x 340 x 110		
Armados: Xi:Ø16c/18 Yi:Ø16c/18 Xs:Ø16c/18 Ys:Ø16c/18		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0659232 MPa Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0498348 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.055917 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.147542 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0719073 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 0.9 % Reserva seguridad: 585.4 %	Cumple Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 555.95 kN·m Momento: 285.71 kN·m	Cumple Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 442.14 kN Cortante: 110.36 kN	Cumple Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 272.2 kN/m <sup>2</sup> Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 122.7 kN/m <sup>2</sup>	Cumple Cumple
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 110 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - Z2:	Mínimo: 100 cm Calculado: 102 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: Z2		
Dimensiones: 340 x 340 x 110		
Armados: Xi:Ø16c/18 Yi:Ø16c/18 Xs:Ø16c/18 Ys:Ø16c/18		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011 Mínimo: 0.0007 Mínimo: 0.0004 Mínimo: 0.0002	 Cumple Cumple Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm Calculado: 16 mm	 Cumple Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 51 cm Mínimo: 22 cm Calculado: 51 cm Mínimo: 16 cm Calculado: 58 cm Mínimo: 16 cm Calculado: 58 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 51 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 51 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 58 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 58 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z3		
Dimensiones: 290 x 290 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.103594 MPa Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.113992 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.103594 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.137634 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.227984 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 102.7 % Reserva seguridad: 326.4 %	Cumple Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 369.36 kN·m Momento: 375.59 kN·m	Cumple Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 225.53 kN Cortante: 225.14 kN	Cumple Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 804.8 kN/m <sup>2</sup> Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 401.4 kN/m <sup>2</sup>	Cumple Cumple
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - Z3:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia: Z3		
Dimensiones: 290 x 290 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 30 cm Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 21 cm Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 21 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 21 cm Calculado: 57 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z4		
Dimensiones: 270 x 270 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0740655 MPa Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0538569 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0698472 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.165985 MPa Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.094176 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 22.0 % Reserva seguridad: 364.3 %	Cumple Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 260.24 kN·m Momento: 217.49 kN·m	Cumple Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b> - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 172.75 kN Cortante: 123.61 kN	Cumple Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 410.6 kN/m <sup>2</sup> Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 177.9 kN/m <sup>2</sup>	Cumple Cumple
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - Z4:	Mínimo: 48 cm Calculado: 72 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple Cumple Cumple

Referencia: Z4		
Dimensiones: 270 x 270 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011 Mínimo: 0.0008 Mínimo: 0.0007 Mínimo: 0.0002	 Cumple Cumple Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm Calculado: 16 mm	 Cumple Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 25 cm Calculado: 44 cm Mínimo: 26 cm Calculado: 44 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 16 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 44 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 44 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 47 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z5		
Dimensiones: 280 x 280 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0493443 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0291357 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0367875 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.11978 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0463032 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 248.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 222.12 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 75.00 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 208.36 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 46.50 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 117.4 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 58.7 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- Z5:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple

Referencia: Z5		
Dimensiones: 280 x 280 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0007	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Calculado: 52 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 21 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z6		
Dimensiones: 250 x 250 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.135967 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.118309 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.1291 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.192374 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.249959 MPa	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X:	Reserva seguridad: 131.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 48.2 %	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b> - En dirección X:	Momento: 235.04 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 341.13 kN·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b> - En dirección X:	Cortante: 110.66 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 167.55 kN	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Situaciones persistentes:	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 773.7 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5769.2 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 360.5 kN/m <sup>2</sup>	Cumple
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - Z6:	Mínimo: 48 cm Calculado: 72 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple



Referencia: Z6		
Dimensiones: 250 x 250 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0008	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
<b>Longitud de anclaje:</b> <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 25 cm Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 25 cm Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 37 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 34 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 21 cm Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 21 cm Calculado: 37 cm	Cumple

Referencia: Z6		
Dimensiones: 250 x 250 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 21 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

*Tabla 29. Comprobaciones de la cimentación*

# Presupuesto

El presente presupuesto contempla la parte que implica a la fabricación, transporte y montaje de los elementos prefabricados, en ningún caso actuaciones a llevar a cabo in situ, como el movimiento de tierras o ejecución de la cimentación. Se ha calculado en base a los siguientes precios:

Datos Iniciales Fabricación:	
€/m3 HA-40	105
€/m3 HA-50	120
€/m3 HP-40	105
€/m3 HP-50	120
€/Kg B-500-SD	1.25
€/m Y-1860-S7	1.65
€/m2 pintura	3
€/m correa h=25	15
€/m correa h=30	21

Datos transporte	
€/viaje	400
nº Máximo piezas por viaje	
Pilares	4
Tubulares	20
JPT	4
JPI	4
VIA	3

Datos iniciales montaje	
€/h Grúa	100
€/día Canastilla	50
€/h Montador	25
Montadores por equipo	3
nº Equipos	1
Gestión de residuos	600

Ratios de montaje (unidades/día)	
Pilares <8 m	18
Pilares >8 m	12
Vigas <10 m	25
Vigas 10-14	20
Vigas 14-18	15
Vigas 18-20	13
Vigas 20-25	11
Vigas 25-34	9
Correas tubulares	50

## PRECIO DEL PREFABRICADO

Item	Parte	Descripción	Unds.	L (m)	d (m)	h (m)	A (m2)	vol (m3)	Hormigón	kg/m Armadura	n° cables	Pintura	Medición (m)	Total Coste Fabricación (€)	Coste unit. (€/ml)	Coste total (€)
<b>1</b>																
<b>Estructura</b>																
<b>1.1 Pilares</b>																
Pilares 50x60																
1.1.1																
1.1.1.1	P	Pilar Prefab.	18	11.9	0.5	0.6	0.3	3.57	HA-40	26		SI	214.2	840.14	70.6	15122.52
1.1.1.2	P	Pilar Prefab.	8	11.05	0.5	0.6	0.3	3.32	HA-40	24		SI	88.4	752.505	68.1	6020.04
1.1.1.3	P	Pilar Prefab.	7	11.66	0.5	0.6	0.3	3.50	HA-40	27		SI	81.62	837.771	71.85	5864.397
1.1.1.4	P	Pilar Prefab.	20	5.4	0.5	0.6	0.3	1.62	HA-40	29		SI	108	401.49	74.35	8029.8
Pilares 50x50																
1.1.2																
1.1.2.1	P	Pilar Prefab.	11	4.4	0.5	0.5	0.25	1.1	HA-40	26			48.4	258.5	58.75	2843.5
Pilares 50x70																
1.1.3																
1.1.3.1	P	Pilar Prefab.	9	12.78	0.5	0.7	0.35	4.47	HA-40	40			115.02	1108.665	86.75	9977.99
<b>1.2 Cubierta</b>																
Vigas en I																
1.2.1																
1.2.1.1	VIA	Viga pref. en I	16	32.36	0.6	1.4	0.297	9.61	HP-50	8.96	21	SI	517.76	3101	96	49615
1.2.1.2	VIA	Viga pref. en I	20	22.45	0.6	1.2	0.273	6.13	HP-50	6.28	14	SI	449	1728	77	34565
1.2.1.3	JPI	Viga pref. en I	9	11.71	0.4	0.5	0.14	1.64	HP-50	3.80	10	SI	105.39	529	45	4762
Vigas en T																
1.2.2																
1.2.2.1	JPT	Viga pref. en T	16	8.12	0.2	0.5	0.118	0.96	HP-40	2.09	6	SI	129.92	255	31	4083
Correa Tubular																
1.2.3																
1.2.3.1	TUB	Correa Tubular	646	10.93	0.23	0.3						No	7060.8	230	21	148276
1.2.3.2	TUB	Correa Tubular	48	7.27	0.23	0.25						No	348.96	109	15	5234
																<b>294394 €</b>

**PRECIO DEL TRANSPORTE**

Item	Parte	Descripción	Unds.	n° Viajes
<b>1 Estructura</b>				
<b>1.1 Pilares</b>				
1.1.1 Pilares 50x60				
1.1.1.1	P	Pilar Prefabricado	18	4.50
1.1.1.2	P	Pilar Prefabricado	8	2.00
1.1.1.3	P	Pilar Prefabricado	7	1.75
1.1.1.4	P	Pilar Prefabricado	20	5.00
1.1.2 Pilares 50x50				
1.1.2.1	P	Pilar Prefabricado	11	2.75
1.1.3 Pilares 50x70				
1.1.3.1	P	Pilar Prefabricado	9	2.25
<b>1.2 Cubierta</b>				
1.2.1 Vigas en I				
1.2.1.1	VIA	Viga pretensada en I	16	5.33
1.2.1.2	VIA	Viga pretensada en I	20	6.67
1.2.1.3	JPI	Viga pretensada en I	9	2.25
1.2.2 Vigas en T				
1.2.2.1	JPT	Viga pretensada en T	16	4.00
1.2.3 Correa Tubular				
1.2.3.1	TUB	Correa Tubular	646	32.30
1.2.3.2	TUB	Correa Tubular	48	2.40
				<b>72 viajes</b>

72 viajes × 400€/viaje	28,800 €
------------------------	----------

**PRECIO DEL MONTAJE**

Item	Parte	Descripción	Unds.	L (m)	Ratio de montaje (unidades/días)	Días de montaje
<b>1 Estructura</b>						
<b>1.1 Pilares</b>						
1.1.1 Pilares 50x60						
1.1.1.1	P	Pilar Prefab.	18	11.9	12	1.5
1.1.1.2	P	Pilar Prefab.	8	11.05	12	0.667
1.1.1.3	P	Pilar Prefab.	7	11.66	12	0.583
1.1.1.4	P	Pilar Prefab.	20	5.4	18	1.111
1.1.2 Pilares 50x50						
1.1.2.1	P	Pilar Prefab.	11	4.4	18	0.611
1.1.3 Pilares 50x70						
1.1.3.1	P	Pilar Prefab.	9	12.78	12	0.750
<b>1.2 Cubierta</b>						
1.2.1 Vigas en I						
1.2.1.1	VIA	Viga pref. en I	16	32.36	9	1.778
1.2.1.2	VIA	Viga pref. en I	20	22.45	11	1.818
1.2.1.3	JPI	Viga pref. en I	9	11.71	20	0.450
1.2.2 Vigas en T						
1.2.2.1	JPT	Viga pref. en T	16	8.12	20	0.800
1.2.3 Correa Tubular						
1.2.3.1	TUB	Correa Tubular	646	10.93	50	12.920
1.2.3.2	TUB	Correa Tubular	48	7.27	50	0.960
						<b>24 días</b>

24 días×8h/día×1 equipo×3 montadores/equipo×25€/h montador	14,400 €
24 días×8h/día×1 grúa×100€/h grúa	19,200 €
24 días×50€/día canastilla	1,200 €
Gestión de residuos	600 €
	<b>35,400 €</b>

**RESUMEN DEL PRESUPUESTO**

PARTIDA	COSTE
FABRICACION	294,394 €
TRANSPORTE	28,800 €
MONTAJE	35,400 €
<b>Total</b>	<b>358,594 €</b>

El precio alcanza la cantidad de trescientos cincuenta y ocho mil quinientos noventa y cuatro euros.

# Conclusiones

---

Llegado a este punto de trabajo, finalmente solo queda comentar las conclusiones obtenidas del mismo, al igual que los puntos donde se podría profundizar en posibles trabajos futuros.

Es esencial para el dimensionado conocer y manejar las distintas normativas que en España se hacen uso actualmente. Con la EHE-08 prácticamente se puede tener en cuenta todos los datos necesarios para dicho efecto, sin embargo, no siempre lo explica de una manera clara y concisa, y mucho menos ordenadamente.

Ha sido esencial aplicar conceptos adquiridos de asignaturas como estructuras prefabricadas, resistencia de materiales, estructuras de hormigón II y ampliación de cálculo de estructuras, entre otras.

Como curiosidad, pese que una nave se construye desde los cimientos hasta la cubierta, en el momento del cálculo es necesario, dicho coloquialmente, *‘empezar la casa por el tejado’* siendo más lógico comenzar por las correas y necesario terminar con la cimentación, una vez se ha desarrollado todo el modelado. Sin ninguna duda de lo más complejo del cálculo ha sido evaluar las pérdidas en el pretensado de las vigas, y de lo más enriquecedor aprender a utilizar un programa de cálculo de elementos finitos tan completo y con tantas posibilidades como Sap2000.

Haber elegido este tipo de trabajo da una visión más real de todas las consideraciones que verdaderamente hay que llevar a cabo para el diseño de una nave.

Sobre este proyecto podrían tenerse en cuenta como trabajos futuros diseñar y dimensionar a tal efecto el cerramiento de la nave y sus instalaciones. También sería interesante realizar el mismo diseño en estructura metálica y/o hormigón in situ, estudiar su viabilidad, comparar resultados y presupuesto.

## Referencias

---

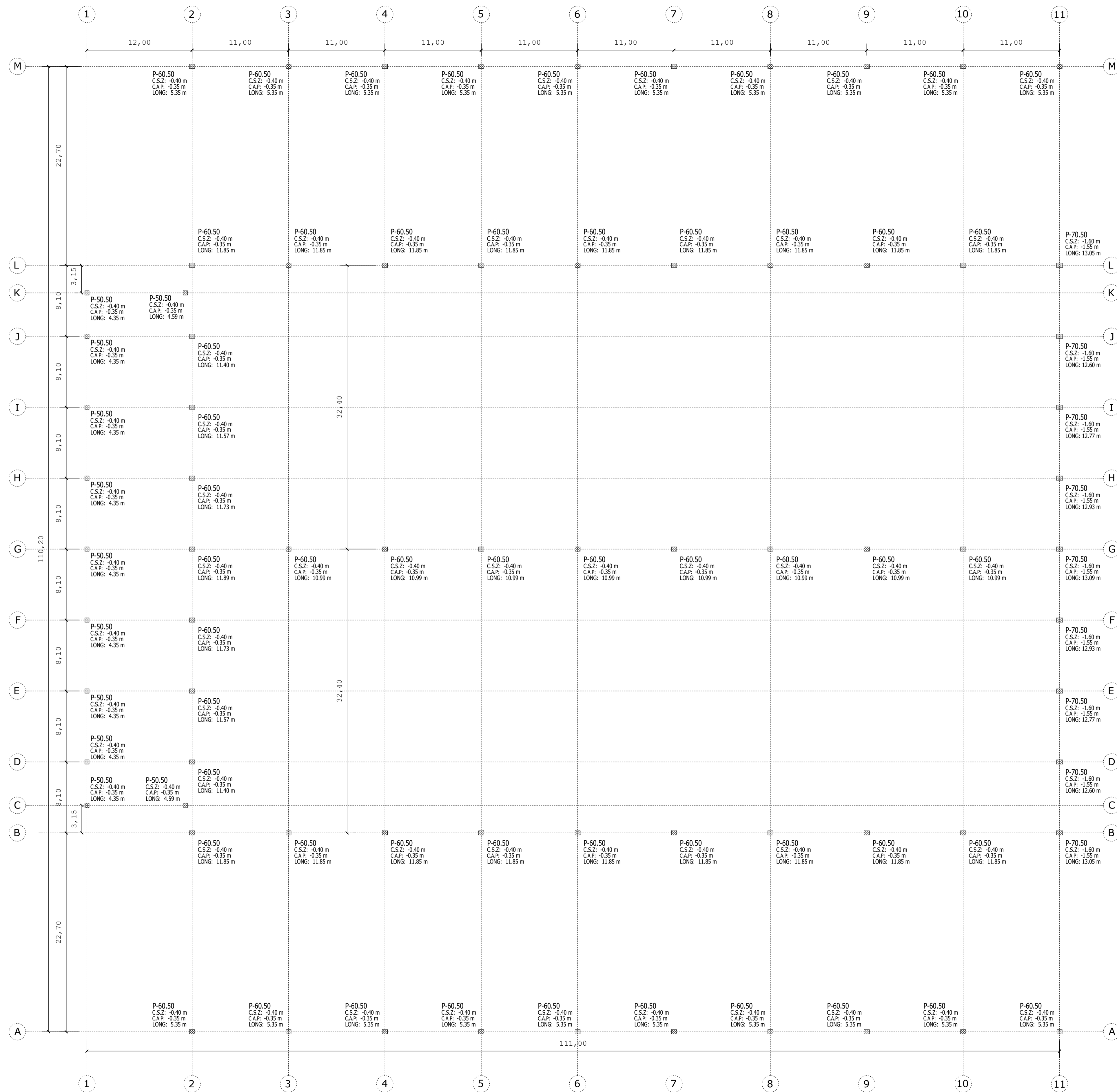
- [1] M. d. Vivienda, Código Técnico de la Edificación SE.
- [2] M. d. Vivienda, Código Técnico de la Edificación SE-AE.
- [3] M. d. Fomento, EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural, 2008.
- [4] ‘En línea’, M. d. Agricultura y Pesca, Mapas Sigpac.
- [5] ‘En línea’: <http://www.carreteros.org/normativa/ehe/apartados/37.htm>
- [6] ‘En línea’:  
[https://apps.fomento.gob.es/cea/pg\\_ficha\\_recubrimientos.aspx?idClasesExposicion=Rec&idProvincia=21&idMunicipio=3273&lang=es-ES](https://apps.fomento.gob.es/cea/pg_ficha_recubrimientos.aspx?idClasesExposicion=Rec&idProvincia=21&idMunicipio=3273&lang=es-ES)
- [7] Catálogo proveedor *Peikko*
- [8] Norma de Construcción Sismo resistente NCSE-02.
- [9] ‘En línea’: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>
- [10] ‘En línea’:  
<http://www.proteccioncivil.es/catalogo/carpeta02/carpeta24/vademecum19/vdm02530.htm>
- [11] Catálogo viguetas *Tor*



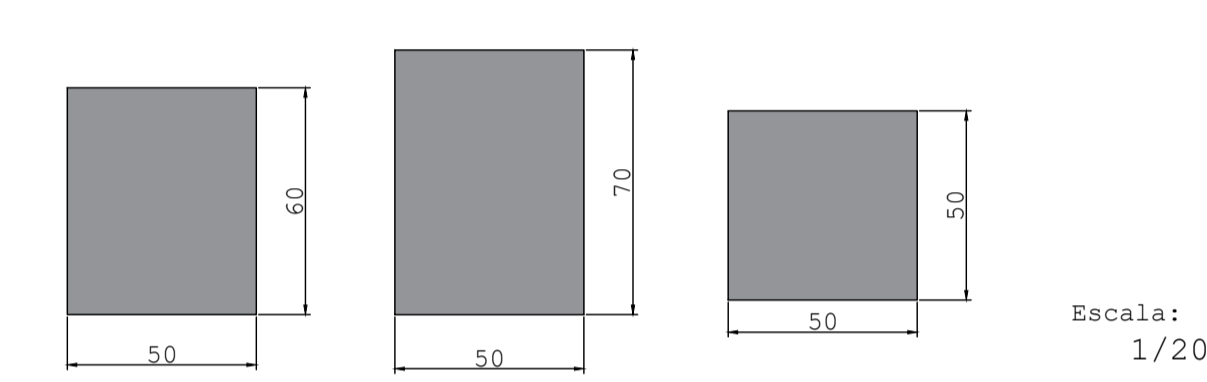
---

# Planos

---

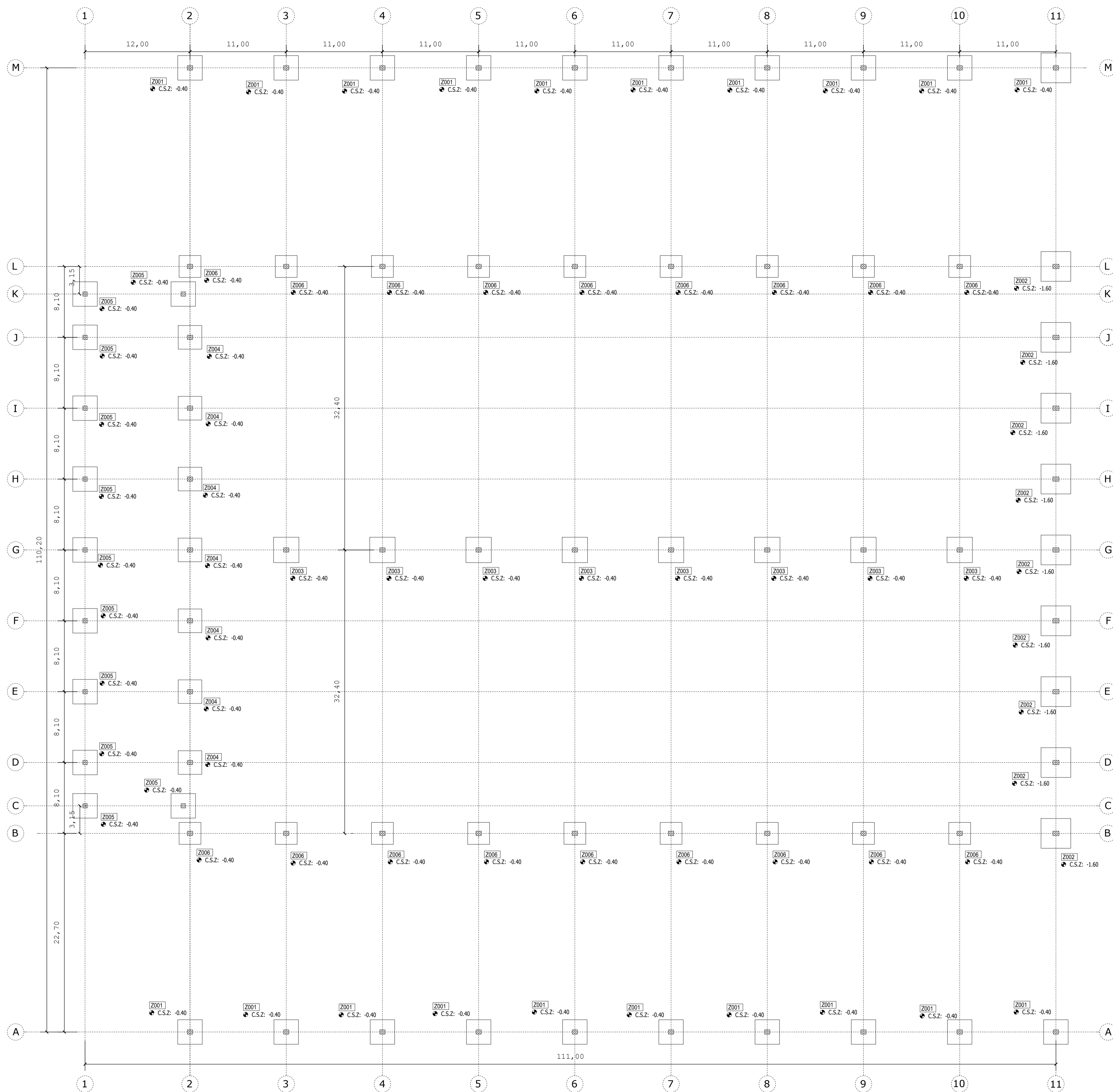


CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	f <sub>pk</sub> =1760MPa f <sub>pu</sub> =1860MPa	γ <sub>p</sub> =1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	f <sub>yk</sub> =500MPa	γ <sub>y</sub> =1.15
Vida útil del proyecto 50 años			



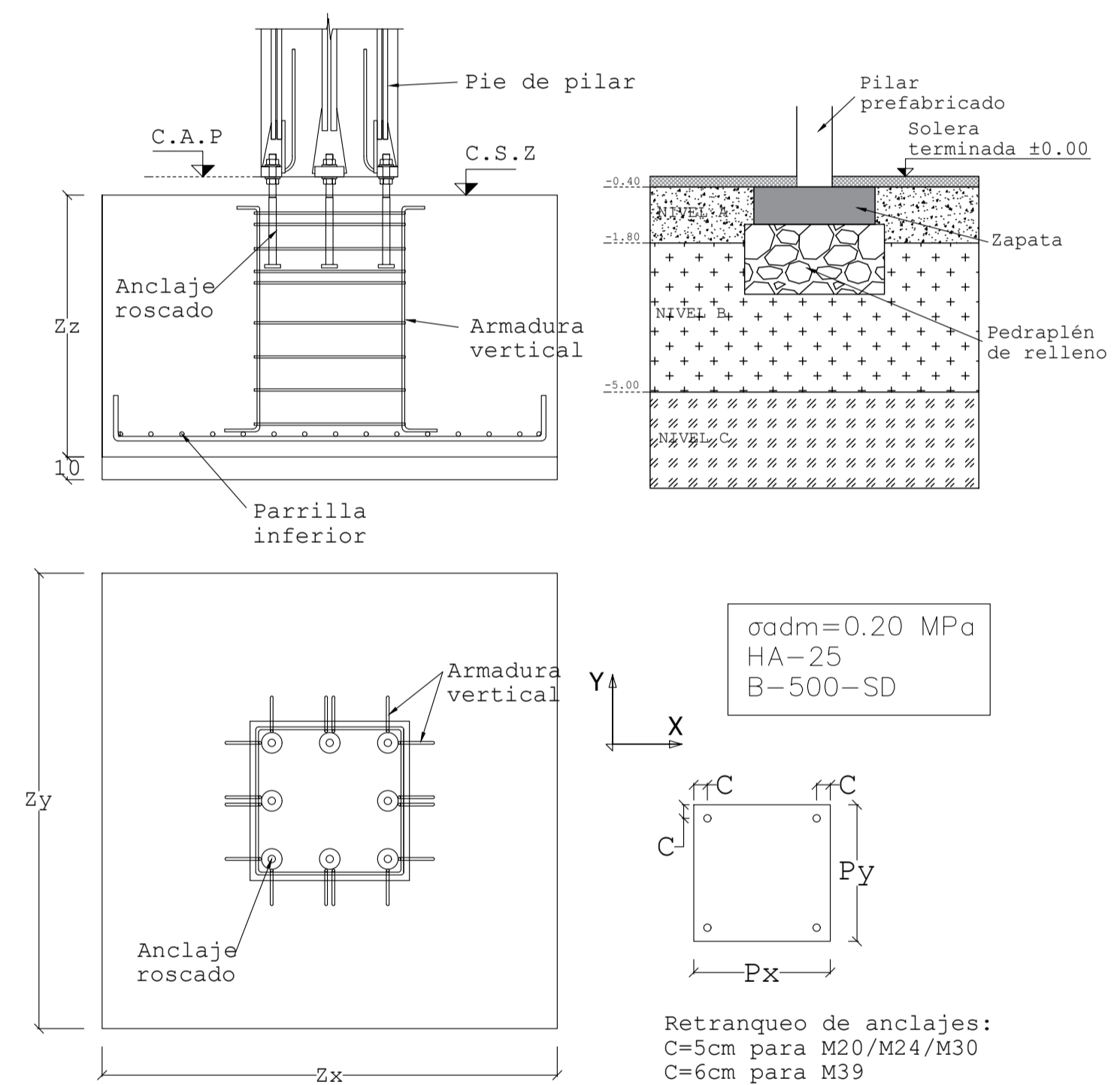
LEYENDA:  
 c.s.z: cota superior de  
 c.a.p: cota de arranque de pilar  
 Long: Longitud del pilar

Alumno: María Castillo Díaz		
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala: 1/250	Designación: <b>REPLANTEO DE PILARES</b>	N° Plano: <b>01</b>



CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	fpk=1760MPa fpu=1860MPa	γp=1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	fyk=500MPa	γy=1.15
Vida útil del proyecto 50 años			

DETALLE CIMENTACIÓN-UNIÓN TORNILLOS



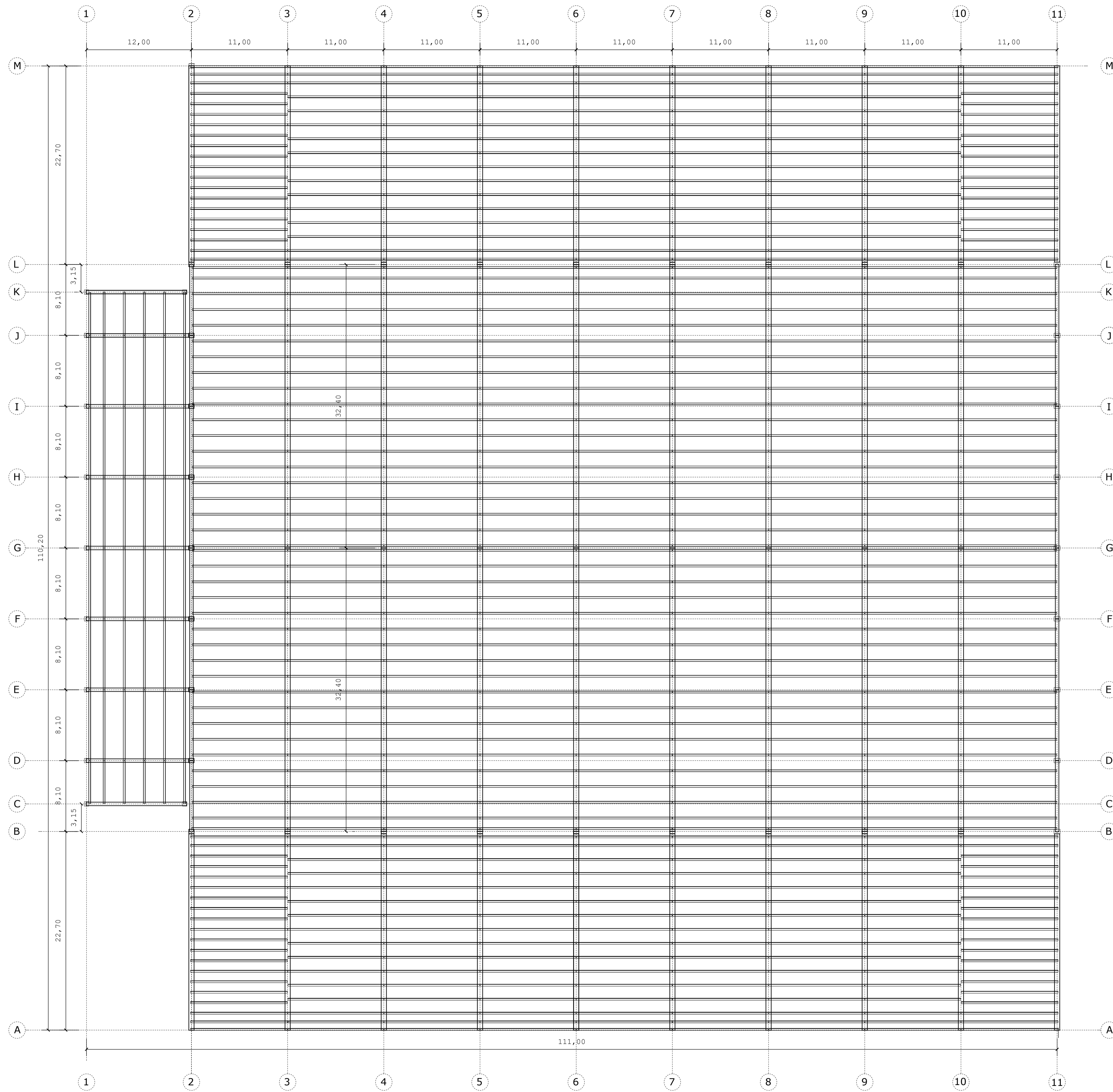
CUADRO DE ZAPATAS							
ZAPATA	Dimensión X (m)	Dimensión Y (m)	Dimensión Z (m)	Tornillos	Parrilla Inf. en c/dirección	Parrilla Sup. en c/dirección	Armadura Vertical
Z001	270	270	80	4M30+4M24	Ø16 c/25	Ø16 c/25	10Ø20
Z002	340	340	110	4M39+4M30	Ø16 c/18	Ø16 c/18	12Ø25
Z003	290	290	80	8M24	Ø16 c/25	Ø16 c/25	14Ø16
Z004	270	270	80	4M30+4M24	Ø16 c/25	Ø16 c/25	14Ø16
Z005	280	280	80	8M24	Ø16 c/25	Ø16 c/25	10Ø20
Z006	250	250	80	8M24	Ø16 c/25	Ø16 c/25	14Ø16

Alumno: Maria Castillo Diaz  
 Tutor: Jorge Roa Fernández

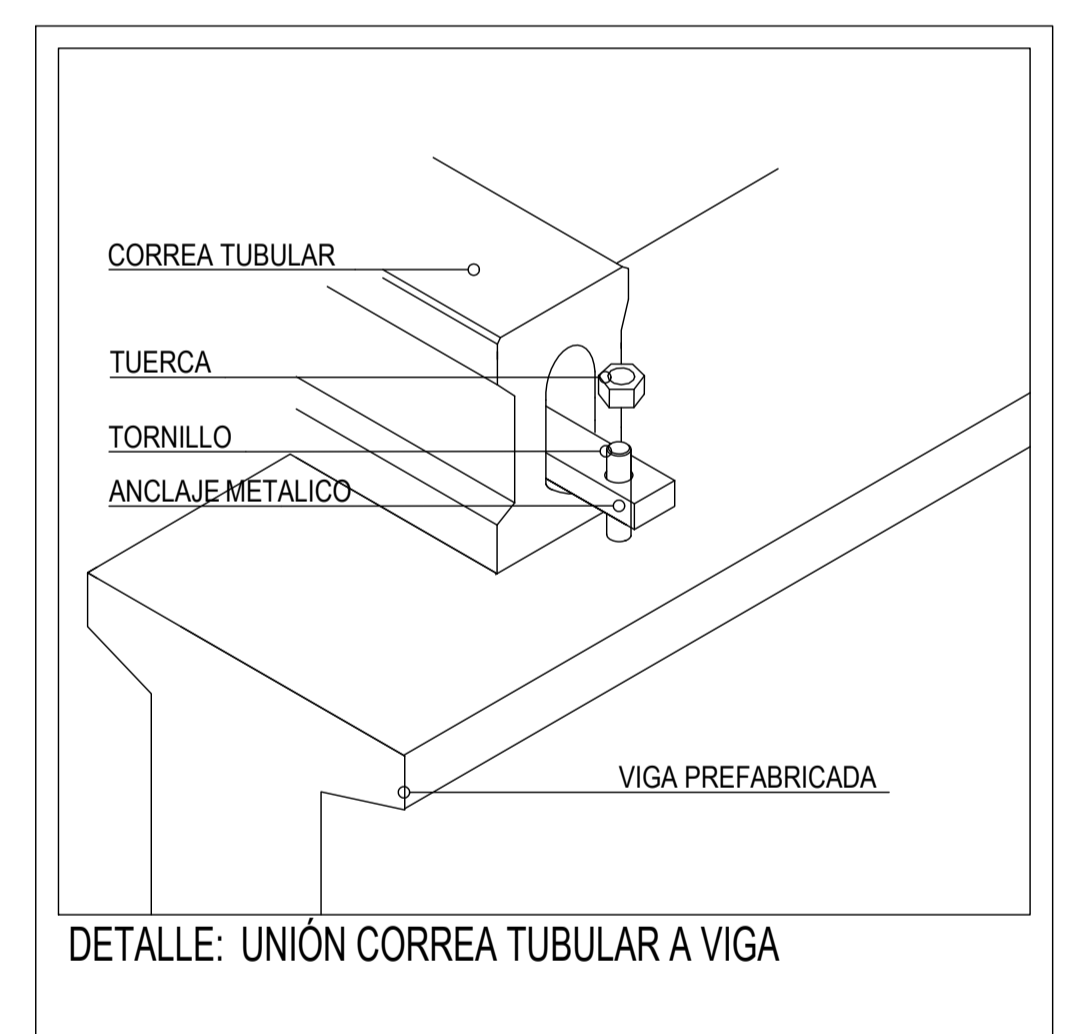
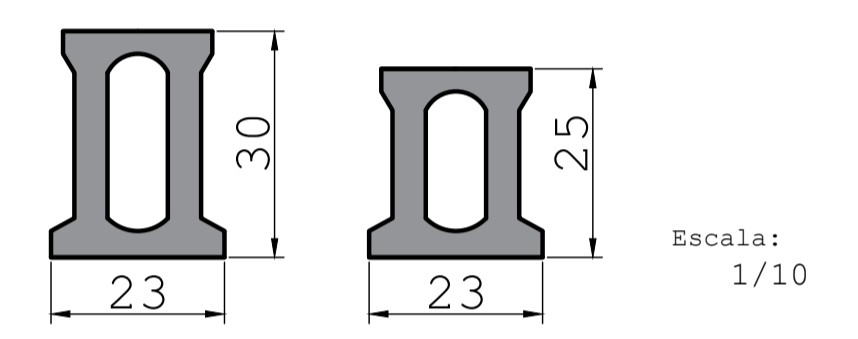
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Escala: 1/250      Designación: CIMENTACIÓN      Nº Plano: 02

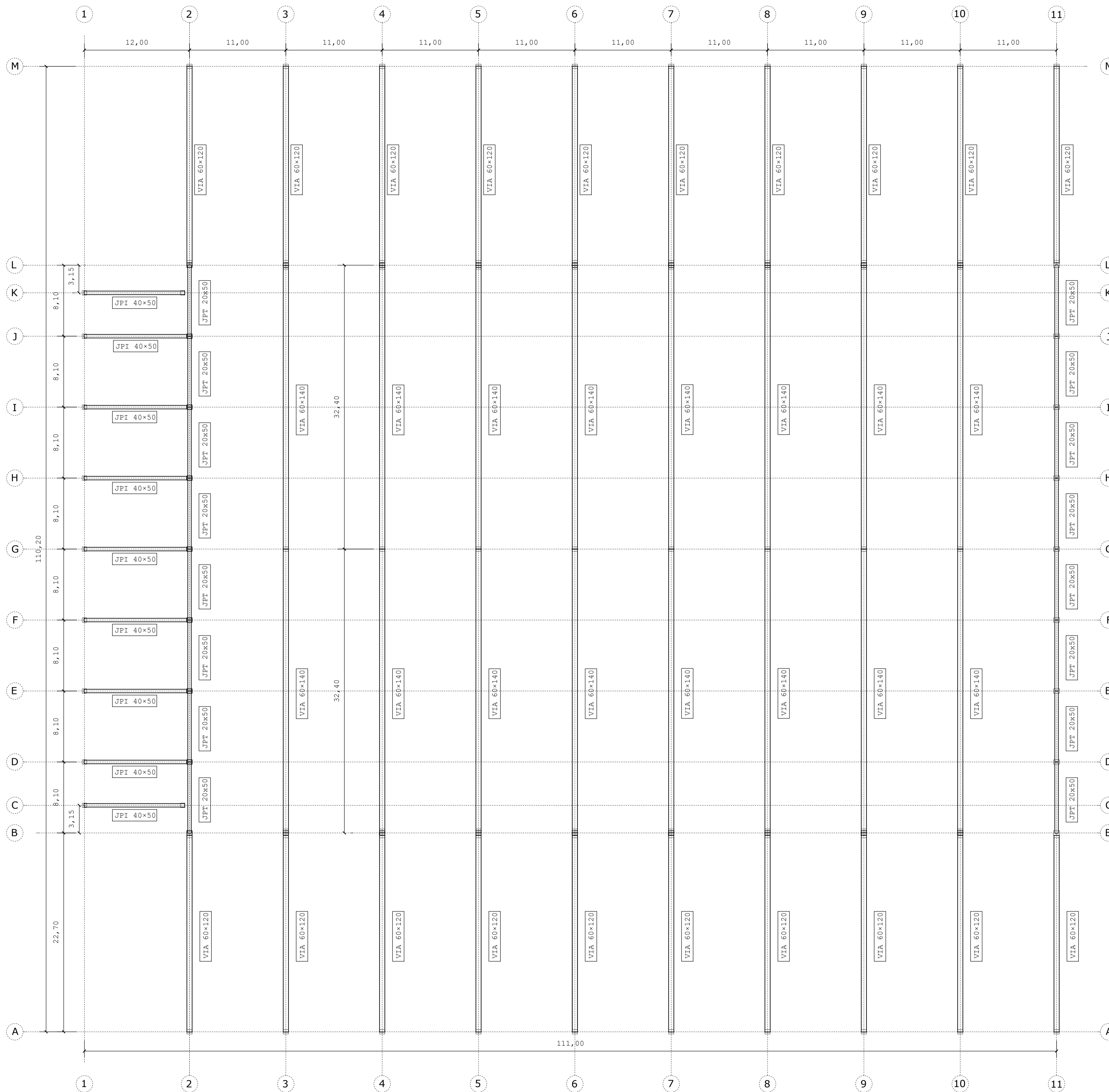
Escuela Técnica Superior de INGENIERÍA DE SEVILLA



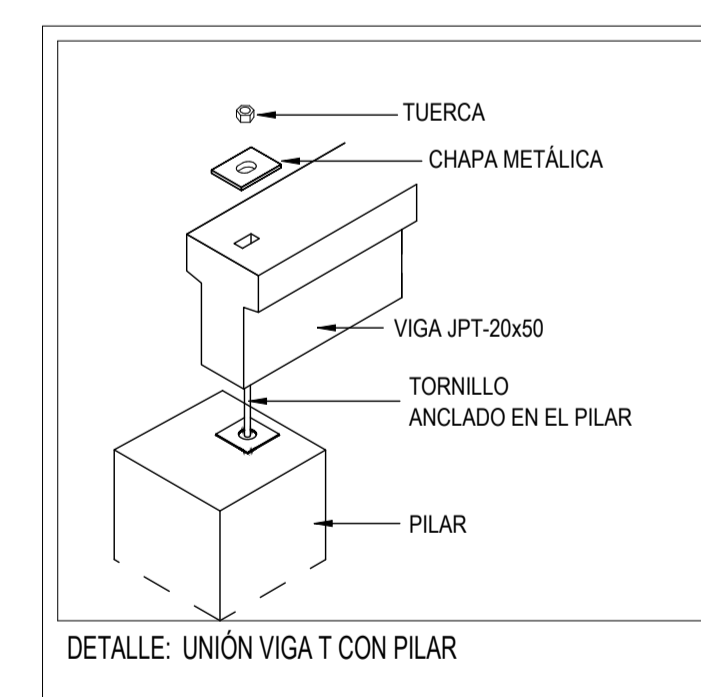
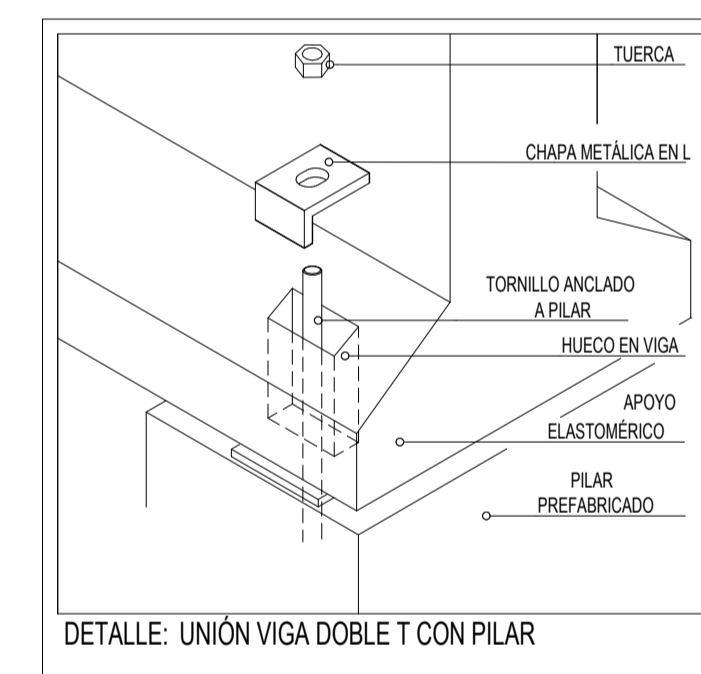
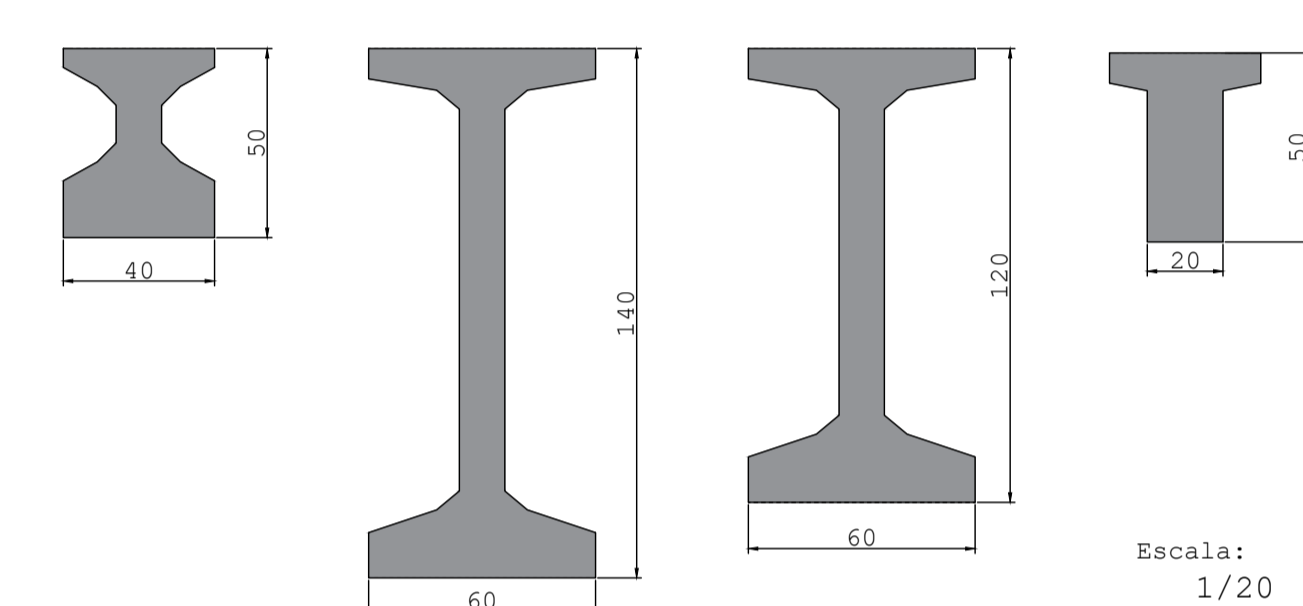
CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	f <sub>pk</sub> =1760MPa f <sub>pu</sub> =1860MPa	γ <sub>p</sub> =1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	f <sub>yk</sub> =500MPa	γ <sub>y</sub> =1.15
Vida útil del proyecto 50 años			



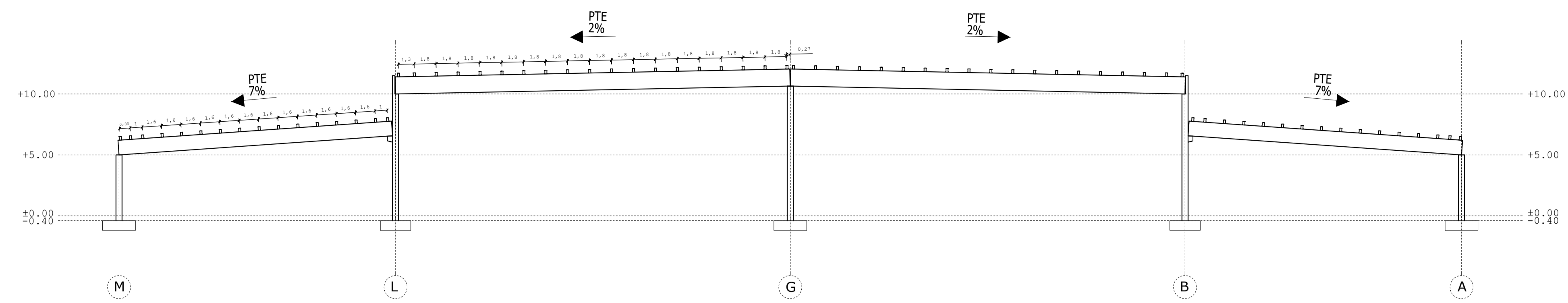
Alumno: María Castillo Díaz		
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala: 1/250	Designación: PLANTA DE CORREAS	Nº Plano: 03



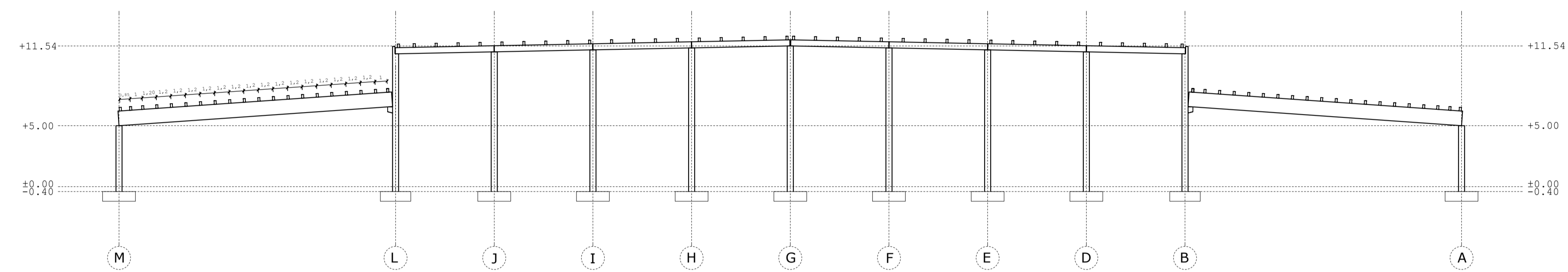
CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	f <sub>pk</sub> =1760MPa f <sub>pu</sub> =1860MPa	γ <sub>p</sub> =1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	f <sub>yk</sub> =500MPa	γ <sub>y</sub> =1.15
Vida útil del proyecto 50 años			



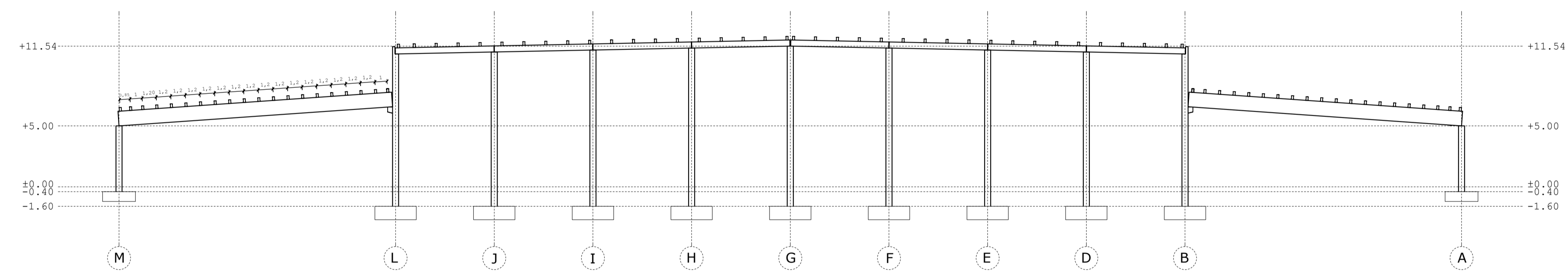
Alumno: María Castillo Díaz		
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala: 1/250	Designación: PLANTA DE VIGAS DE CUBIERTA	Nº Plano: 04



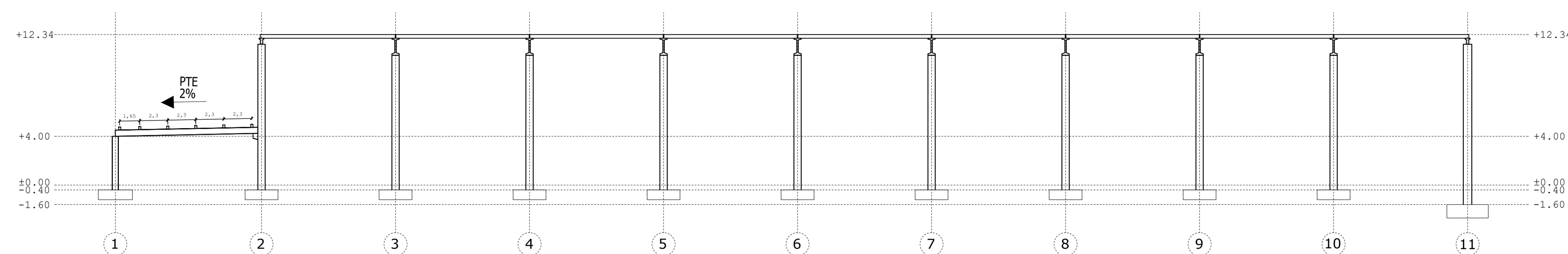
Sección 6-6



Sección 2-2

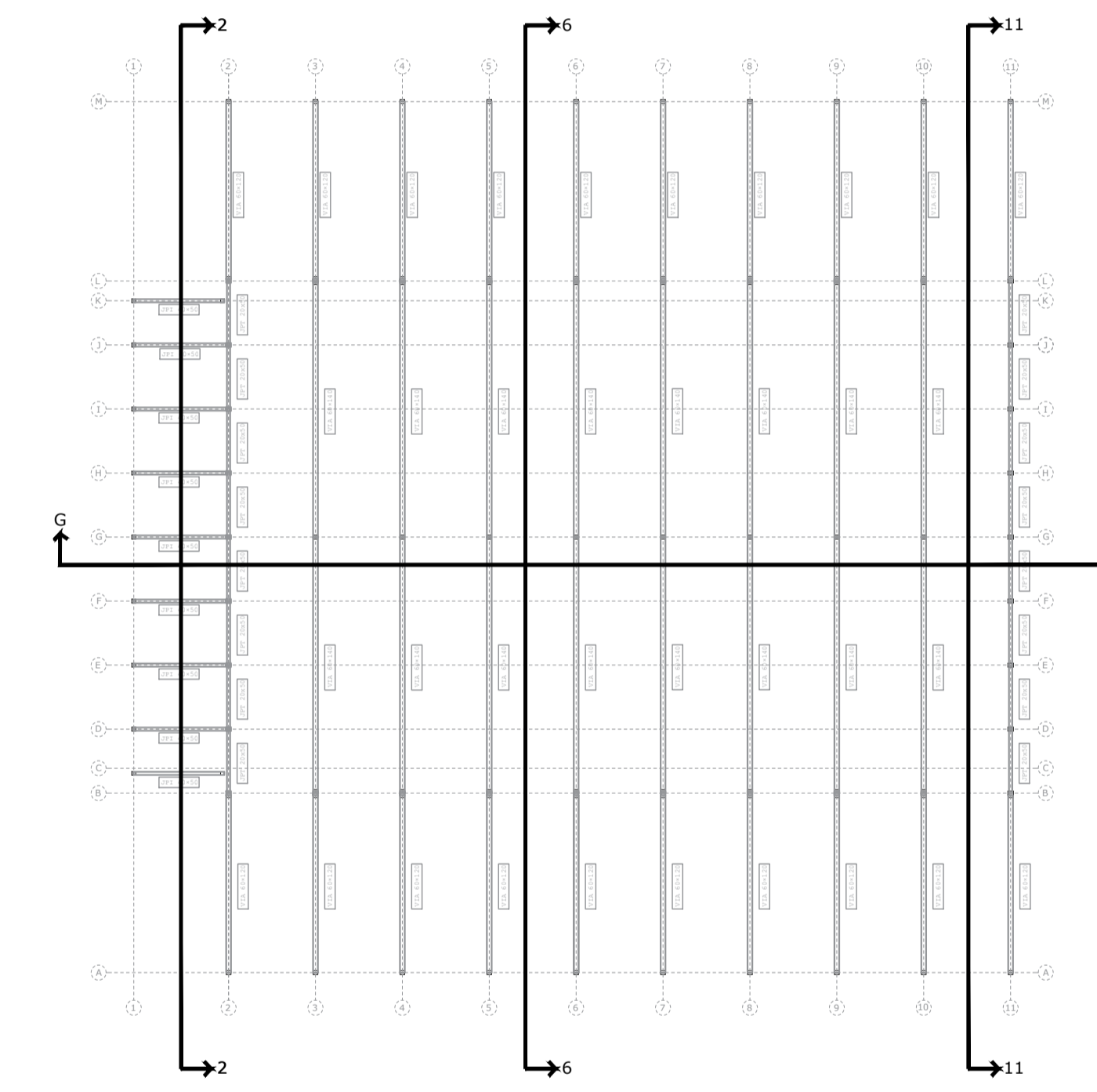


Sección 11-11

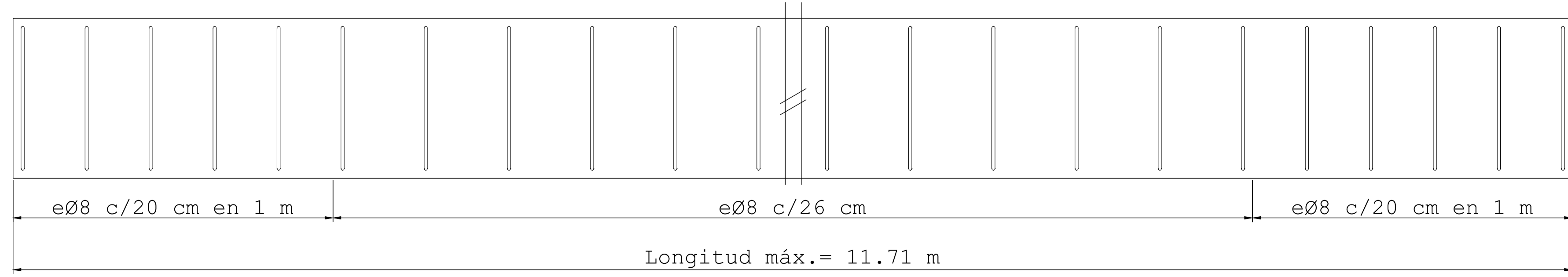
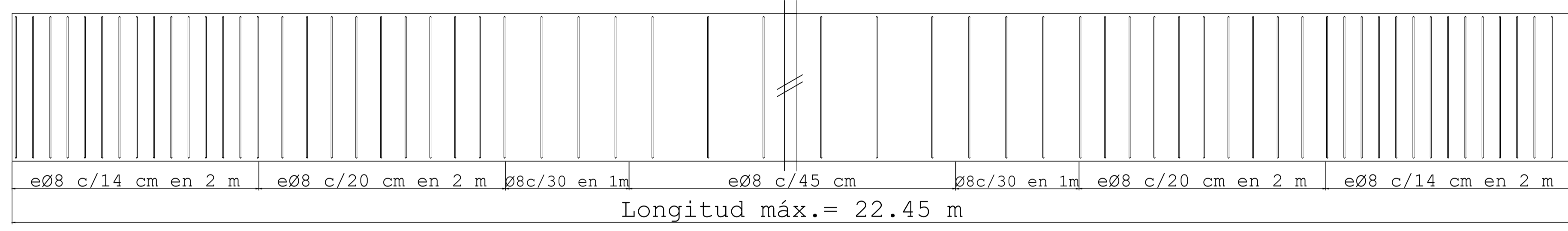
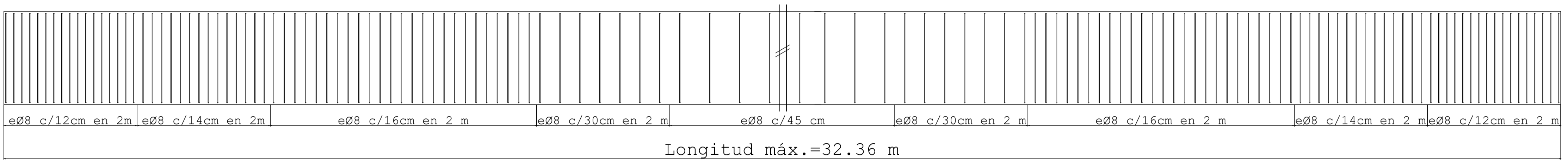
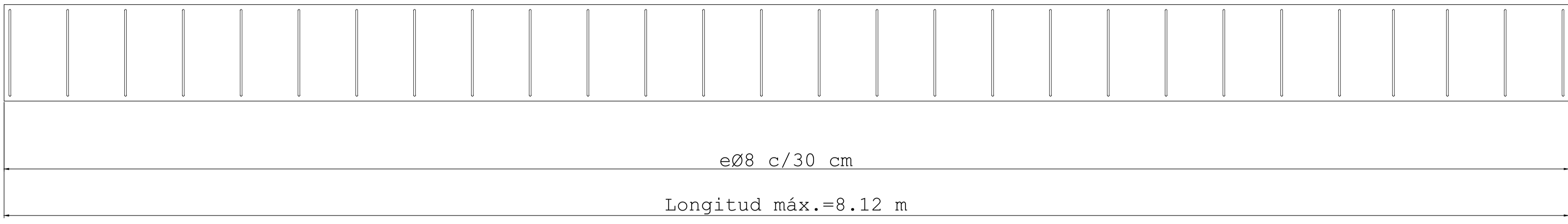
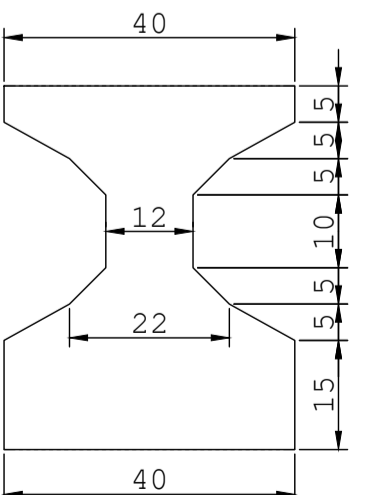
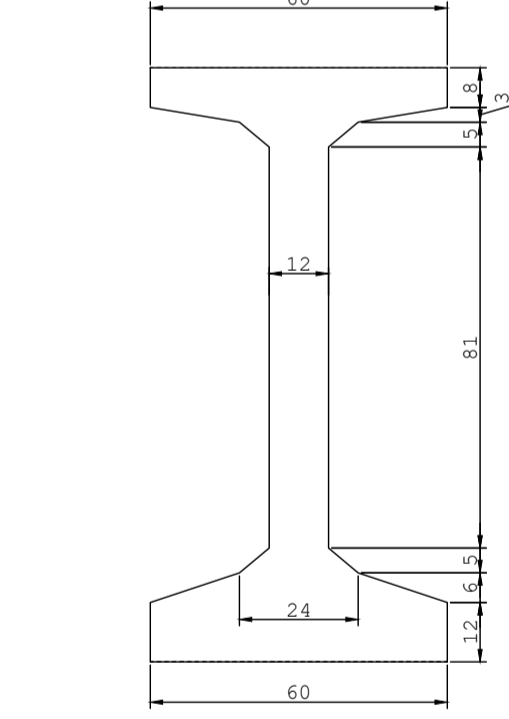
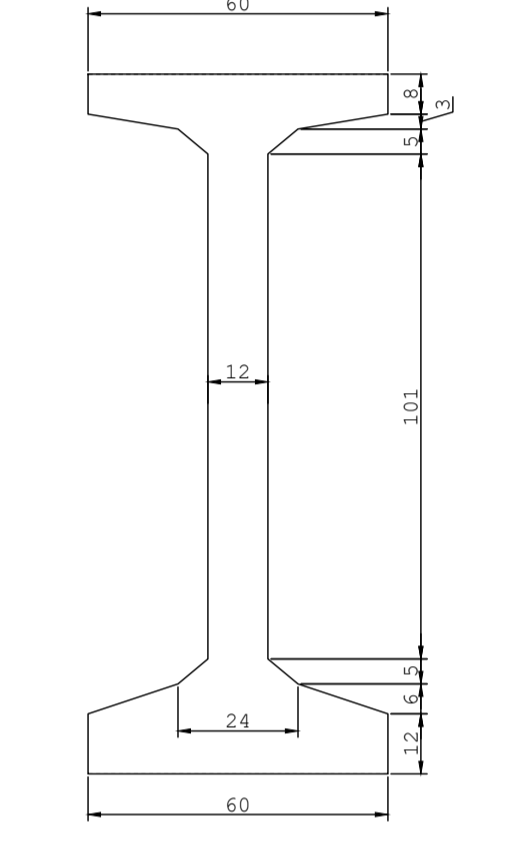
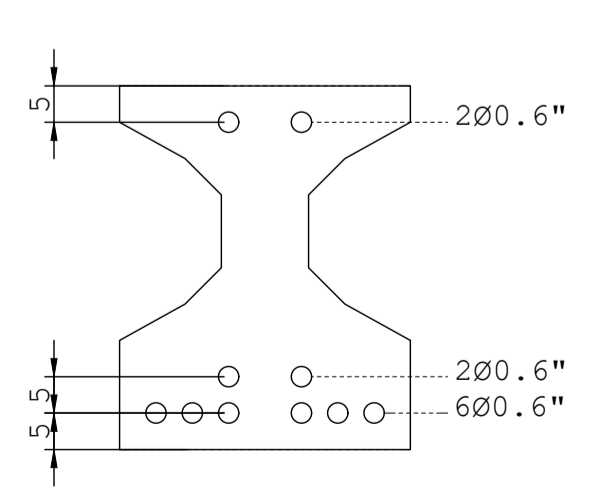
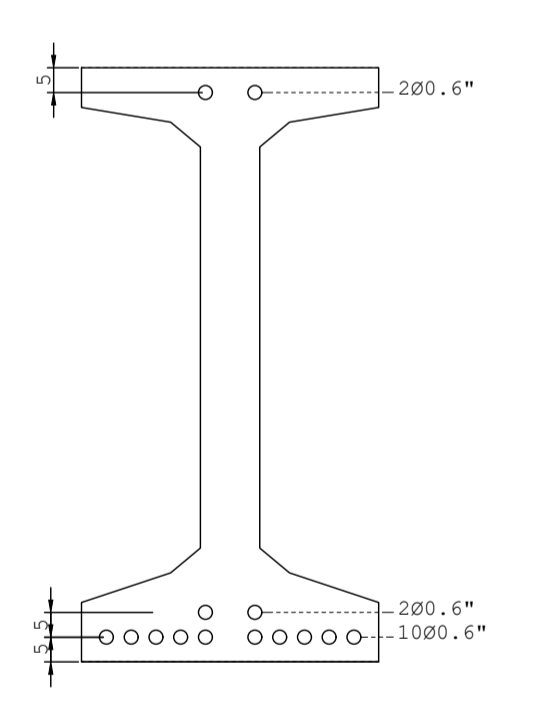
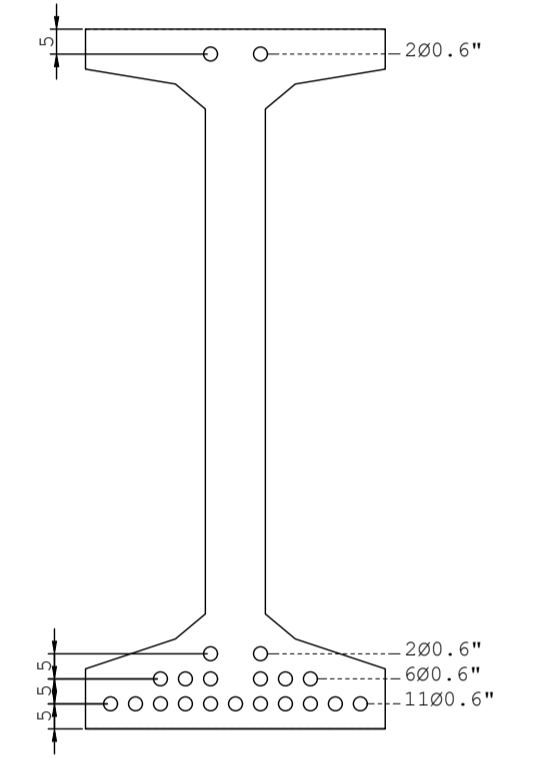
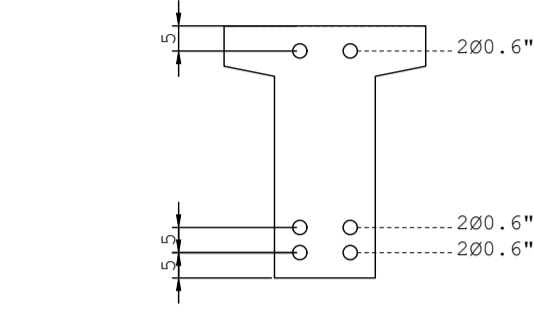
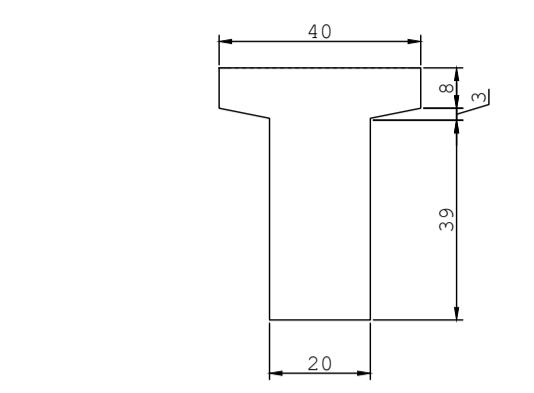


Sección G-G

CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	fpk=1760MPa fpu=1860MPa	γp=1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	fyk=500MPa	γγ=1.15
Vida útil del proyecto 50 años			



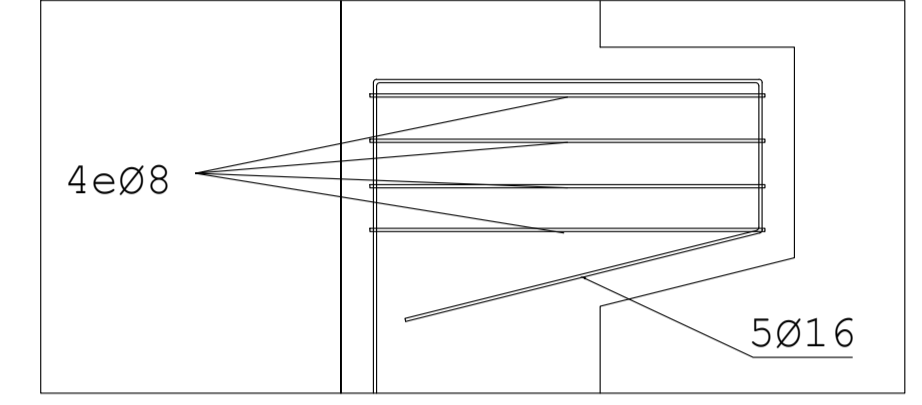
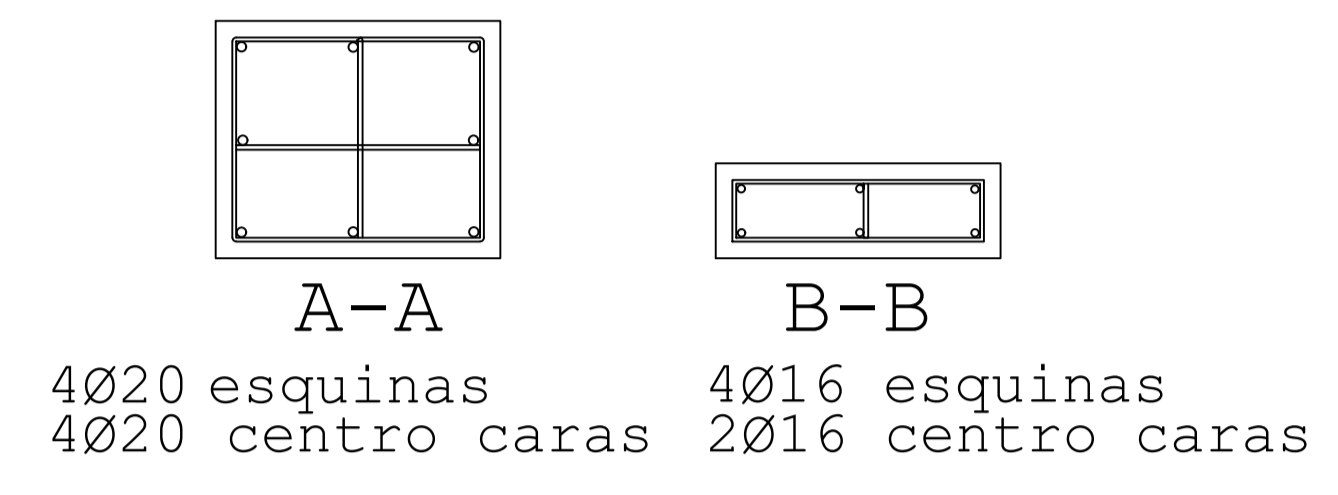
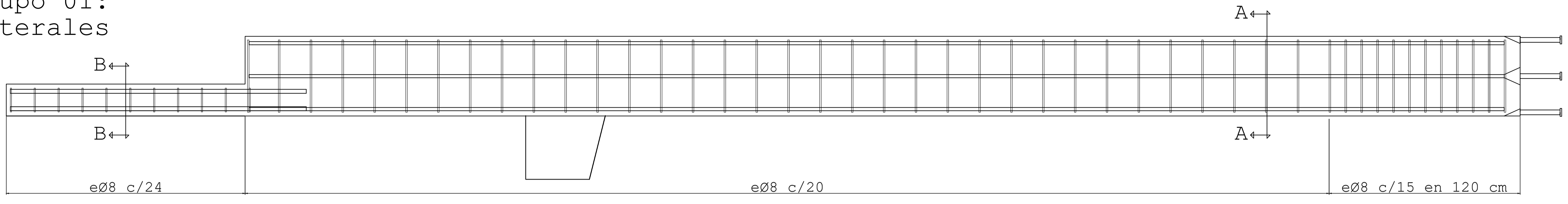
Alumno: María Castillo Díaz			
Tutor: Jorge Roa Fernández			
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO			
Escala:	Designación:	Nº Plano:	
1/250	SECCIONES	05	



CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	fpk=1760MPa fpu=1860MPa	γp=1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	fyk=500MPa	γy=1.15
Vida útil del proyecto 50 años			

Alumno: María Castillo Díaz		
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala:	Designación:	Nº Plano:
1/250	FABRICACIÓN DE VIGAS	06

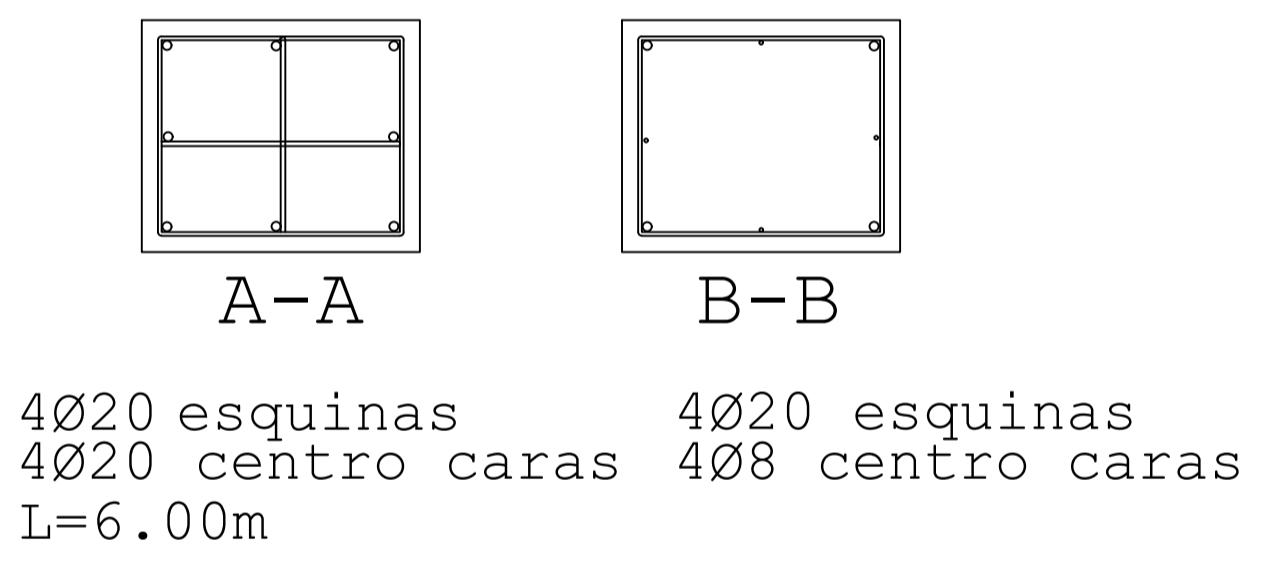
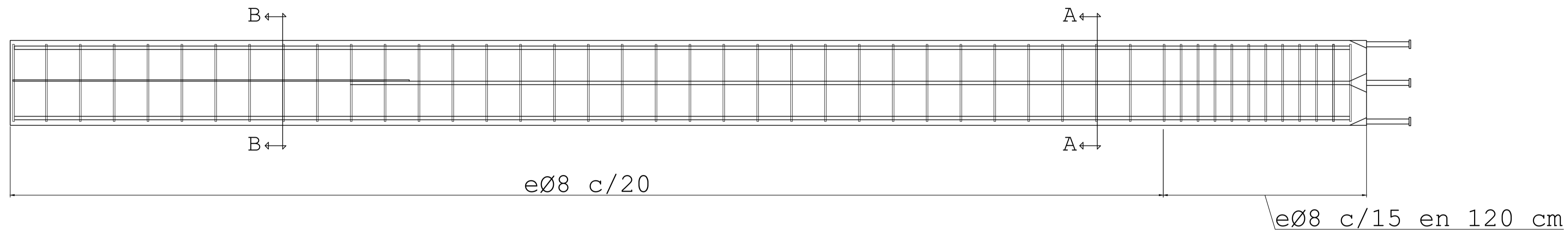
Grupo 01:  
Laterales



P-50×60
HA-40
B-500-SD
8 M-24

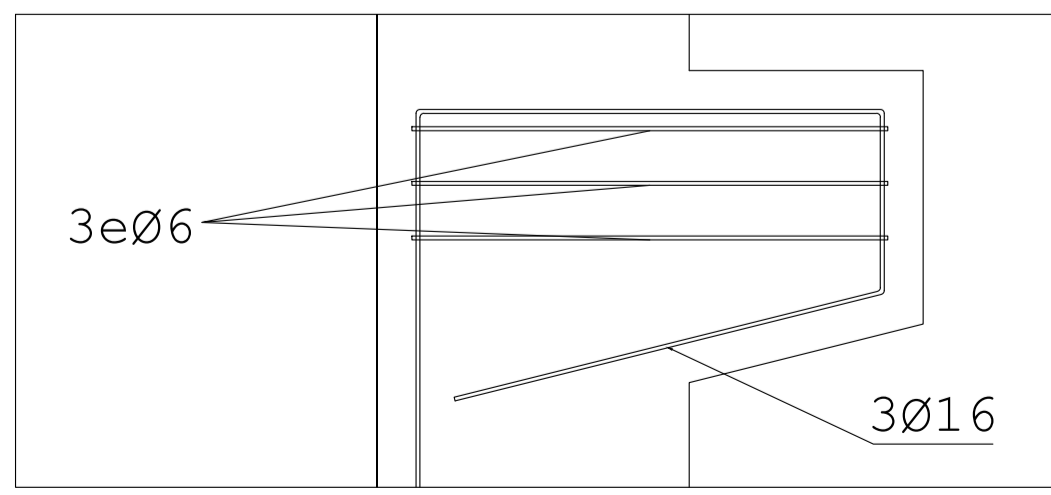
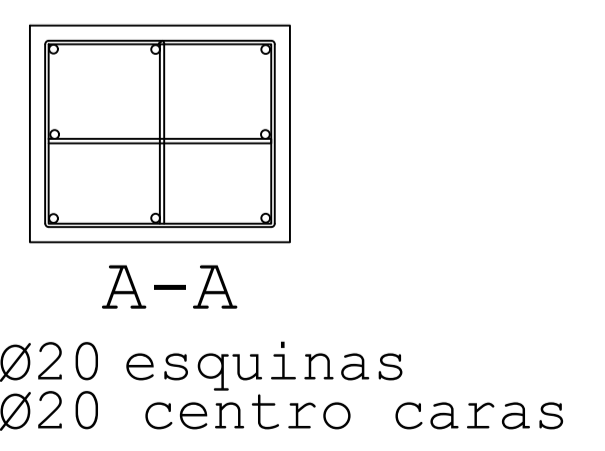
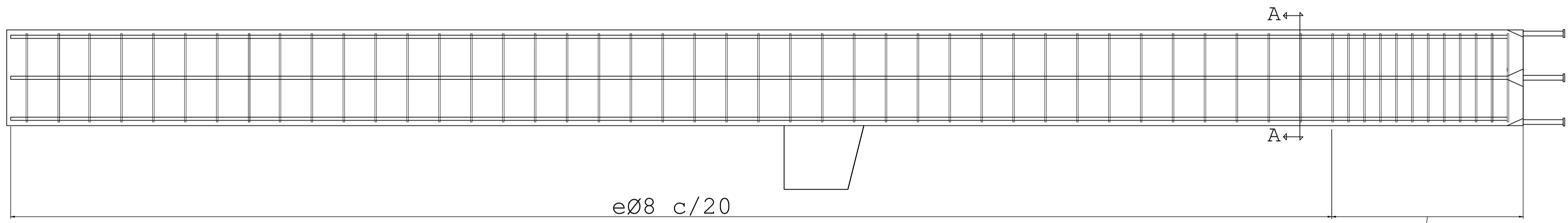
CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	γc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	γc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	γc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	γc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	f <sub>pk</sub> =1760MPa f <sub>pu</sub> =1860MPa	γ <sub>p</sub> =1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	f <sub>yk</sub> =500MPa	γ <sub>y</sub> =1.15
Vida útil del proyecto 50 años			

Grupo 02:  
Centrales



P-50×60
HA-40
B-500-SD
8 M-24

Grupo 03:  
Hastial  
Oficinas

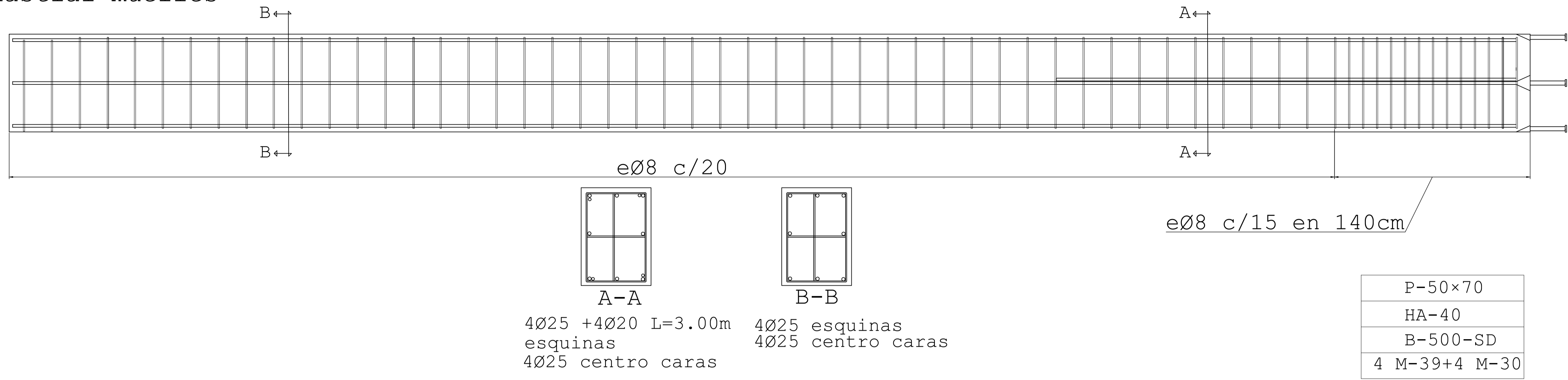


P-50×60
HA-40
B-500-SD
8 M-24

Alumno: María Castillo Díaz		Escuela Técnica Superior de INGENIERÍA DE SEVILLA
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala: 1/250	Designación: FABRICACIÓN DE PILARES	Nº Plano: 07a

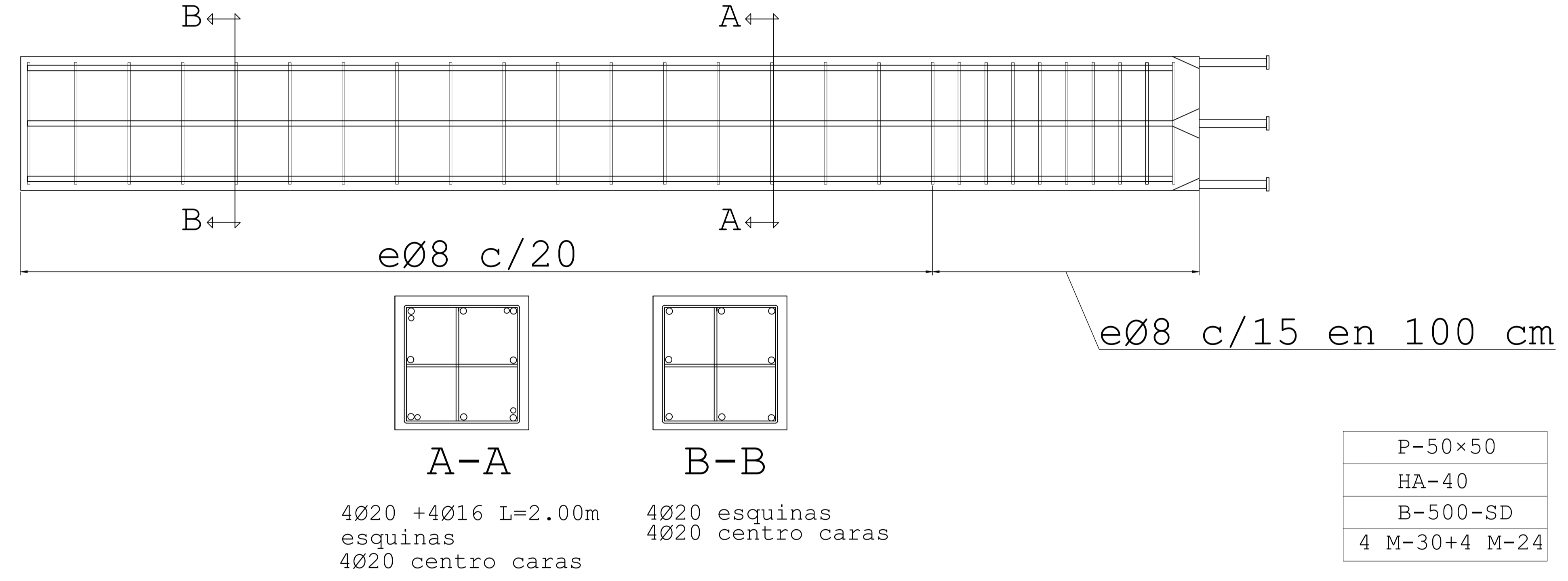


Grupo 04:  
Hastial muelles

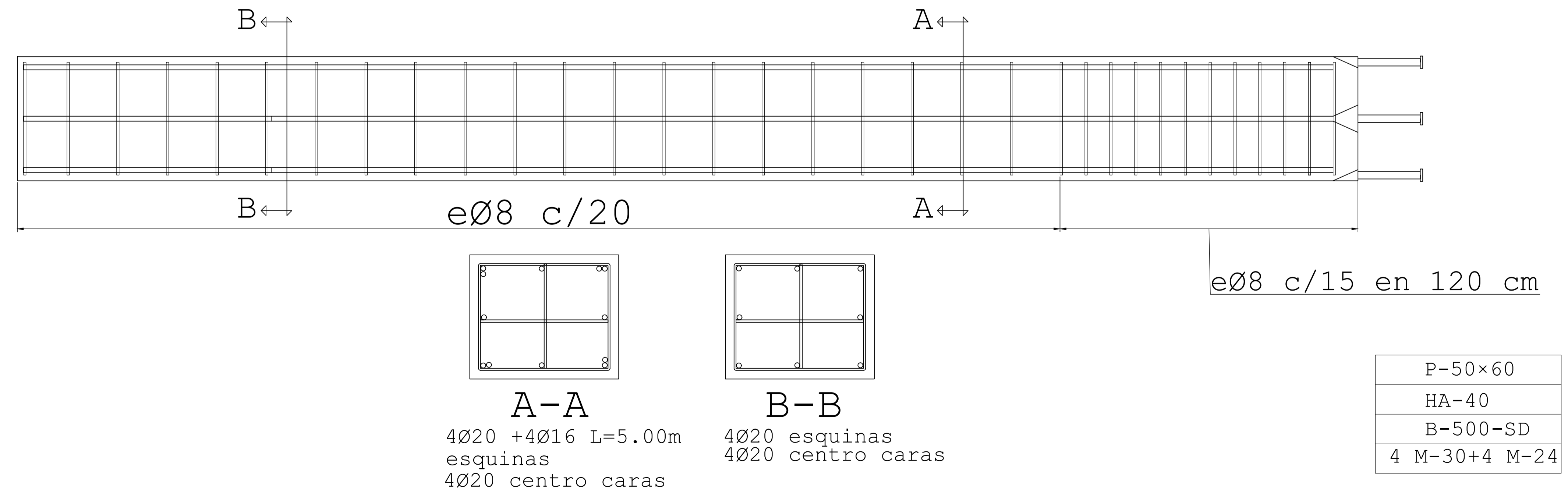


CUADRO DE MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	DEFINICIÓN	RESISTEN.	COEFIC.
Viga Pretensada	HP-50	fck=50 MPa	yc=1.50
Correa Alveolar	HP-40	fck=40 MPa	yc=1.50
Pilar Armado	HA-40	fck=40 MPa	yc=1.50
Zapatas	HA-25	fck=25 MPa	yc=1.50
Hormigón limpieza	HM-10	fck=10 MPa	yc=1.50
ACERO			
Acero Activo	Y 1860 S7	f <sub>pk</sub> =1760MPa f <sub>pu</sub> =1860MPa	yp=1.15
Acero Pasivo	B 500 SD	f <sub>yk</sub> =500MPa	yy=1.15
Vida útil del proyecto 50 años			

Grupo 05:  
Oficinas



Grupo 06:  
Marquesinas



Alumno: María Castillo Díaz		Escuela Técnica Superior de INGENIERÍA DE SEVILLA
Tutor: Jorge Roa Fernández		
DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA PARA NAVE ALMACÉN Y LOGÍSTICA CON SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PREFABRICADO		
Escala: 1/250	Designación: FABRICACIÓN DE PILARES	Nº Plano: 07b