



industriales  
etsii

Escuela Técnica  
Superior  
de Ingeniería  
Industrial

# UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial

## Análisis y Diseño de Silos metálicos de Almacenamiento

TRABAJO FIN DE MÁSTER

MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

**Autor:** Miguel Castillo Pérez  
**Director:** Sebastián Ginés Picó Vicente

Cartagena, 17 de septiembre de 2021



Universidad  
Politécnica  
de Cartagena

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 OBJETIVO</b> .....	<b>2</b>
<b>2. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>2</b>
<b>2.1 SILOS PARA ALMACENAMIENTO DE CEMENTO</b> .....	<b>2</b>
<b>2.2 PARTES CONSTRUCTIVAS DE UN SILO VERTICAL DE ALMACENAMIENTO</b> .....	<b>4</b>
2.2.1 Techo .....	4
2.2.2 Cuerpo cilíndrico .....	5
2.2.3 Fondo cónico .....	5
<b>2.3 CEMENTO</b> .....	<b>6</b>
2.3.1 Propiedades del cemento .....	6
2.3.2 Cualidades del cemento durante el almacenamiento .....	7
<b>2.4 LLENADO DEL SILO</b> .....	<b>8</b>
2.4.1 Patrón de flujo de llenado .....	8
2.4.2 Presiones en el llenado .....	9
<b>2.5 DESCARGA DEL SILO</b> .....	<b>9</b>
2.5.1 Patrón de flujo de descarga .....	9
2.5.1.1 Flujo en embudo .....	9
2.5.1.2 Flujo másico .....	10
2.5.2 Presiones en la descarga .....	11
<b>2.6 OTROS ASPECTOS A TENER EN CUENTA</b> .....	<b>12</b>
2.6.1 Falla por pandeo .....	12
2.6.2 Uniones soldadas .....	12
2.6.3 Riesgo de explosión .....	13
<b>3. METODOLOGÍA Y DISEÑO DEL SILO</b> .....	<b>13</b>
<b>3.1 ESPECIFICACIONES</b> .....	<b>13</b>
<b>3.2 DIMENSIONAMIENTO</b> .....	<b>16</b>
3.2.1 Silo de 160 Tn .....	16
3.2.1.1 Fondo cónico .....	17
3.2.1.1.1 Ángulo de la tolva cónica de descarga .....	17
3.2.1.1.2 Diámetro de salida mínimo .....	18
3.2.1.1.3 Diámetro mayor .....	24
3.2.1.1.4 Resto de dimensiones del fondo cónico .....	24
3.2.1.2 Cuerpo cilíndrico .....	26
3.2.1.2.1 Altura del talud superior .....	26
3.2.1.2.2 Altura mínima de la parte recta de material requerida .....	27
3.2.1.2.3 Dimensiones del cuerpo cilíndrico .....	28
3.2.1.3 Techo .....	29
3.2.1.4 Dimensiones finales generales del silo de 160 Tn .....	29
3.2.2 Silo de 80 Tn .....	31
3.2.2.1 Fondo cónico .....	31
3.2.2.1.1 Ángulo de la tolva cónica de descarga .....	31
3.2.2.1.2 Diámetro de salida mínimo .....	31
3.2.2.1.3 Diámetro mayor .....	31
3.2.2.1.4 Resto de dimensiones del fondo cónico .....	32

3.2.2.2	Cuerpo cilíndrico .....	33
3.2.2.2.1	Altura del talud superior .....	33
3.2.2.2.2	Altura mínima de la parte recta de material requerida.....	34
3.2.2.2.3	Dimensiones del cuerpo cilíndrico.....	34
3.2.2.3	Techo .....	35
3.2.2.4	Dimensiones finales generales del silo de 80 Tn.....	36
<b>3.3</b>	<b>CÁLCULO DE PRESIONES INTERNAS.....</b>	<b>37</b>
3.3.1	Presiones en el silo de 160 Tn .....	37
3.3.1.1	Obtención de parámetros .....	37
3.3.1.2	Limitaciones dimensionales .....	38
3.3.1.3	Limitaciones relativas a los sólidos almacenados .....	41
3.3.1.4	Clasificación de evaluación de acciones .....	41
3.3.1.5	Cargas en las paredes verticales del silo.....	41
3.3.1.5.1	Llenado .....	42
3.3.1.5.1.1	Cargas simétricas .....	42
3.3.1.5.1.2	Cargas concentradas .....	46
3.3.1.5.2	Descarga.....	50
3.3.1.5.2.1	Cargas simétricas .....	50
3.3.1.5.2.2	Cargas concentradas .....	51
3.3.1.6	Cargas en el fondo cónico .....	53
3.3.1.6.1	Llenado .....	53
3.3.1.6.2	Descarga.....	58
3.3.2	Presiones en el silo de 80 Tn .....	61
3.3.2.1	Obtención de parámetros .....	61
3.3.2.2	Limitaciones dimensionales .....	61
3.3.2.3	Limitaciones relativas a los sólidos almacenados .....	62
3.3.2.4	Clasificación de evaluación de acciones .....	62
3.3.2.5	Cargas en las paredes verticales del silo.....	63
3.3.2.5.1	Llenado .....	63
3.3.2.5.1.1	Cargas simétricas .....	63
3.3.2.5.2	Descarga.....	64
3.3.2.5.2.1	Cargas simétricas .....	65
3.3.2.6	Cargas en el fondo cónico .....	65
3.3.2.6.1	Llenado .....	66
3.3.2.6.2	Descarga.....	67
<b>3.4</b>	<b>ESPESOR DE LAS PAREDES DEL SILO.....</b>	<b>69</b>
3.4.1	Espesor de las paredes del silo de 160 Tn .....	69
3.4.1.1	Espesor mínimo requerido por las presiones circunferenciales y longitudinales. ....	69
3.4.1.2	Espesor mínimo con la influencia del pandeo .....	72
3.4.2	Espesor de las paredes del silo de 80 Tn .....	75
3.4.2.1	Espesor mínimo requerido por las presiones circunferenciales y longitudinales. ....	75
3.4.2.2	Espesor mínimo con la influencia del pandeo .....	76
<b>3.5</b>	<b>OBTENCIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO .....</b>	<b>77</b>
3.5.1	Silo de 160 Tn .....	77
3.5.2	Silo de 80 Tn .....	85
<b>3.6</b>	<b>OBTENCIÓN DE LAS CARGAS DE NIEVE.....</b>	<b>88</b>
<b>3.7</b>	<b>SOBRECARGA DE USO.....</b>	<b>88</b>

<b>3.8</b>	<b>CREACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS Y PRESIONES DE LOS SILOS MEDIANTE UNA HOJA DE MICROSOFT EXCEL.....</b>	<b>89</b>
<b>3.9</b>	<b>CÁLCULO CON SOFTWARE COMERCIAL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL .</b>	<b>96</b>
3.9.1	Silo de 160 Tn .....	97
3.9.1.1	Introducción geométrica del silo en el software .....	97
3.9.1.2	Introducción de las presiones de llenado y descarga.....	99
3.9.1.3	Introducción de la sobrecarga de uso .....	101
3.9.1.4	Introducción de la carga de viento.....	102
3.9.1.5	Introducción de la carga de nieve .....	102
3.9.1.6	Introducción de la estructura de suportación del silo .....	103
3.9.1.7	Introducción de las cargas de sismo .....	104
3.9.1.8	Combinaciones .....	108
3.9.1.9	Resultados obtenidos .....	111
3.9.1.9.1	Chapa metálica.....	111
3.9.1.9.2	Estructura de suportación del silo .....	114
3.9.1.10	Comprobación a pandeo del pilar más solicitado .....	115
3.9.1.11	Placas de anclaje.....	121
3.9.2	Silo de 80 Tn .....	126
3.9.2.1	Introducción geométrica del silo y su estructura de suportación.....	127
3.9.2.2	Introducción de las cargas .....	128
3.9.2.3	Combinaciones .....	129
3.9.2.4	Resultados obtenidos .....	129
3.9.2.4.1	Chapa metálica.....	129
3.9.2.4.2	Estructura de suportación del silo .....	131
3.9.2.5	Comprobación a pandeo del pilar más solicitado.....	132
3.9.2.6	Placas de anclaje.....	136
<b>4.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>138</b>

## **BIBLIOGRAFIA**

## **ANEXOS**

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. SILO DE ALMACENAMIENTO.....	3
FIGURA 2. FILTRO DE ASPIRACIÓN.....	4
FIGURA 3. SENSOR DE NIVEL DE TIPO PENDULAR.....	5
FIGURA 4.1 FLUJO EN EMBUDO.....	10
FIGURA 4.2 FLUJO MÁSIICO.....	11
FIGURA 5. CONDICIONES EN LAS QUE PUEDE DARSE FLUJO MÁSIICO .....	17
FIGURA 6 (A) Y (B). ILUSTRACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DURANTE LA DESCARGA EN EL INTERIOR DEL SILO: PRESIÓN (P), RESISTENCIA MECÁNICA A LA CIZALLA DEL ELEMENTO DE CEMENTO (F), TENSIÓN DE CIZALLA (S).....	18
FIGURA 7. DIMENSIONES DE LA TOLVA CÓNICA DEL SILO DE 160 TN .....	25
FIGURA 8. DIMENSIONES DEL TALUD SUPERIOR DEL SILO DE 160 TN .....	27
FIGURA 9. DIMENSIONES DEL CUERPO CILÍNDRICO DEL SILO DE 160 TN .	28
FIGURA 10. DIMENSIONES DEL TECHO DEL SILO DE 160 TN.....	29
FIGURA 11. DIMENSIONES FINALES GENERALES DEL SILO DE 160 TN .....	30
FIGURA 12. DIMENSIONES DE LA TOLVA CÓNICA DEL SILO DE 80 TN .....	32
FIGURA 13. DIMENSIONES DEL TALUD SUPERIOR DEL SILO DE 80 TN .....	33
FIGURA 14. DIMENSIONES DEL CUERPO CILÍNDRICO DEL SILO DE 80 TN .	35
FIGURA 15. DIMENSIONES DEL TECHO DEL SILO DE 80 TN.....	35
FIGURA 16. DIMENSIONES FINALES GENERALES DEL SILO DE 80 TN .....	36
FIGURA 17. DIMENSIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE PRESIONES..	37
FIGURA 18. FORMAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL.....	38
FIGURA 19. CARGAS SIMÉTRICAS SOBRE LA PARED VERTICAL DURANTE EL LLENADO .....	42
FIGURA 20. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE LA PARED VERTICAL DURANTE EL LLENADO .....	47
FIGURA 21. PRESIONES DE LLENADO EN EL FONDO CÓNICO .....	54
FIGURA 22. PRESIONES DE DESCARGA EN EL FONDO CÓNICO.....	58
FIGURA 23. DIAGRAMA DE WEINGARTEN MORGAN Y SEIDE (RAVENET, 1976).....	74
FIGURA 24. VALOR DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO, $V_{b,0}$ .....	78
FIGURA 25. FACTOR EFECTO DE COLA .....	83
FIGURA 26. PROPIEDADES DEL CEMENTO (APARTADO 3.1).....	90
FIGURA 27. OBTENCIÓN DEL DIÁMETRO DE SALIDA .....	90
FIGURA 28. OBTENCIÓN DEL RESTO DE PARÁMETROS DE DISEÑO .....	91

FIGURA 29. LIMITACIONES Y CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES .....	92
FIGURA 30. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SIMÉTRICAS Y CONCENTRADAS DE LLENADO SOBRE LAS PAREDES VERTICALES .....	92
FIGURA 31. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SIMÉTRICAS Y CONCENTRADAS DE DESCARGA SOBRE LAS PAREDES VERTICALES.....	93
FIGURA 32. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE LLENADO Y DESCARGA SOBRE LA TOLVA .....	93
FIGURA 33 A. PRESIONES DE LLENADO Y DESCARGA EN EL SILO DE 160 TN SOBRE LAS VIROLAS A UTILIZAR EN LA HERRAMIENTA DEL APARTADO 3.9 DE ESTE TRABAJO .....	94
FIGURA 34. ESPESOR MÍNIMO REQUERIDO SIN TENER EN CUENTA EL PANDEO.....	94
FIGURA 35. ESPESOR MÍNIMO REQUERIDO TENIENDO EN CUENTA EL PANDEO.....	95
FIGURA 36. CÁLCULO DE LA CARGA DE VIENTO .....	95
FIGURA 33 B. PRESIONES DE LLENADO Y DESCARGA EN EL SILO DE 80 TN SOBRE LAS VIROLAS A UTILIZAR EN LA HERRAMIENTA DEL APARTADO 3.9 DE ESTE TRABAJO .....	96
FIGURA 37. PREFERENCIAS PARA EL PROYECTO .....	96
FIGURA 38. LÍNEAS DE CONSTRUCCIÓN.....	97
FIGURA 39. INTRODUCCIÓN DE LA SUPERFICIE DEL SILO .....	98
FIGURA 40. CONJUNTO SUPERFICIAL DEL SILO DE 160 TN EN ROBOT STRUCTURAL.....	99
FIGURA 41. INTRODUCCIÓN DEL ESPESOR.....	99
FIGURA 42. INTRODUCCIÓN DE LOS CASOS DE CARGA.....	100
FIGURA 43. INTRODUCCIÓN DE CARGAS SIMÉTRICAS Y CONCENTRADAS 100	
FIGURA 44. PRESIONES INTRODUCIDAS EN LA HERRAMIENTA DE CÁLCULO .....	101
FIGURA 45. SOBRECARGA DE USO INTRODUCIDA EN LA HERRAMIENTA DE CÁLCULO .....	101
FIGURA 46. CARGA DE VIENTO INTRODUCIDA EN LA HERRAMIENTA DE CÁLCULO .....	102
FIGURA 47. CARGA DE NIEVE INTRODUCIDA EN LA HERRAMIENTA DE CÁLCULO .....	102
FIGURA 48. ESTRUCTURA DE SUPORTACIÓN DEL SILO DE 160 TN .....	103
FIGURA 49. COEFICIENTES DE LONGITUD DE PANDEO.....	104
FIGURA 50. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS MODAL.....	105
FIGURA 51. COMPROBACIÓN DE NÚMERO DE MODOS.....	105
FIGURA 52. CONVERSIÓN DE CARGAS .....	106

FIGURA 53. ANÁLISIS SÍSMICO .....	107
FIGURA 54. COMBINACIÓN DE DIRECCIONES .....	108
FIGURA 55. INTRODUCCIÓN DE LAS COMBINACIONES.....	108
FIGURA 56. CARGAS Y COMBINACIONES ACTIVAS .....	109
FIGURA 57. GRUPOS DE CARGAS Y COMBINACIONES.....	110
FIGURA 58. GENERACIÓN DE LAS COMBINACIONES .....	110
FIGURA 59. GENERACIÓN DEL MALLADO .....	111
FIGURA 60. RESULTADOS PARED DEL SILO 160 TN .....	112
FIGURA 61. CASO DE MAYOR DEFORMACIÓN .....	113
FIGURA 62. MÁXIMA DEFORMACIÓN EN EL CASO 223 (ELU) .....	113
FIGURA 63. RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA DE SUPORTACIÓN DEL SILO DE 160 TN.....	114
FIGURA 64. MAYOR ESFUERZO DE COMPRESIÓN .....	115
FIGURA 65. PILAR SOMETIDO AL MAYOR ESFUERZO.....	116
FIGURA 66. ELECCIÓN DE LA CURVA DE PANDEO ADECUADA.....	118
FIGURA 67. PILAR MÁS DESFAVORABLE TENSIONALMENTE .....	121
FIGURA 68. ELECCIÓN DEL PILAR .....	121
FIGURA 69. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLETINA .....	122
FIGURA 70. ELECCIÓN DE LOS RIGIDIZADORES Y SUS PARÁMETROS.....	122
FIGURA 71. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANCLAJE Y SUS PARÁMETROS.....	123
FIGURA 72. ELECCIÓN DEL TIPO DE CHAVETA Y SUS PARÁMETROS .....	124
FIGURA 73. SOLDADURA.....	124
FIGURA 74. CIMENTACIÓN .....	125
FIGURA 75. CROQUIS DE LA PLANTA DEL SILO DE 160 TN CON CIMENTACIÓN Y PLACAS DE ANCLAJE.....	125
FIGURA 76. COMPROBACIONES .....	126
FIGURA 77. VISTA EN 3D DE LA UNIÓN.....	126
FIGURA 78. CONJUNTO SUPERFICIAL Y ESTRUCTURAL DEL SILO DE 80 TN EN ROBOT STRUCTURAL.....	127
FIGURA 79. COMPROBACIÓN DE NÚMERO DE MODOS.....	128
FIGURA 80. RESULTADOS PARED DEL SILO 80 TN .....	129
FIGURA 81. CASO DE MAYOR DEFORMACIÓN .....	130
FIGURA 82. MÁXIMA DEFORMACIÓN EN EL CASO 71 (ELU) .....	130
FIGURA 83. RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA DE SUPORTACIÓN DEL SILO DE 80 TN.....	131
FIGURA 84. MAYOR ESFUERZO DE COMPRESIÓN .....	132

FIGURA 85. PILAR SOMETIDO AL MAYOR ESFUERZO.....	132
FIGURA 86. PILAR MÁS DESFAVORABLE TENSIONALMENTE .....	136
FIGURA 87. CROQUIS DE LA PLANTA DEL SILO DE 80 TN CON CIMENTACIÓN Y PLACAS DE ANCLAJE.....	137
FIGURA 88. COMPROBACIONES .....	137
FIGURA 89. VISTA EN 3D DE LA UNIÓN.....	138



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. PROPIEDADES DEL CEMENTO.....	14
TABLA 2. VALORES CARACTERÍSTICOS DEL CEMENTO.....	15
TABLA 3. VALORES CARACTERÍSTICOS A UTILIZAR EN LAS DIFERENTES CARGAS.....	15
TABLA 4. CATEGORÍAS DE LA PARED DEL SILO.....	16
TABLA 5. VALORES CARACTERÍSTICOS PARA EL CÁLCULO DEL DIÁMETRO MÍNIMO.....	21
TABLA 6. DIMENSIONES DE LA FIGURA 17 PARA EL SILO DE 160 TN.....	38
TABLA 7. RESTRICCIONES DIMENSIONALES DE LA NORMA.....	39
TABLA 8. CLASES DE EVALUACIÓN DE ACCIONES.....	41
TABLA 9. PARÁMETRO $\gamma_{jz}$ SEGÚN ALTURA.....	44
TABLA 10. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (14), (15) Y (16).....	44
TABLA 11. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (20), (21) Y (22).....	46
TABLA 12. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (30), (31) Y (32).....	51
TABLA 13. CÁLCULO DE LA ECUACIÓN (39).....	56
TABLA 14. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (43) Y (44).....	57
TABLA 15. CÁLCULO DE LA ECUACIÓN (45).....	59
TABLA 16. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (50) Y (51).....	60
TABLA 17. DIMENSIONES DE LA FIGURA 17 PARA EL SILO DE 80 TN.....	61
TABLA 18. RESTRICCIONES DIMENSIONALES DE LA NORMA.....	62
TABLA 19. PARÁMETRO $\gamma_{jz}$ SEGÚN ALTURA.....	63
TABLA 20. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (14), (15) Y (16).....	64
TABLA 21. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (20), (21) Y (22).....	64
TABLA 22. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (30), (31) Y (32).....	65
TABLA 23. CÁLCULO DE LA ECUACIÓN (39).....	67
TABLA 24. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (43) Y (44).....	67
TABLA 25. CÁLCULO DE LA ECUACIÓN (45).....	68
TABLA 26. CÁLCULO DE LAS ECUACIONES (50) Y (51).....	69
TABLA 27. OBTENCIÓN DE $\chi$ PARA EL EJE FUERTE.....	119
TABLA 28. OBTENCIÓN DE $\chi$ PARA EL EJE DÉBIL.....	120
TABLA 29. OBTENCIÓN DE $\chi$ PARA EL EJE FUERTE.....	134
TABLA 30. OBTENCIÓN DE $\chi$ PARA EL EJE DÉBIL.....	135

## **LISTA DE ANEXOS**

- ANEXO 1** Silo 160 Tn. Resultados de cálculo de la estructura de suportación
- ANEXO 2** Silo 160 Tn. Resultados de cálculo de la base empotrada de los pilares
- ANEXO 3** Silo 80 Tn: Resultados de cálculo de la estructura de suportación
- ANEXO 4** Silo 80 Tn. Resultados de cálculo de la base empotrada de los pilares

## SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDADES
$\chi$	Coefficiente de reducción por pandeo	
$\mu$	Coefficiente de rozamiento con la pared	
$\mu$	Coefficiente de forma de la cubierta en el cálculo de la nieve	
$\lambda$	Esbeltez efectiva para el cálculo del viento	
$\delta$	Ángulo efectivo de fricción interna (teoría de Arnold y Mclean)	°
$\delta$	Densidad del aire	$\frac{kg}{m^3}$
$\gamma$	Peso específico	$\frac{kN}{m^3}$
$\beta$	Ángulo de inclinación de la tolva	°
$v(z)$	Velocidad de pico del viento	m/s
$\nu$	Viscosidad cinemática del aire	$\frac{m^2}{s}$
$d$	Diámetro menor de la tolva cónica	m
$b$	Diámetro del silo en el cálculo del número de Reynolds	mm
$Re$	Número de Reynolds	
$D$	Diámetro mayor de la tolva cónica	m
$C$	Coefficiente de seguridad	
$AP$	Apotema de la tolva cónica	m
$U$	Perímetro de la sección transversal del cilindro	m
$t$	Espesor de la pared del silo	mm
$K$	Coefficiente de presiones laterales	
FFM	Función de flujo de un material	
FF	Factor de flujo	
$F$	Valor característico del coeficiente de presiones en la tolva	
$A$	Área de la sección transversal del cilindro	m <sup>2</sup>

$\phi_{wh}$	Valor característico inferior del ángulo de fricción material –pared	°
$\phi_r$	Ángulo de talud natural	°
$\phi_{im}$	Ángulo de rozamiento interno	°
$\psi_\lambda$	Factor del efecto cola	
$\sigma_{1a}$	Tensión máxima de cizalla sobre el grano de cemento	MPa
$\sigma_1$	Tensión provocada por una presión circunferencial	kPa
$\mu_h$	valor característico inferior del coeficiente de rozamiento del material	
$\bar{\lambda}$	Esbeltez reducida	
$\theta_w$	Ángulo de inclinación de la tolva (teoría de Arnold y Mclean)	°
$\gamma_{M1}$	Coefficiente de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad	
$\Phi_w$	Coefficiente de rozamiento con la pared (teoría de Arnold y Mclean)	
$z_0$	Profundidad característica de Janssen	m
$z_0$	Longitud de la rugosidad	m
$s_k$	Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal	kPa
$q_p(z)$	Presión correspondiente a la velocidad de pico a la altura z indicada	Pa
$q_n$	Carga superficial de nieve en el techo de los silos	kPa
$p_{wf}$	Presión de tracción de llenado provocada por el rozamiento entre el grano y las paredes verticales	kPa
$p_{we}$	Presión de tracción de descarga provocada por el rozamiento entre el grano y las paredes verticales	kPa
$p_{vft}$	Presión vertical en la zona de transición entre la parte recta y la tolva	kPa
$p_{vffc}$	Presión vertical media a una altura x comprendida entre el diámetro menor de la tolva y la transición en el llenado	kPa
$p_{vf}$	Presión vertical de fondo tras el llenado	kPa
$p_{vefc}$	Presión vertical media a una altura x comprendida entre el diámetro menor de la tolva y la transición en la descarga	kPa

$p_{ve}$	Presión vertical de fondo en la descarga	kPa
$p_{tf}$	Presión tangencial sobre la tolva en el llenado	kPa
$p_{te}$	Presión tangencial sobre la tolva en la descarga	kPa
$p_{pf}$	Presión concentrada de llenado	kPa
$p_{pe}$	Presión concentrada de descarga	kPa
$p_{nf}$	Presión normal sobre la tolva en el llenado	kPa
$p_{ne}$	Presión normal sobre la tolva en la descarga	kPa
$p_{hf}$	Presión simétrica horizontal de llenado	kPa
$p_{he}$	Presión simétrica horizontal de descarga	kPa
$p_{h0}$	Presión horizontal asintótica a gran profundidad	kPa
$k_r$	Factor del terreno	
$k_I$	Factor de turbulencia	
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero	MPa
$f_y$	Tensión de límite elástico	MPa
$e_f$	Excentricidad máxima en el llenado	m
$d_c$	Diámetro mayor de la tolva cónica en la Figura 18	m
$c_{season}$	Factor estacional	
$c_s c_d$	Factor estructural	
$c_r$	Factor de rugosidad	
$c_o$	Coefficiente topográfico	
$c_f$	Coefficiente de fuerza	
$c_{dir}$	Factor direccional	
$a_\phi$	Coefficiente de mayoración o minoración de $\phi$	
$a_\mu$	Coefficiente de mayoración o minoración de $\mu$	
$a_k$	Coefficiente de mayoración o minoración de K	
$Y_j(z)$	Función de la variación de la presión con la profundidad	
$V_{tp}$	Volumen ocupado por el talud superior formado por el material almacenado	m <sup>3</sup>
$V_{prm}$	Volumen mínimo necesario de material acumulado en la parte recta del cilindro	m <sup>3</sup>

$V_m$	Velocidad media del viento	m/s
$V_b$	Velocidad básica del viento	m/s
$V_{b,0}$	Velocidad del viento	m/s
$P_{cr}$	Carga crítica a partir de la cual puede producirse el pandeo	kPa
$N_d$	Esfuerzo máximo mayorado	kN
$N_{cr}$	Carga de compresión crítica por pandeo	kN
$N_{b,Rd}$	Capacidad de pandeo por flexión	kN
$L_k$	Longitud de pandeo del pilar según las condiciones de extremo	mm
$I_v(z)$	Intensidad de la turbulencia a una altura z	
$F_w$	Fuerza del viento	kN
$F_{rmm}$	Fuerza lineal de rozamiento máxima – maximorum (Ravenet, 1976)	kPa
$F_{pff}$	Carga concentrada puntual en el llenado	kN
$F_{pfe}$	Carga concentrada puntual en la descarga	kN
$C_w$	coeficientes de mayoración de las presiones para las clases de evaluación de acciones 2 y 3	
$C_{pff}$	Coefficiente de mayoración de cargas para cargas concentradas	
$C_{op}$	Coefficiente del sólido para cargas concentradas	
$C_{op}$	Coefficiente de mayoración de cargas para el solido almacenado en el calculo de las cargas concentradas	
$C_b$	Coefficiente de mayoración de la carga en la zona de transición	
$C_h$	coeficientes de mayoración de las presiones para las clases de evaluación de acciones 2 y 3	
$A_c$	Área envolvente global	m <sup>2</sup>
$\phi_r$	Ángulo de talud natural	°
$h_{tp}$	Altura de talud superior formado por el material almacenado	m
$h_{prm}$	Altura mínima necesaria de material acumulado en la parte recta del cilindro	m

$h_c$	Altura del cilindro hasta superficie equivalente	m
$h_b$	Altura parte recta material hasta altura equivalente	m
$h_h$	Altura de la tolva	m
$h_0$	Altura base equivalente del cono superior	m
$(p_{vff}^i)_{virola}$	Presión vertical de llenado sobre el fondo por virola	kPa
$(p_{vffc})_{ch}$	Presión vertical sobre la pared de la tolva en el llenado	kPa
$(p_{vffch}^i)_{virola}$	Presión vertical de llenado sobre la pared del silo por virola	kPa
$(p_{vff})_{ch}$	Presión vertical total de llenado sobre la pared del silo	kPa
$(p_{ve}^i)_{virola}$	Presión vertical de descarga sobre el fondo por virola	kPa
$(p_{vefc})_{ch}$	Presión vertical sobre la pared de la tolva en la descarga	kPa
$(p_{vech}^i)_{virola}$	Presión vertical de descarga sobre la pared del silo por virola	kPa
$(p_{ve})_{ch}$	Presión vertical total de descarga sobre la pared del silo	kPa

## **RESUMEN**

El objetivo de este trabajo ha sido el análisis y diseño de silos metálicos de almacenamiento según lo indicado en la normativa Eurocódigo 1, para ello se ha desarrollado una herramienta Excel. Además, se ha generado una herramienta de cálculo estructural utilizando un software capaz de obtener las tensiones equivalentes a través del Método de los Elementos Finitos y la verificación de la estructura y cimentación que soportan al silo. Complementariamente, se ha comprobado frente a pandeo por flexión debido a compresión centrada el pilar más solicitado de la estructura para verificar los resultados proporcionados por el software.

Además, se fija como objetivo paralelo al desarrollo de las herramientas, el dimensionamiento de los silos con el objetivo de evitar la pérdida de propiedades del material por una mala evacuación del mismo durante la descarga. Por ello, se han buscado las dimensiones óptimas que generen un flujo másico en la descarga del cemento.



## **ABSTRACT**

The objective of this work has been the analysis and design of metallic storage silos according to the Eurocode 1 standard, for which an Excel tool has been developed. In addition, a structural calculation tool has been generated using software capable of obtaining the equivalent stresses through the Finite Element Method and the verification of the structure and foundation that support the silo. Additionally, the most requested pillar of the structure has been tested against flexural buckling due to centered compression in order to verify the results provided by the software.

In addition, a parallel objective to the development of the tools is the sizing of the silos in order to avoid the loss of material properties due to a bad evacuation of the material during unloading. For this reason, the optimal dimensions have been sought to generate a mass flow in the cement unloading.

# **1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Antecedentes y justificación**

El diseño y fabricación de silos es esencial para numerosas actividades industriales, por ello es fundamental que su estudio, tan problemático a lo largo de las últimas décadas, se optimice gracias a la tecnología y normativa actual.

El método PEPS (“primeras entradas, primeras salidas”) persigue evitar el almacenamiento de las materias primas y para esto, es imprescindible el uso de la tecnología de los silos. Un mal almacenado del cemento ocasiona la pérdida de propiedades del mismo, es por esto que el uso de silos esté ampliamente extendido. El cemento ensacado demora el tiempo de almacenamiento excesivamente. Según un estudio de 5 años realizado por Mayank Shekhar (Álvarez et al., 2019), indica que, tras 28 días de almacenamiento del cemento en sacos, se redujo la resistencia aproximadamente un 60%. En una muestra almacenada en silos los mismos días, se redujo un 7% aproximadamente. Además, ayuda a reducir estas pérdidas que el flujo de descarga del silo tienda a ser másico, impidiendo la acumulación de cemento en las paredes de la tolva. Otros tipos de flujo de descarga provocan la acumulación y posible pérdida de resistencia del material. Estos aspectos se desarrollarán en apartados posteriores.

El transporte, manejo y distribución del cemento se facilita con el uso de silos en comparación con el almacenamiento en sacos.

El diseño y fabricación de silos de almacenamiento de cemento se puede apoyar en diversa normativa y teorías, pero el alcance de estas está limitado. Los estudios

experimentales son escasos y, por tanto, se hace imprescindible el uso de un software de cálculo por el Método de los Elementos Finitos junto con la normativa vigente. Además, se establecerá un proceso de diseño bajo el cual se aumente la seguridad estructural de los silos de almacenamiento y que, tienda a evitar la acumulación de cemento en sus paredes.

## **1.2 Objetivo**

El objetivo del presente documento es desarrollar un procedimiento para el diseño de silos de almacenamiento de cemento de acuerdo con la normativa europea y teorías contrastadas.

Este Trabajo Fin de Máster está limitado al diseño y cálculo de silos verticales esbeltos soldados en chapa metálica para almacenamiento de cemento bajo la normativa europea (UNE-EN 1991-4:2011). Se aplicará a dos casos particulares (80 Tn y 160 Tn) que ilustrará teóricamente el proceso de diseño para dos tipos de clasificaciones descritas en la normativa mencionada: ACC1 y ACC2.

## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Silos para almacenamiento de cemento**

Por definición, un silo para almacenamiento de cemento es una estructura, generalmente vertical para altos volúmenes de almacenado y con geometría circular, utilizada para almacenar cemento, cuyas paredes ofrecen a éste un lugar de protección frente a agentes externos, como la humedad. Los silos preservan sus propiedades mecánicas para su uso industrial.

Es en la segunda mitad del siglo XIX cuando se fabricaron los primeros silos de gran tamaño, los cuales ganaron un importante protagonismo internacional debido a su eficiencia de almacenamiento y manejo de gran variedad de productos. Cabe destacar la alta siniestralidad de estas estructuras debido a la compleja distribución de presiones que se produce, sobre todo, con el almacenamiento de producto granular. Debido a este problema el interés científico y social aumentó, algo que actualmente sigue dando, aunque en menor medida, situaciones de peligro no previstas en su diseño.

El llenado puede ser llevado a cabo neumáticamente o mecánicamente por un elevador de cangilones, un transportador de cadena, transportador sinfín, etc. Y la descarga suele ser evacuada del fondo del silo a través de un transportador de cadena o un transportador sinfín.



**Figura 1. Silo de almacenamiento**

## **2.2 Partes constructivas de un silo vertical de almacenamiento**

Los silos de almacenamiento tienen 3 partes constructivas bien diferenciadas, desde la parte superior hasta la inferior: techo, cuerpo cilíndrico y fondo cónico.

### **2.2.1 Techo**

Fabricado en chapa metálica de espesor a elegir con una inclinación mínima que propicie la caída del agua, evitando su estancamiento. Es importante que este elemento constructivo conste de respiraderos, aberturas que dejen salir al aire interno del silo cuando se introduce el cemento. Además, suelen hacerse registros de acceso en el techo para tareas de mantenimiento en el silo.

Un filtro es un elemento accesorio que puede llevar el techo para limpiar el aire interno del silo. Las partículas de cemento quedan atrapadas en el interior del filtro cuando el aire pasa por el tamiz de este.



**Figura 2. Filtro de aspiración**

Otro elemento utilizado en el campo de los silos es el detector de péndulo, dispositivo electromecánico que señala cuándo el silo está llegando al máximo de su capacidad y que se instala en el interior del silo.



**Figura 3. Sensor de nivel de tipo pendular**

### **2.2.2 Cuerpo cilíndrico**

Chapas metálicas curvadas de espesor a elegir según solicitud, con diámetro fijo, que constituye la zona más grande del silo. Cada chapa constituye una virola, la cual se une a la contigua para formar el cilindro. La unión entre virolas puede ser soldada o atornillada. En el caso estudiado, al tratarse de cemento, lo común es que sea una unión soldada, para asegurar el hermetismo del interior del silo e impedir en el máximo grado posible la entrada de agentes externos que comprometan las propiedades del cemento.

El cuerpo cilíndrico se encarga de soportar la mayor parte de las presiones de llenado y descarga provocadas por el cemento.

### **2.2.3 Fondo cónico**

Fabricado en chapa de espesor a elegir según solicitud, con diámetro y ángulo variable. El diámetro de salida y el ángulo del fondo cónico van a marcar el patrón de flujo de descarga, lo cual es un factor determinante para el almacenaje de

cemento. En el caso estudiado, como ya se ha comentado, se buscará un patrón de flujo másico para evitar que quede cemento almacenado demasiado tiempo en el silo, con la consecuente pérdida de propiedades mecánicas.

### **2.3 Cemento**

Del latín *caementum*, el cemento es un material inorgánico utilizado como conglomerante, resultado de la cocción y molienda de la mezcla entre roca Caliza y Arcilla. La cocción se realiza a una temperatura situada en el intervalo 1450 °C – 1480 °C. De esta mezcla cocida se obtiene el Clinker, el cual tras ser molido y mezclado con yeso y más adiciones forma el cemento. La composición de los distintos tipos de cemento viene definida en la normativa UNE-EN 197-1.

El cemento endurece en presencia de agua, debido a la hidratación de los silicatos del calcio y aluminatos (Alcaraz., 2012). Es decir que, ante la humedad del aire, el cemento endurece, limitando su tiempo de almacenamiento.

El proceso de ganancia resistiva del cemento empieza por el fraguado del mismo, momento en el que pierde plasticidad y acaba con el endurecimiento progresivo.

#### **2.3.1 Propiedades del cemento**

Según la norma UNE-EN 1991-4:

- Peso específico ( $\gamma$ ). Relación entre el peso del cemento y el volumen que ocupa.
- Ángulo de talud natural ( $\phi_r$ ). Ángulo de reposo máximo del grano de cemento en el que es estable sin deslizarse.

- Ángulo de rozamiento interno ( $\phi_{im}$ ). Parámetro usado para expresar una propiedad del material, el rozamiento interno, relacionada con la fricción y cohesión entre granos.
- Coeficiente de presiones laterales ( $K$ ). Este coeficiente expresa la relación entre las presiones horizontales y las verticales.
- Coeficiente de rozamiento con la pared ( $\mu$ ). Valor correspondiente al rozamiento entre el material de las paredes del silo y el material que contiene el mismo.
- Coeficiente del sólido para cargas concentradas ( $C_{op}$ ). Valor experimental utilizado en el cálculo de las cargas concentradas asimétricas producidas por el cemento en las paredes del silo durante la descarga.

Los valores correspondientes utilizados en el cálculo de los esfuerzos correspondientes se han tomado de la tabla E.1 – Propiedades de los sólidos disgregados de la norma UNE-EN 1991-4:2011.

### **2.3.2 Cualidades del cemento durante el almacenamiento**

Se han descrito las propiedades relacionadas con el endurecimiento, a tener en cuenta para almacenar el cemento sin que se produzcan pérdida de propiedades mecánicas:

- El deterioro del cemento ocurre cuando la humedad llega al interior del silo, entrando en contacto con el cemento, que fraguará lentamente, formando grumos. Posteriormente esos grumos impiden la hidratación completa del cemento, lo que disminuye la resistencia mecánica del conglomerante.



- La temperatura es un factor que influye en la velocidad de fraguado y endurecimiento del cemento, lo que hay que tener en cuenta antes de trabajar con el cemento extraído del silo.
- Cada cierto tiempo es importante vaciar los silos para eliminar, a través de los registros, posibles costras de cemento que se hayan formado en el interior. Para disminuir este riesgo se tratará de conseguir un flujo másico.
- Como ya se ha comentado, el consumo del cemento debe ser continuo, evitando tiempos de almacenamiento superiores a 4 semanas en ambientes muy húmedos.  
(Osorio, J. (2020). Almacenamiento de cemento a granel. *Argos 360*)

## **2.4 Llenado del silo**

A continuación, se han descrito los detalles a tener en cuenta en el proceso de llenado del silo a través de un sistema neumático o mecánico.

### **2.4.1 Patrón de flujo de llenado**

El cemento puede llenar el silo de forma centrada, es decir que el punto más alto del talud originado por los granos de cemento coincida con el eje vertical del silo, o de forma excéntrica, cuando no ocurre lo anterior. Este patrón puede variar según la altura limitada por el espacio donde se ubica el silo u otra circunstancia particular. Si el llenado es excéntrico, las presiones se verán afectadas de la forma descrita en la norma UNE-EN 1991-4:2011.

Un aspecto importante es la segregación de los diferentes tipos de tamaños de grano en el llenado, provocando un tipo de flujo de descarga inadecuado para el objetivo buscado, evitar cemento estancado.

## **2.4.2 Presiones en el llenado**

Cargas simétricas y asimétricas producidas por la fuerza ejercida por los granos de cemento sobre las paredes del silo durante su llenado. Las presiones de llenado son estables en comparación con las de vaciado. El comportamiento del material granular no es equiparable al de un líquido debido al rozamiento de los granos con las paredes del silo, una simplificación muy utilizada en el pasado.

## **2.5 Descarga del silo**

A continuación, se han descrito los detalles a tener en cuenta en el proceso de descarga del silo.

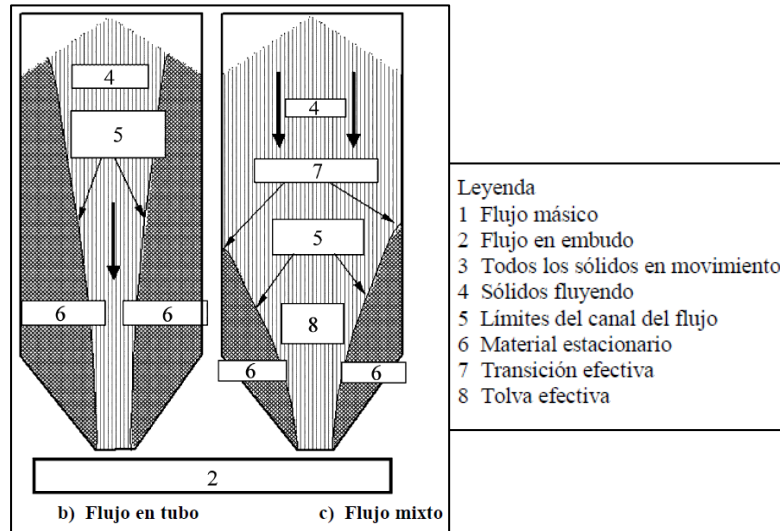
### **2.5.1 Patrón de flujo de descarga**

La descarga es una etapa crítica de los silos de almacenamiento, ya que es el momento en el que se pueden producir obstrucciones en el flujo de salida debido a un mal diseño del silo. Estas interrupciones se ven afectadas por el ángulo de la tolva de salida y por el diámetro del orificio de salida, el cual deberá ser mayor. En los siguientes subapartados se verán los tipos de flujo en la descarga descritos en la norma UNE-EN 1991-4.

#### **2.5.1.1 Flujo en embudo**

Este tipo de flujo se da cuando, por la formación de aglomeraciones de material estancado alrededor de las paredes del silo, solo fluye hacia el exterior del fondo cónico por un eje central, llamado conducto. La zona más alta del material estancado va fluyendo hacia el conducto central. Es por este estancamiento que, incluso después de haber vaciado el silo por completo, puede dejar material sin salir

del mismo, lo que puede conllevar una pérdida de propiedades del cemento almacenado.



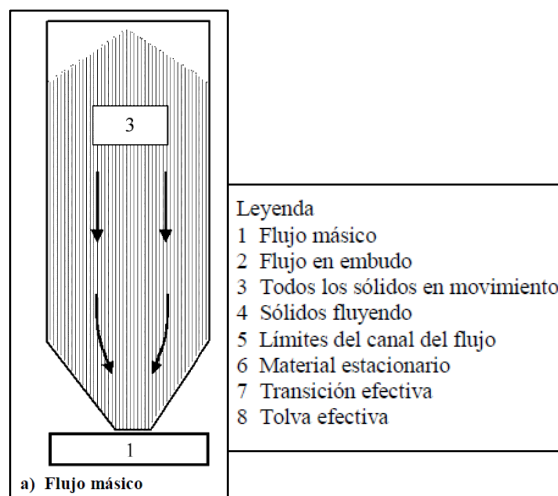
**Figura 4.1 Flujo en embudo**

Las características de este tipo de flujo lo hacen poco útil para la conservación de muchos tipos de materiales, como el cemento. Sin embargo, para los que sí se recomienda este tipo de flujo, presenta ciertas ventajas con respecto al flujo másico, y es que esos granos estancados ayudan a reducir la abrasión de las paredes metálicas del silo (no hay prácticamente rozamiento), además de que las presiones soportadas por éstas, son menores. Si se acumula demasiado material en las paredes del silo, puede ser un riesgo el descuelgue de todo el material hacia la tolva, con las correspondientes sobrepresiones que se producirían.

### 2.5.1.2 Flujo másico

Este tipo de flujo de descarga se caracteriza por el movimiento hacia la boca de salida de todas las partículas almacenadas, evitando el estancamiento del material en

las paredes del silo y permitiendo que lo que primero entra, primero salga (método PEPS). Permite descargar todo el material, aumentando el aprovechamiento de la capacidad respecto al flujo en embudo, y al mover todo el material, este acaba mezclándose con facilidad sin segregarse por tamaños. Evitar la segregación reduce el riesgo de posibles descuelgues repentinos de granos gruesos estancados en las paredes del silo.



**Figura 4.2 Flujo másico**

Como desventajas de este tipo de flujo de descarga se tiene que, como es obvio, el rozamiento, abrasión y presiones soportadas por las paredes serán mayores, por el continuo contacto entre silo y el material en movimiento.

### 2.5.2 Presiones en la descarga

Las presiones durante la descarga son generadas por el movimiento del material almacenado. En la intersección entre la parte recta y la tolva cónica de descarga se produce un incremento brusco de las presiones. El comportamiento durante la descarga y las presiones generadas por el material descargado siguen siendo, a día de hoy, impredecibles. A lo largo del siglo XX se estudió este fenómeno de vaciado

y el comportamiento de las presiones, tanto teórica como experimentalmente, siendo Jenike quien más aportaciones hizo. Las numerosas contradicciones de las teorías respecto de los estudios experimentales y la poca estabilidad (patrones de comportamiento muy variables) de los resultados han llevado a que las normativas actuales tengan que paliar esta incertidumbre con coeficientes de corrección (Ayuga, F., 1995).

## **2.6 Otros aspectos a tener en cuenta**

### **2.6.1 Falla por pandeo**

La falla más problemática en la tecnología de los silos es la producida por el efecto del rozamiento de los granos del material almacenado en la chapa del cuerpo cilíndrico ( $P_w$ ). Esta presión provoca una compresión del material, en este caso acero, que deberá tener un espesor adecuado.

### **2.6.2 Uniones soldadas**

Las chapas del cuerpo cilíndrico pueden ser unidas con tornillería o con soldadura. Como ya se ha comentado en el presente trabajo, se pretende lograr el máximo hermetismo posible, por tanto, las uniones deben ser soldadas. Estas uniones serán del tipo a tope (BW) entre chapas con un proceso de soldeo mediante arco eléctrico con electrodo continuo consumible (GMAW: Gas Metal Arc Welding), para mayor eficiencia. Se comprobará mediante ensayos no destructivos que las soldaduras son correctas para asegurar que la humedad no penetre en el interior del silo.

### 2.6.3 Riesgo de explosión

Normalmente el almacenamiento de materiales orgánicos en silos conlleva un riesgo de explosión alto y la consecuente clasificación de zona ATEX (atmósferas explosivas). No es el caso del polvo generado por el cemento, ya que es un material inorgánico, por tanto, este punto ha sido valorado en el presente trabajo.

## 3. METODOLOGÍA Y DISEÑO DEL SILO

En este punto se ha desarrollado la metodología completa del diseño de dos silos de almacenamiento de cemento, detallando el contenido teórico que aplicará en ambos y desarrollando numéricamente el proceso de diseño.

### 3.1 Especificaciones

- **Capacidades.** Se ha desarrollado la metodología de dos capacidades para abarcar en la mayor medida posible la normativa aplicada, teniendo en cuenta lo más utilizado en este campo del almacenamiento de cemento. Las capacidades son 80 Tn y 160 Tn, siendo esta última la más desfavorable.
- **Material.** Los silos se han contemplado en acero S275JR, tanto la chapa laminada que formará el cuerpo del silo como la estructura que soporta al mismo.
- **Geometría.** El diseño se ha hecho con silos verticales, ya que es lo más común y eficiente, en lo que a espacio ocupado se refiere. Además, para cumplir con el sistema de vaciar por completo el silo y que no permanezca almacenado, es primordial la verticalidad. Respecto a la sección de los silos, se han contemplado como circulares. El curvado de la chapa ofrece mayor rigidez y resistencia frente a los esfuerzos y peso propio. Otras secciones poligonales, aunque ofrecen

mayor capacidad de almacenaje, deben ser reforzadas para soportar los esfuerzos, aumentando el costo final.

- **Transporte.** Se ha considerado que la fabricación será en un taller y se trasladarán al lugar de almacenaje en un transporte especial, el cual requerirá de un permiso, ya que las medidas superan el transporte común.
- **Localización.** Se ha tenido en cuenta en la obtención de las cargas a introducir que la zona en la que se ubicarán los silos será Cartagena, Región de Murcia.
- **Elección de flujo y tipo de fondo.** Como se ha explicado en el marco teórico, el silo se ha diseñado siguiendo unas pautas que aseguren una tendencia a flujo másico. Se ha optado por un fondo cónico, por ser lo más común en este tipo de instalaciones y para asegurar el tipo de flujo buscado.
- **Propiedades del cemento.** Las propiedades del material almacenado se han tomado de la tabla E.1 de la norma UNE EN 1991-4:2011:

Datos del cemento según tabla E.1 de Anexo E		
PROPIEDAD	VALOR	UNIDAD
Peso específico, $\gamma$	16	$kN/m^3$
Ángulo talud natural, $\phi_r$	36	°
Ángulo de rozamiento interno, $\phi_{im}$	30	°
Coefficiente $a_\phi$	1,22	Adimensional
Coefficiente de presiones laterales $K_m$	0,54	Adimensional
Coefficiente $a_k$	1,2	Adimensional
Coefficiente de rozamiento, $\mu_m$ , pared D2 (ver tabla 4)	0,46	Adimensional
Coefficiente $a_\mu$	1,07	Adimensional
Coefficiente cargas concentradas $C_{op}$	0,5	Adimensional

**Tabla 1. Propiedades del cemento.**

En el cálculo posterior de las presiones internas provocadas por el cemento en el interior del silo se han necesitado los valores superiores e inferiores de los coeficientes de la Tabla 1. En la tabla siguiente se muestran estos valores:

PROPIEDAD	CÁLCULO	VALOR	UNIDAD
Valor característico superior $K_s$	$K_s = K_m \times a_K$	0,65	Adimensional
Valor característico inferior $K_i$	$K_i = K_m \div a_K$	0,45	Adimensional
Valor característico superior $\mu_s$	$\mu_s = \mu_m \times a_\mu$	0,49	Adimensional
Valor característico inferior $\mu_i$	$\mu_i = \mu_m \div a_\mu$	0,45	Adimensional
Valor característico superior $\phi_s$	$\phi_{is} = \phi_{im} \times a_\phi$	36,60	Adimensional
Valor característico inferior $\phi_i$	$\phi_{ii} = \phi_{im} \div a_\phi$	24,59	Adimensional
Valor característico medio $K_m$	$(K_s + K_i) \div 2$	0,549	Adimensional
Valor característico medio $\mu_m$	$(\mu_s + \mu_i) \div 2$	0,461	Adimensional
Valor característico medio $\phi_{im}$	$(\phi_{is} + \phi_{ii}) \div 2$	30,60	Adimensional

**Tabla 2. Valores característicos del cemento.**

Estos valores se han utilizado según la influencia que puedan tener en los cálculos de las presiones según la tabla 3.1 de la UNE EN 1991-4:2011:

Objetivo:	Valor característico a adoptar		
	Coefficiente de rozamiento con la pared $\mu$	Coefficiente de presiones laterales $K$	Ángulo de rozamiento interno $\phi$
<b>Para la pared vertical</b>			
Presión normal máxima en la pared vertical	Menor	Mayor	Menor
Presión de tracción por rozamiento máxima en la pared vertical	Mayor	Mayor	Menor
Carga vertical máxima en la tolva o en el fondo del silo	Menor	Menor	Mayor
<b>Objetivo:</b>	Coefficiente de rozamiento con la pared $\mu$	Coefficiente de presiones laterales $F$	Ángulo de rozamiento interno $\phi$
<b>Para la pared de la tolva</b>			
Presión máxima en la tolva en el llenado	Menor valor para la tolva	Menor	Menor
Presión máxima en la tolva en la descarga	Menor valor para la tolva	Mayor	Mayor
NOTA 1	Debería notarse que $\phi_{int}$ es siempre menor o igual que $\phi$ , puesto que el material se fracturará internamente si el deslizamiento en contacto con la pared requiere una mayor tensión tangencial que la que el rozamiento interno puede ofrecer. Esto significa que, en todos los análisis, el coeficiente de rozamiento de la pared no debería ser mayor que $\tan \phi$ (es decir, $\mu = \tan \phi$ es siempre menor o igual que $\tan \phi$ ).		
NOTA 2	La presión normal de la tolva $p_n$ está habitualmente maximizada si el coeficiente de rozamiento de la tolva es bajo, debido a que se soporta una menor parte de la carga total de la tolva mediante el rozamiento con la pared. Debería tenerse especial cuidado en la elección de los valores extremos de las propiedades usados para la carga de rozamiento de la tolva, asegurando que las consecuencias estructurales son completamente conocidas (es decir, la conveniencia de maximizar presión normal o la de rozamiento depende del tipo de modo de fallo estructural que se considera).		

**Tabla 3. Valores característicos a utilizar en las diferentes cargas.**



El tipo de pared del silo viene definido en la tabla 4.1 de la UNE EN 1991-4.

Categoría	Título descriptivo	Materiales de la pared típicos
D1	Rozamiento bajo clasificado como "Deslizante"	Acero inoxidable laminado en frío Acero inoxidable pulido Superficie con un revestimiento para bajo rozamiento Aluminio pulido Poliétileno de peso molecular ultraelevado <sup>a</sup>
D2	Rozamiento moderado clasificado como "Liso"	Acero dulce liso (construcción soldada o atornillada) Acero inoxidable terminado con fresa Acero al carbono galvanizado Aluminio oxidado Superficie con un revestimiento para resistencia frente a la corrosión o el desgaste abrasivo
D3	Rozamiento elevado clasificado como "Rugoso"	Hormigón encofrado, hormigón enfoscado u hormigón envejecido Acero al carbono envejecido (oxidado) Acero resistente a la abrasión Piezas cerámicas
D4	Irregular	Paredes onduladas horizontalmente Chapa nervada con nervios horizontales Paredes especiales con grandes anomalías
<small>NOTA Los títulos descriptivos de esta tabla se dan en términos de rozamiento más que de rugosidad porque hay una mala correlación entre las medidas de la rugosidad y la medida del rozamiento con la pared entre un sólido granular deslizante y la superficie.</small>		
<small><sup>a</sup> Se debería considerar cuidadosamente en estos casos el efecto de la rugosidad de las partículas que se incrustan dentro de la superficie.</small>		

**Tabla 4. Categorías de la pared del silo.**

En los casos estudiados, se ha contemplado como de tipo D2, ya que es la categoría del acero dulce, por eso se ha tomado el valor indicado en la tabla 1.

### 3.2 Dimensionamiento

Se ha procedido a dimensionar los silos, primero se ha enfocado el proceso en el silo más desfavorable dimensionalmente, el de 160 Tn. Posteriormente, se ha hecho lo propio con el de 80 Tn.

#### 3.2.1 Silo de 160 Tn

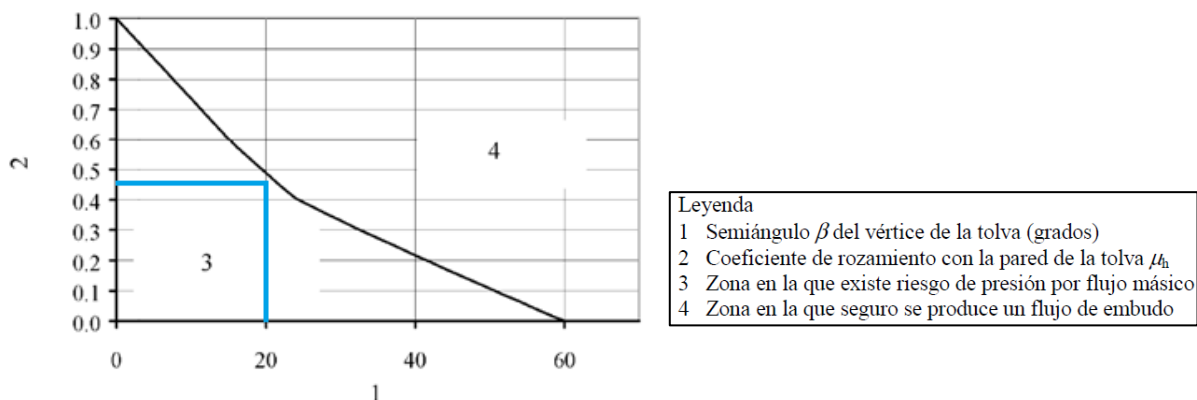
El proceso de dimensionamiento se ha empezado calculando el fondo del silo. Cuando se ha obtenido la altura, el ángulo y la boca de salida de la tolva, se ha pasado a calcular el cuerpo cilíndrico y el techo.

### 3.2.1.1 Fondo cónico

En primer lugar, se ha dimensionado la tolva de descarga, ya que va a marcar el resto de parámetros. Por pasos, con la prioridad de tender a un flujo tipo másico: el primer paso ha sido definir el ángulo de la tolva apoyándonos en la norma UNE EN 1991-4:2011. Posteriormente, se ha utilizado una de las teorías de arco, explicada a continuación, con la que se ha obtenido el diámetro de salida.

#### 3.2.1.1.1 Ángulo de la tolva cónica de descarga

La elección se ha hecho apoyándonos en la Figura 5, obtenida de la norma UNE EN 1991-4:2011. Se muestra a continuación:



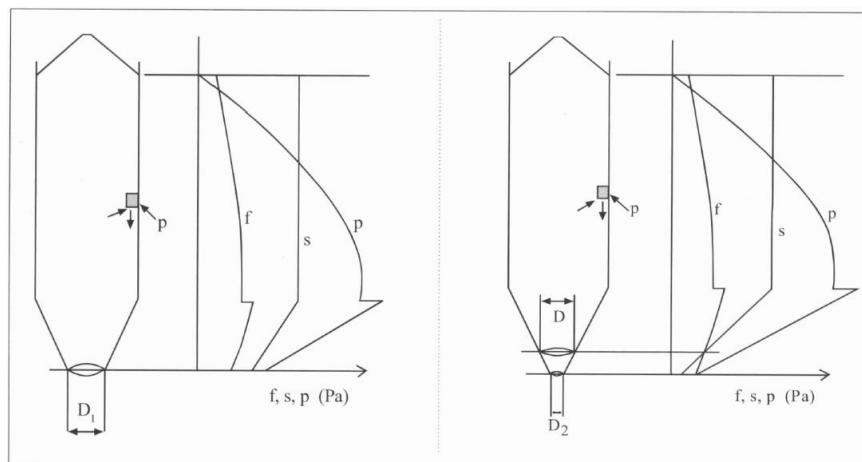
**Figura 5. Condiciones en las que puede darse flujo másico**

Para hacer uso de esta Figura, se ha necesitado el ángulo de la tolva a elegir y el coeficiente de rozamiento del material con la pared del silo. El coeficiente de rozamiento con la pared,  $\mu_m$ , se ha obtenido de la Tabla 1, y el valor medio es 0,46. Como ángulo de la tolva se ha tomado  $\beta = 20^\circ$ . Con estos valores, se ha entrado en la figura anterior, situándonos en zona de flujo másico. Si bien es cierto que no se puede asegurar que vaya a existir tal flujo, ya que aquí no se ha tenido en cuenta la influencia del ángulo de rozamiento interno, como indica la propia norma en el punto 3 del apartado 4.1, capítulo 4. Es evidente que, para tender hacia un flujo

másico, el cálculo se debe apoyar en una base experimental que haya tenido en cuenta el efecto del rozamiento interno entre los granos del material. Esta base experimental se ha encontrado en las teorías de arco, con las cuales se ha obtenido (ver apartado 3.2.1.1.2) el diámetro mínimo de la tolva de descarga con el cual el flujo tenderá a ser másico.

### 3.2.1.1.2 Diámetro de salida mínimo

En este apartado se han descrito las condiciones mínimas para que la descarga del flujo tienda a ser másica. Durante la descarga, si se analiza un elemento de cemento que está en contacto con la pared del silo en la zona más alta, la presión que soporta es nula, ya que su grado de compactación es cero. Si se desciende y se analiza otro elemento intermedio, Por tanto, la compactación de los elementos, va aumentando hasta el final del cuerpo cilíndrico, donde es constante. Cuando el elemento entra en la transición recto – inclinado del paso del cuerpo cilíndrico a la tolva de descarga, se produce un fuerte incremento de la presión, la cual irá descendiendo desde este punto mencionado hasta la boca de salida. En la siguiente Figura se ha ilustrado lo explicado anteriormente:



**Figura 6 (a) y (b). Ilustración de la distribución de fuerzas durante la descarga en el interior del silo: presión (p), resistencia mecánica a la cizalla del elemento de cemento (f), tensión de cizalla (s).**

Como se puede observar en la Figura, la resistencia mecánica a la cizalla ( $f$ ) va aumentando proporcionalmente a la presión ( $p$ ), ya que la primera ( $f$ ) depende del grado de compactación y éste depende de la segunda ( $p$ ). A mayor presión, mayor grado de compactación del material almacenado y a mayor compactación, mayor resistencia mecánica a la cizalla ( $f$ ). Es evidente que, si el grado de compactación varía dependiendo de la posición del elemento durante la descarga, también lo hará la resistencia a la cizalla.

Por otro lado, los elementos en contacto con la pared del silo durante la descarga están sometidos a la tensión de cizalla máxima ( $s$ ), que, de la misma forma, depende de la posición. Si la tensión de cizalla ( $s$ ) es mayor que la resistencia mecánica a la cizalla ( $f$ ), no se produce estancamiento de material en las paredes del silo y hay flujo másico. Si ocurre lo contrario, se produce el problema del estancamiento.

En la Figura 6 (a), con el diámetro  $D_1$ ,  $s > f$ , con lo que no debe haber estancamiento. Sin embargo, en la Figura 6 (b), con el diámetro  $D_2$ , ( $s$ ) corta a ( $f$ ) a la altura indicada. En esa altura es donde se obtendría el diámetro de salida mínimo ( $D$ ). Cuando el diámetro es menor que  $D$ , por ejemplo,  $D_2$ , se produce estancamiento del cemento.

La función de flujo de un material (FFM) es una propiedad de los materiales que indica cómo varía la resistencia del material a la cizalla con respecto a la presión a la que se le somete. Dependiendo de esta propiedad se puede averiguar qué clase de fluidez tiene el material almacenado, en este caso el cemento. Si al aumentar la presión, la pendiente con la que aumenta la resistencia a la cizalla es elevada, el

material presenta una fluidez baja. Si ocurre lo contrario, la fluidez será alta. Esta función debe hallarse experimentalmente.

De otro modo, el factor de flujo (FF) no es una propiedad del material, sino una representación numérica de la relación entre el material y el silo que lo almacena. Relaciona la tensión de cizalla máxima que actúa sobre el elemento almacenado y la presión a la que está sometida el mismo. Jenike señaló que el cociente entre las dos fuerzas es constante dentro de un mismo sistema.

El punto en el que coincide FF con FFM es el mismo punto donde coincide (s) y (f) de la Figura 6 (b). Justo en ese punto se produce el diámetro mínimo a través del cual fluye másicamente el cemento al exterior del silo (Amorós et al., 2001).

Para obtener el diámetro mínimo donde FF y FFM coinciden se ha utilizado una de las teorías de arco descritas en el artículo Arching in hoppers: II. Arching theories and critical outlet size (Drescher et al., 1995). En concreto la teoría de Arnold y Mclean, una de las que obtiene valores cercanos a los obtenidos experimentalmente en el artículo.

Estos son los parámetros que se han utilizado para aplicar la teoría de Arnold y Mclean. Se han adecuado los símbolos a los utilizados en el artículo, variándolos con respecto a los descritos en el apartado 3.1. Además, hay valores que se han obtenido directamente del artículo, para adecuar el cálculo a los valores usados en el mismo:

Ángulo de inclinación de la tolva	$\theta_w$	20,00	°
Ángulo efectivo de fricción interna	$\delta$	51,90	°
Ángulo de fricción material - pared	$\Phi_w$	24,70	°
Tolva cónica - Parámetro m	m	2,00	Adimensional
Constante L	L	3,72	kN/m <sup>2</sup>
Constante K	K	0,18	Adimensional
Peso específico cemento	$\gamma$	16,00	kN/m <sup>3</sup>

**Tabla 5. Valores característicos para el cálculo del diámetro mínimo.**

Se ha definido el ángulo de la tolva anteriormente como  $\theta_w = 20^\circ$ . A continuación, se ha obtenido el diámetro mínimo de la teoría de Arnold y Mclean:

➤ Parámetro  $\beta$ , parámetro necesario para el cálculo del factor de flujo (FF).

$$\beta = \frac{1}{2} \left( \Phi_w + \arcsin \frac{\sin \Phi_w}{\sin \delta} \right) \quad (1)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left( 24,7^\circ + \arcsin \frac{\sin 24,7^\circ}{\sin 51,9^\circ} \right) = 28,04^\circ$$

➤ Se sustituye  $\beta$  en la siguiente expresión del parámetro  $S$ , la cual se necesita para el cálculo del FF.

$$S = (2 - 2 \cdot \cos(\text{rad}(\beta + \theta_w)))^{m-1} \cdot (\text{rad}(\beta + \theta_w))^{2-m} \cdot \sin(\text{rad}(\theta_w)) \cdot \sin(\text{rad}(\beta)) \cdot \sin^m(\text{rad}(\beta + \theta_w)) \quad (2)$$

Siendo  $m = 2$  para tolvas cónicas, como es el caso estudiado.

$$\begin{aligned} S &= (2 - 2 \cdot \cos(\text{rad}(28,04^\circ + 20^\circ)))^{m-1} \cdot (\text{rad}(28,04^\circ + 20^\circ))^{2-m} \\ &\quad \cdot \sin(\text{rad}(20^\circ)) \cdot \sin(\text{rad}(28,04^\circ)) \cdot \sin^m(\text{rad}(28,04^\circ + 20^\circ)) \\ &= 0,49 \end{aligned}$$

➤ Parámetro  $T$ , necesario en esta teoría para calcular el factor de flujo

$$T = 2 \cdot (1 - \sin(\text{rad}(\delta))) \cdot \sin^{m+1}(\text{rad}(\beta + \theta_w)) \quad (3)$$

$$T = 2 \cdot (1 - \sin(\text{rad}(51,90^\circ))) \cdot \sin^{2+1}(\text{rad}(28,04^\circ + 20^\circ)) = 0,32$$

➤ Parámetro  $U$ , el cual se sustituye en la expresión del FF

$$U = \left( \frac{(2^{m-1}) \cdot \sin(\text{rad}(\delta))}{1 - \sin(\text{rad}(\delta))} \right) \cdot \left( \frac{\sin(\text{rad}(2\beta + \theta_w))}{\sin(\text{rad}(\theta_w))} \right) \quad (4)$$

$$U = \left( \frac{(2^{2-1}) \cdot \sin(\text{rad}(51,90^\circ))}{1 - \sin(\text{rad}(51,90^\circ))} \right) \cdot \left( \frac{\sin(\text{rad}(2 \cdot 28,04^\circ + 20^\circ))}{\sin(\text{rad}(20^\circ))} \right) = 28,35$$

➤ Se sustituye (2), (3) y (4) en (5), expresión del factor de flujo (FF):

$$FF = \frac{S \cdot (1 + \sin(\text{rad}(\delta)))}{T \cdot (U - 1) \cdot \sin(\text{rad}(\theta_w))} \cdot \left( \frac{1,13}{2,26 + \text{rad}(\theta_w)} \right)^{1-m} \cdot \left( \frac{3,48}{3,48 + \text{rad}(\theta_w)} \right)^{m-2} \quad (5)$$

$$FF = \frac{0,49 \cdot (1 + \sin(\text{rad}(51,90^\circ)))}{0,32 \cdot (28,35 - 1) \cdot \sin(\text{rad}(20^\circ))} \cdot \left(\frac{1,13}{2,26 + \text{rad}(20^\circ)}\right)^{1-2} \cdot \left(\frac{3,48}{3,48 + \text{rad}(20^\circ)}\right)^{2-2} = 0,68$$

- Una vez obtenido el factor de flujo (FF), se procede a obtener la función  $g()$ , que posteriormente se sustituirá en la expresión del diámetro mínimo.

$$g() = 2 \sin(\text{rad}(\theta_w)) \left(\frac{1,13}{2,26 + \text{rad}(\theta_w)}\right)^{m-1} \left(\frac{3,48}{3,48 + \text{rad}(\theta_w)}\right)^{2-m} \quad (6)$$

$$g() = 2 \sin(\text{rad}(20^\circ)) \left(\frac{1,13}{2,26 + \text{rad}(20^\circ)}\right)^{2-1} \left(\frac{3,48}{3,48 + \text{rad}(20^\circ)}\right)^{2-2} = 0,3$$

- El último valor a introducir en la expresión del diámetro mínimo exigido es la tensión máxima de cizalla sobre el grano de cemento, siguiendo la expresión (7):

$$\sigma_{1a} = \frac{L}{1 - K \cdot FF} \quad (7)$$

Siendo K y L unas constantes obtenidas de la Tabla 5

$$\sigma_{1a} = \frac{3,72}{1 - 0,18 \cdot 0,68} = 4,24 \frac{kN}{m^2}$$

- Finalmente se sustituye (6) y (7) en (8), para obtener el diámetro teórico buscado:



$$D_T = \frac{2 \cdot \sigma_{1a} \cdot \sin(\text{rad}(\theta_w))}{\gamma * g()} \quad (8)$$

$$D_T = \frac{2 \cdot 4,24 \cdot \sin(\text{rad}(20^\circ))}{16 * 0,3} = 0,6 \text{ m}$$

Como este es el diámetro en el que coincide (s) y (f), se ha optado por aumentar en un 20% este diámetro, para asegurar la tendencia a flujo másico. Es decir que el diámetro sería:

$$D = 1,2 \cdot 0,6 = 0,72 \text{ m}$$

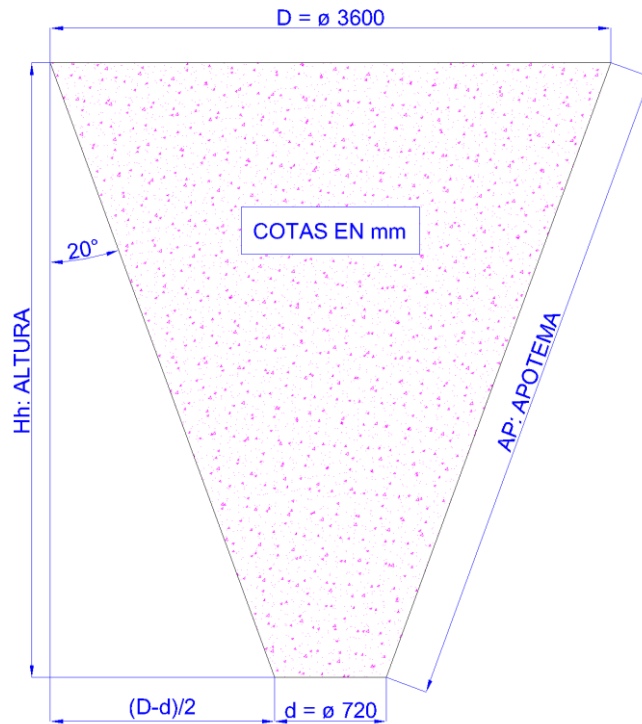
Y este será el diámetro de salida de la tolva, 720 mm.

#### **3.2.1.1.3 Diámetro mayor**

El diámetro mayor de la tolva cónica ha sido elegido en base a dos aspectos, la altura y la transportabilidad. Una altura de más de 15 metros supondría complicaría las cargas de viento, por tanto, se ha fijado ese máximo, siendo esta una altura considerable para este tipo de silos. Por otro lado, se ha optado por una anchura máxima de 4 metros, para poder transportar el silo con un permiso de transporte especial. Cuadrando estos límites impuestos a la altura del cilindro (el cálculo se ha descrito en el apartado 3.2.1.2) con el volumen requerido total de 160 Tn, se ha fijado un diámetro mayor del cono de 3600 mm.

#### **3.2.1.1.4 Resto de dimensiones del fondo cónico**

En este apartado se ha procedido a calcular las dimensiones del cono restantes: altura, volumen y superficie lateral.



**Figura 7. Dimensiones de la tolva cónica del silo de 160 Tn**

➤ **Altura y volumen**

$$V_{tolva} = \frac{\pi \cdot H_h}{3} \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r) \quad (9)$$

$$H_h = \frac{\frac{D-d}{2}}{\tan \beta} \quad (10)$$

$$H_h = 3,96 \text{ m}$$

Se sustituye (10) en (9) y se obtiene el volumen:

$$V_{tolva} = 16,65 \text{ m}^3$$

➤ **Superficie lateral de la tolva cónica de descarga**

$$AP = \sqrt{H_h^2 + \left(\frac{D-d}{2}\right)^2} \quad (11)$$

$$S_{tolva} = \pi \cdot AP \cdot \left(\frac{D}{2} + \frac{d}{2}\right) \quad (12)$$

Se sustituye (11) en (12) y se obtiene la superficie lateral:

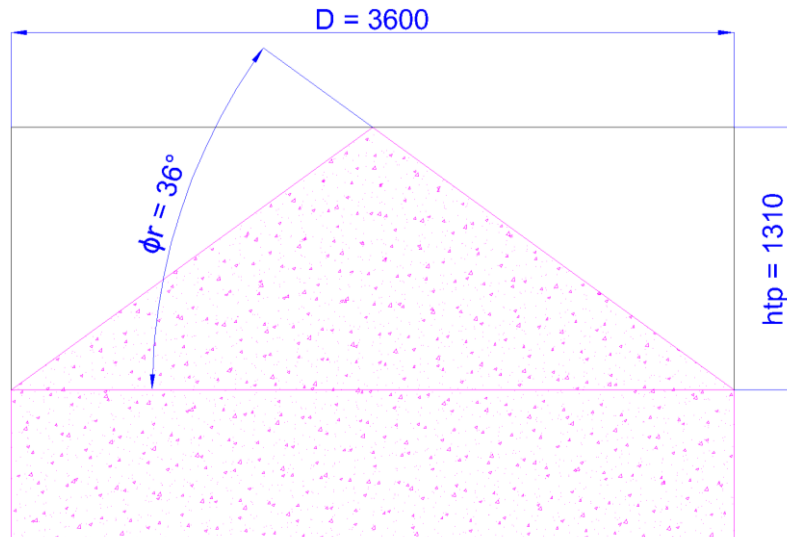
$$S_{tolva} = 28,57 \text{ m}^2$$

### **3.2.1.2 Cuerpo cilíndrico**

Las dimensiones del cuerpo del silo vienen condicionadas por la altura máxima del talud superior formado por los granos de cemento y la altura mínima de material acumulado en vertical requerida para, con el diámetro elegido, llegar al volumen definido de almacenamiento de 160 Tn.

#### **3.2.1.2.1 Altura del talud superior**

Altura del cono superior de material almacenado, definida por la distancia entre el punto más alto de material almacenado y el punto más bajo de la pared del silo que no está en contacto con el cemento, como se puede ver en la Figura 8.



**Figura 8. Dimensiones del talud superior del silo de 160 Tn**

Se procede a calcular  $h_{tp}$  con el diámetro y la tangente del ángulo de talud natural definido en la tabla 1,

$$h_{tp} = \tan 36^\circ \cdot \frac{3600}{2} = 1310 \text{ mm}$$

Y el volumen ocupado por esta parte es de:

$$V_{tp} = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot h_{tp}}{3} \quad (13)$$

$$V_{tp} = \frac{\pi \cdot 1,8^2 \cdot 1,310}{3} = 4,44 \text{ m}^3$$

### 3.2.1.2.2 Altura mínima de la parte recta de material requerida

El volumen total que ocupan las 160 Tn, utilizando el peso específico del cemento (ver tabla 1) es de:

$$V_{160 \text{ Tn}} = 100 \text{ m}^3$$

Sabiendo el volumen total que se necesita para almacenar las 160 Tn y restándole a éste los volúmenes obtenidos con (9) y (13), se tiene que el volumen mínimo de material acumulado en la parte recta del cilindro debe ser:

$$V_{prm} = 78,9 \text{ m}^3$$

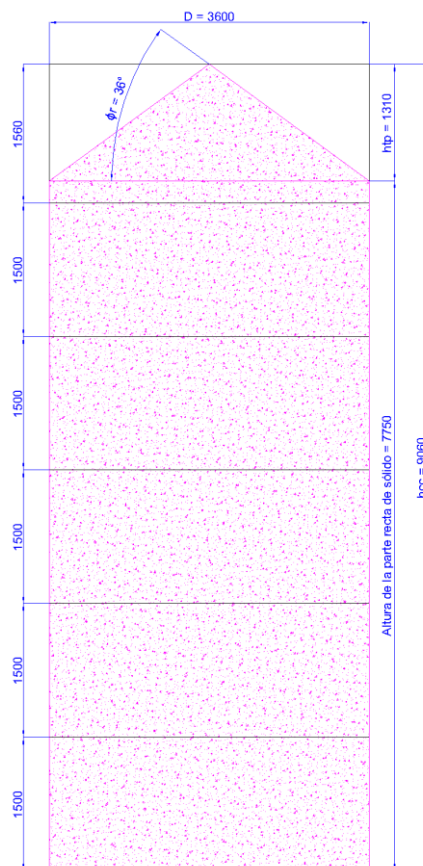
Y este volumen marca la altura, sabiendo que el diámetro es igual a 3600 mm:

$$h_{prm} = 7750 \text{ mm}$$

### 3.2.1.2.3 Dimensiones del cuerpo cilíndrico

Si se suma la altura mínima de la parte recta del material ( $h_{prm}$ ) a la altura del talud superior ( $h_{tp}$ ), se obtiene la altura del cuerpo cilíndrico del silo de 160 Tn:

$$h_{cc} = h_{tp} + h_{prm} = 9060 \text{ mm}$$

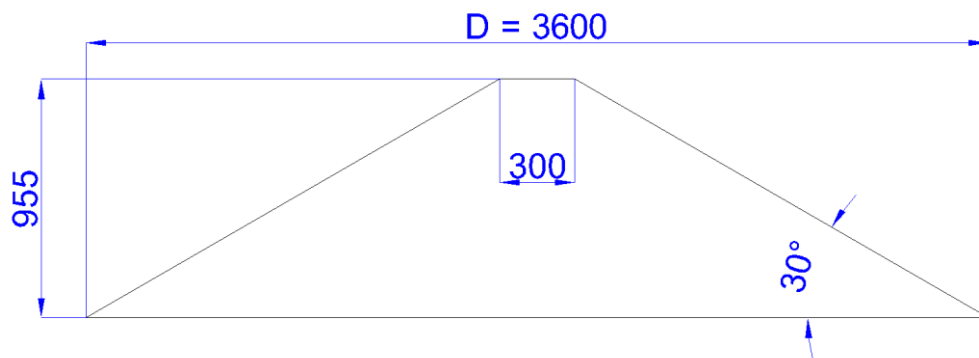


**Figura 9. Dimensiones del cuerpo cilíndrico del silo de 160 Tn**

Se puede apreciar que el cuerpo cilíndrico está dividido en seis virolas diferentes (las cuales se unirán mediante soldadura). Se trata de cinco virolas de 1500 mm (medida adoptada para mayor eficiencia de fabricación, ya que una de las medidas comerciales estándar es 1500 mm de ancho, con el consecuente ahorro de material) y una de 1560 mm que compondrán la parte cilíndrica del silo de 160 Tn.

### 3.2.1.3 Techo

Las dimensiones del techo del silo se han basado en evitar el estancamiento del agua, utilizando un ángulo de inclinación común de  $30^\circ$ . Además, se contempla que la entrada al silo será con un tubo estándar de 300 mm, por lo que se ha dejado una boca de entrada con esa dimensión. La altura se obtendrá teniendo en cuenta los parámetros anteriores. El diseño es el siguiente:

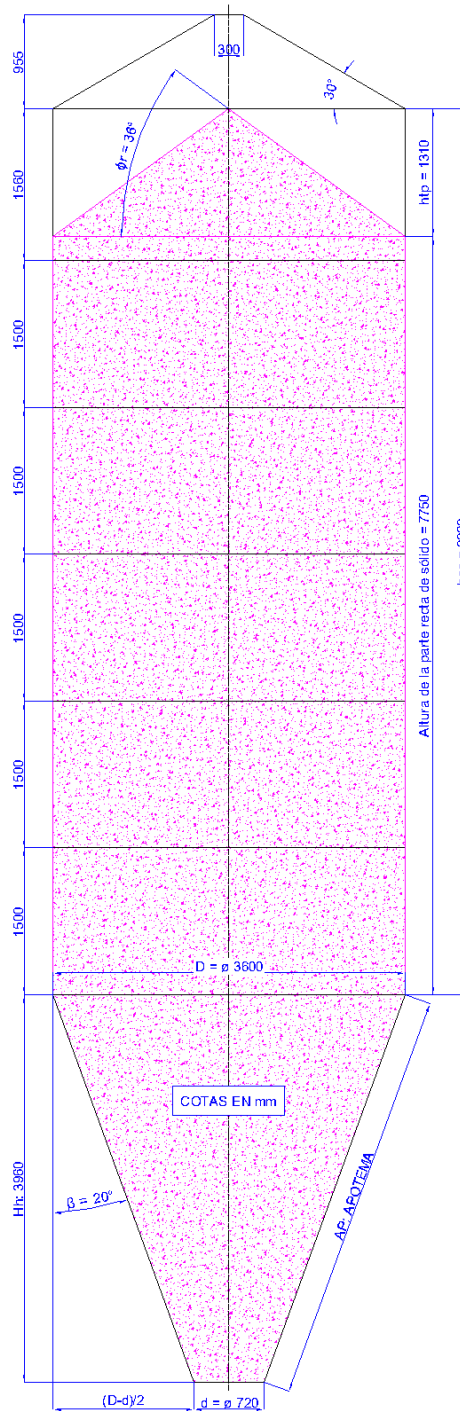


**Figura 10. Dimensiones del techo del silo de 160 Tn**

### 3.2.1.4 Dimensiones finales generales del silo de 160 Tn

Se muestra a continuación (ver Figura 11) el diseño completo del silo de 160 Tn con todas las partes y medidas descritas en los apartados anteriores. Se ha contemplado que la altura desde la boca de salida hasta el suelo será de aproximadamente un

metro, dimensión que se ha tenido en cuenta para el diseño de la estructura soporte del silo.



**Figura 11. Dimensiones finales generales del silo de 160 Tn**

### **3.2.2 Silo de 80 Tn**

Se ha seguido el mismo procedimiento que el descrito en el apartado 3.2.1

#### **3.2.2.1 Fondo cónico**

Se ha seguido el mismo procedimiento que el descrito en el apartado 3.2.1.1

##### **3.2.2.1.1 Ángulo de la tolva cónica de descarga**

Se ha escogido el mismo ángulo que en el silo de 160 Tn. Siguiendo los mismos criterios. Por tanto,  $\beta = 20^\circ$ .

##### **3.2.2.1.2 Diámetro de salida mínimo**

Se ha elegido el mismo diámetro que en el silo de 160 Tn, siguiendo los mismos criterios teóricos de tendencia al flujo másico. Por tanto,  $D = 720 \text{ mm}$ .

##### **3.2.2.1.3 Diámetro mayor**

El diámetro mayor se ha obtenido siguiendo los mismos criterios descritos en el apartado 3.2.1.1.3, además de otros aspectos importantes, como la esbeltez y las restricciones dimensionales impuestas por la norma UNE EN 1991-4:2011. Se ha visto en el apartado 3.3.1.1 del presente trabajo que el cociente entre la altura y el diámetro va a definir qué tipo de silo se va a diseñar, lo cual condiciona el cálculo de presiones. Teniendo en cuenta esto, se ha buscado un tipo de silo esbelto dentro de las restricciones, para mantener el mismo procedimiento de diseño. Cumpliendo todas las condiciones, se ha fijado un diámetro mayor del cono de 2750 mm.



### 3.2.2.1.4 Resto de dimensiones del fondo cónico

En este apartado se ha procedido a calcular las dimensiones del cono restantes: altura, volumen y superficie lateral.

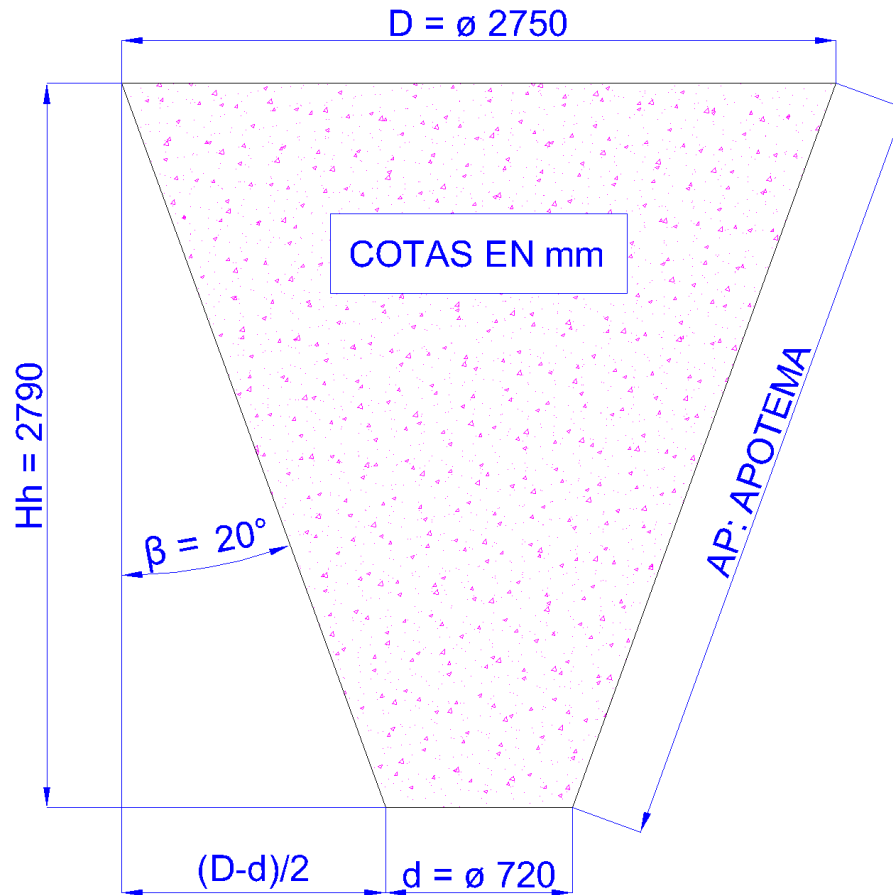


Figura 12. Dimensiones de la tolva cónica del silo de 80 Tn

#### ➤ Altura y volumen

Utilizando las ecuaciones (9) y (10), se obtiene que:

$$H_h = 2,79 \text{ m}$$

$$V_{tolva} = 7,35 \text{ m}^3$$

#### ➤ Superficie lateral de la tolva cónica de descarga

Del mismo modo, aplicando las ecuaciones (11) y (12), se obtiene la superficie lateral:

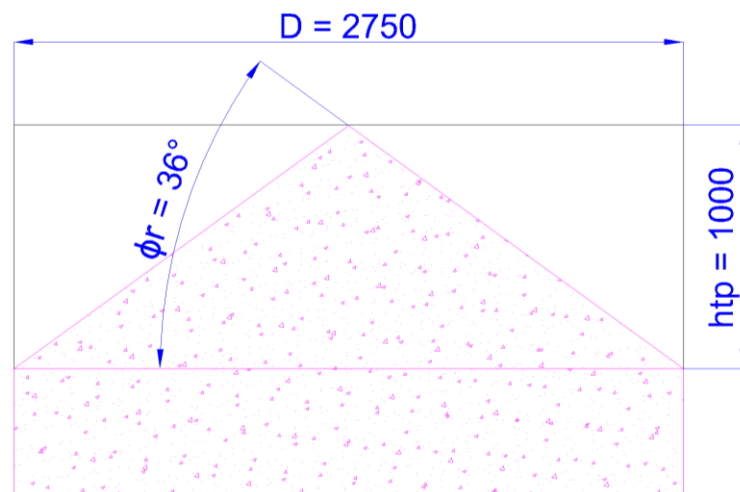
$$S_{tolva} = 16,18 \text{ m}^2$$

### 3.2.2.2 Cuerpo cilíndrico

Se han aplicado las mismas condiciones de dimensionado del cuerpo cilíndrico impuestas para el dimensionado del silo de 160 Tn en el apartado 3.2.1.2.

#### 3.2.2.2.1 Altura del talud superior

Este concepto ha sido explicado en el apartado 3.2.1.2.1. En este caso se han variado las dimensiones debido al cambio de diámetro del cuerpo cilíndrico, como se ve en la Figura 13:



**Figura 13. Dimensiones del talud superior del silo de 80 Tn**

Se calcula  $h_{tp}$  con el diámetro y la tangente del ángulo de talud natural definido en la tabla 1,

$$h_{tp} = \tan 36^\circ \cdot \frac{2750}{2} = 1000 \text{ mm}$$

Y el volumen ocupado por esta parte, utilizando la ecuación (13), es de:

$$V_{tp} = \frac{\pi \cdot \left(\frac{2750}{2}\right)^2 \cdot 1000}{3} = 1,98 \text{ m}^3$$

### 3.2.2.2.2 Altura mínima de la parte recta de material requerida

El volumen total que ocupan las 80 Tn, utilizando el peso específico del cemento (ver tabla 1) es de:

$$V_{80 Tn} = 50 m^3$$

Y del mismo modo que en el apartado 3.2.1.2.2, se tiene que el volumen de la parte recta del material debe ser:

$$V_{prm} = V_{80 Tn} - V_{tolva} - V_{tp} = 50 - 7,35 - 1,98 = 40,67 m^3$$

Este volumen marca la altura de la parte recta de material necesario, sabiendo que el diámetro es igual a 2750 mm:

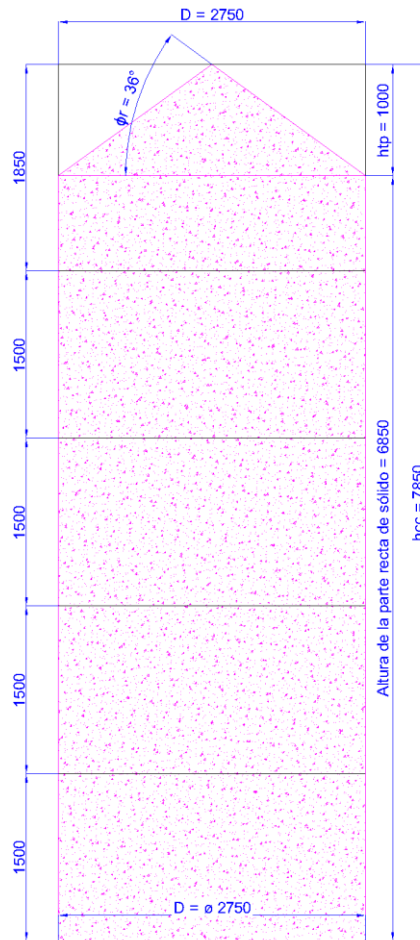
$$h_{prm} = 6850 mm$$

### 3.2.2.2.3 Dimensiones del cuerpo cilíndrico

Si se suma la altura mínima de la parte recta del material ( $h_{prm}$ ) a la altura del talud superior ( $h_{tp}$ ), se obtiene la altura del cuerpo cilíndrico del silo de 80 Tn.

$$h_{cc} = h_{tp} + h_{prm} = 7850 mm$$

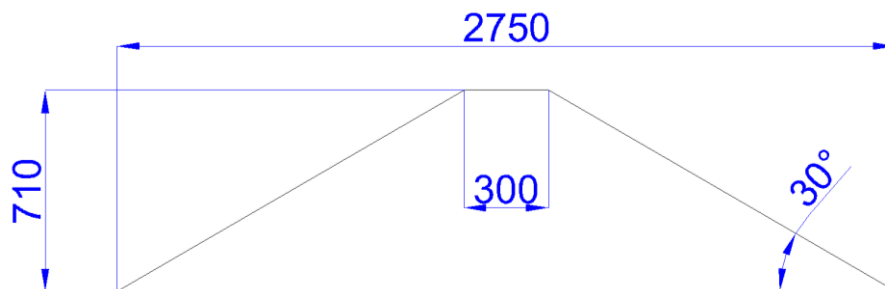
Se puede apreciar que el cuerpo cilíndrico está dividido en cinco virolas diferentes (las cuales se unirán mediante soldadura). Se trata de cuatro virolas de 1500 mm y una de 1850 mm que compondrán la parte cilíndrica del silo de 80 Tn, como se puede observar en la Figura 14.



**Figura 14. Dimensiones del cuerpo cilíndrico del silo de 80 Tn**

### 3.2.2.3 Techo

Se ha seguido el mismo procedimiento que en el apartado 3.2.1.3. En este caso, al variar el diámetro, variará la altura del cono superior, ya que se ha mantenido el mismo ángulo para evitar estancamiento de agua (Figura 15).



**Figura 15. Dimensiones del techo del silo de 80 Tn**

### 3.2.2.4 Dimensiones finales generales del silo de 80 Tn

Se muestra a continuación (ver Figura 16) el diseño completo del silo de 80 Tn con todas las partes y medidas descritas en los apartados anteriores. Se ha contemplado que la altura desde la boca de salida hasta el suelo será de aproximadamente un metro, dimensión que se ha tenido en cuenta para el diseño de la estructura soporte del silo.

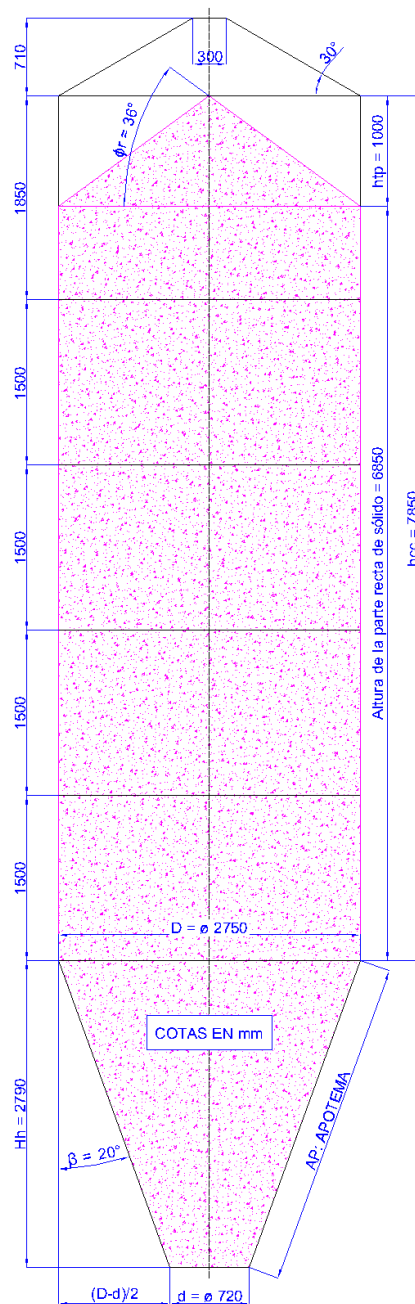


Figura 16. Dimensiones finales generales del silo de 80 Tn

### 3.3 Cálculo de presiones internas

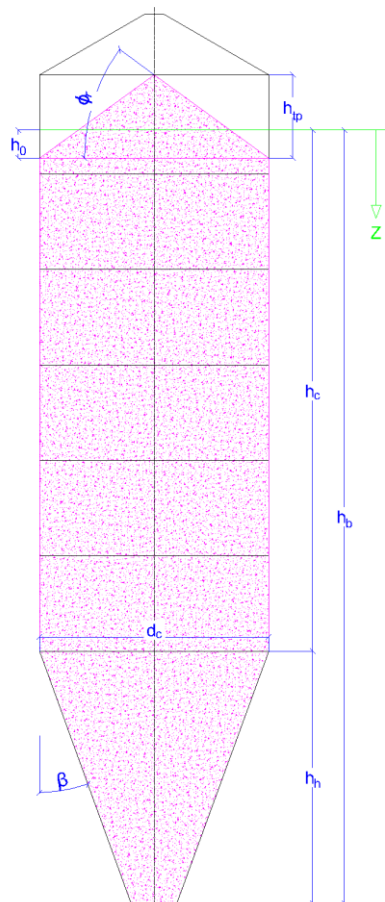
En los subapartados siguientes se ha explicado el procedimiento a seguir para calcular las presiones producidas durante el llenado y la descarga de cemento en el interior del silo mediante la norma UNE EN 1991-4:2011.

#### 3.3.1 Presiones en el silo de 160 Tn

Por ser el cálculo más desfavorable, se ha comenzado con el cálculo de las presiones del silo de mayores dimensiones, el de 160 Tn.

##### 3.3.1.1 Obtención de parámetros

Utilizando la Figura 1.1 (a) de la norma, se han calculado las dimensiones usadas a lo largo de todo el cálculo de presiones.



**Figura 17. Dimensiones utilizadas en el cálculo de presiones**

<b>Dimensión</b>	<b>Expresión</b>	<b>Medida</b>	<b>Ud.</b>
Altura del cilindro hasta superficie equivalente, $h_c$		8,08	m
Altura del cono, $h_h$		3,96	m
Altura parte recta material hasta altura equivalente, $h_b$	$h_b = h_c + h_h$	12,04	m
Diámetro $\varphi$ del cilindro, $d_c$		3,6	m
Altura cono superior de sólido, $h_{tp}$		1,31	m
Altura base equivalente del cono superior, $h_0$	$0,25 \cdot h_{tp}$	0,33	m
Ángulo de talud natural, $\phi_r$		36	°
Ángulo de la tolva de descarga, $\beta$		20	°

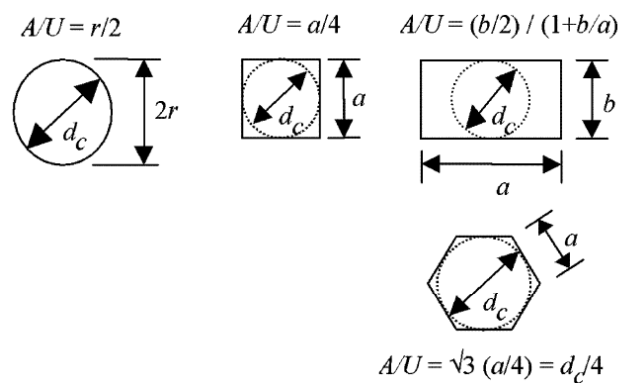
**Tabla 6. Dimensiones de la Figura 17 para el silo de 160 Tn.**

La línea verde definida en la Figura 17 representa a la superficie equivalente situada a una altura bajo la cual, el silo, contiene la misma cantidad de material almacenado que el volumen real. Está situada a un cuarto de la altura del talud superior respecto de la transición entre la parte recta del material y el talud, es decir, en el baricentro del cono formado por el talud de material almacenado en la zona superior.

### 3.3.1.2 Limitaciones dimensionales

Siguiendo el apartado 1.1.2 punto 3 de la norma, en la que se detallan una serie de condiciones de cálculo, se han aplicado las siguientes limitaciones geométricas y dimensionales:

- El primer guion de este apartado limita las formas de sección transversal a las mostradas en la Figura 1.1 (d) de la norma:



**Figura 18. Formas de sección transversal**

Siendo:

**A:** Área de la sección transversal del cilindro

**U:** Perímetro de la sección transversal del cilindro

**r:** radio de la sección transversal del cilindro

En este caso:

$$A = 10,18 \text{ m}^2$$

$$U = 11,31 \text{ m}$$

$$\frac{A}{U} = 0,9$$

$$\frac{r}{2} = \frac{1,8}{2} = 0,9 = \frac{A}{U}$$

Por tanto, cumple con una de las condiciones de la Figura 18.

➤ El segundo guion del apartado indica las siguientes limitaciones dimensionales:

$$\frac{h_b}{d_c} < 10$$

$$h_b < 100$$

$$d_c < 60$$

Restricciones dimensionales de la Norma (1.1.2(3))		
$\frac{h_b}{d_c} < 10$	3,3	Cumple
$h_b < 100$	12,0	Cumple
$d_c < 60$	3,6	Cumple

**Tabla 7. Restricciones dimensionales de la norma**

Se puede apreciar en la tabla 7 el cumplimiento de las restricciones dimensionadas señaladas anteriormente.



- Esbeltez. Se llama esbeltez a la relación entre la altura  $h_c$  y el diámetro  $d_c$  de la sección transversal a la altura del silo. Esta relación ha guiado el diseño por unos puntos determinados de la norma. En este caso:

$$\frac{h_c}{d_c} = 2,2$$

Esto, siguiendo las definiciones descritas en el apartado 1.5 de la norma, define al silo como esbelto, ya que  $\frac{h_c}{d_c} > 2$ , condición que, según el punto 1.5.37, caracteriza a un silo esbelto. Otros tipos de silos según su esbeltez son:

- Silo granero si  $\frac{h_c}{d_c} \leq 0,4$
- Silo poco esbelto si  $0,4 < \frac{h_c}{d_c} \leq 1$
- Silo de esbeltez media si  $1 < \frac{h_c}{d_c} \leq 2$

Los silos comerciales suelen ser esbeltos, por eso se ha optado por esta cualidad.

- Tipo de silo según su espesor. El espesor estimado de la pared del silo le caracteriza como:

- Silo de pared delgada si  $\frac{d_c}{t} > 200$
- Silo de pared gruesa si  $\frac{d_c}{t} < 200$

En el caso presente, tras consultar espesores comerciales y aunque se ha detallado más adelante, se ha estimado que el espesor de pared estará en el intervalo de 5 a 15 mm. Así pues, tomando por espesor el más extremo (15 mm) se tiene que  $\frac{d_c}{t} = 240$ . Es decir, un silo de pared delgada.

### 3.3.1.3 Limitaciones relativas a los sólidos almacenados

El punto 4 del apartado 1.1.2 de la norma limita el tamaño máximo de las partículas de sólido almacenado, en este caso de cemento. El tamaño no debe exceder de  $0,03 \cdot d_c = 108 \text{ mm}$ . Un valor muy por encima de las partículas de cemento, en torno a 10 micras de diámetro. La normativa indica que en el caso de que las partículas superasen el límite, habría que considerar los esfuerzos individuales de las partículas sobre la pared.

### 3.3.1.4 Clasificación de evaluación de acciones

Esta clasificación marca el diseño del silo según la tabla 2.1 del apartado 2.5 de la norma. Esta tabla clasifica los tipos de silos para asegurar la fiabilidad del diseño a las características especiales de cada conjunto de silos:

Clase de evaluación de acción	Descripción
Clase de evaluación de acción 3	Silos de capacidad mayor de 10 000 toneladas Silos de capacidad mayor de 1 000 toneladas en las que puede producirse cualquiera de las siguientes situaciones de cálculo: a) descarga excéntrica con $e_0/d_c > 0,25$ [véase la figura 1.1 b)] b) silo poco esbelto con excentricidad en la superficie superior $e/d_c > 0,25$
Clase de evaluación de acción 2	Todos los silos cubiertos por esta norma y que no tengan ubicación en otra clase
Clase de evaluación de acción 1	Silos con capacidad menor de 100 toneladas

**Tabla 8. Clases de evaluación de acciones**

En este caso, al tratarse de un silo de más de 100 Tn, se han evaluado las acciones como de clase 2.

### 3.3.1.5 Cargas en las paredes verticales del silo

En este apartado se ha procedido a calcular las cargas en las paredes verticales del cuerpo cilíndrico del silo de 160 Tn. Estas presiones se dividen en dos, una carga fija, la carga simétrica, y una carga libre, la concentrada. El proceso de cálculo ha

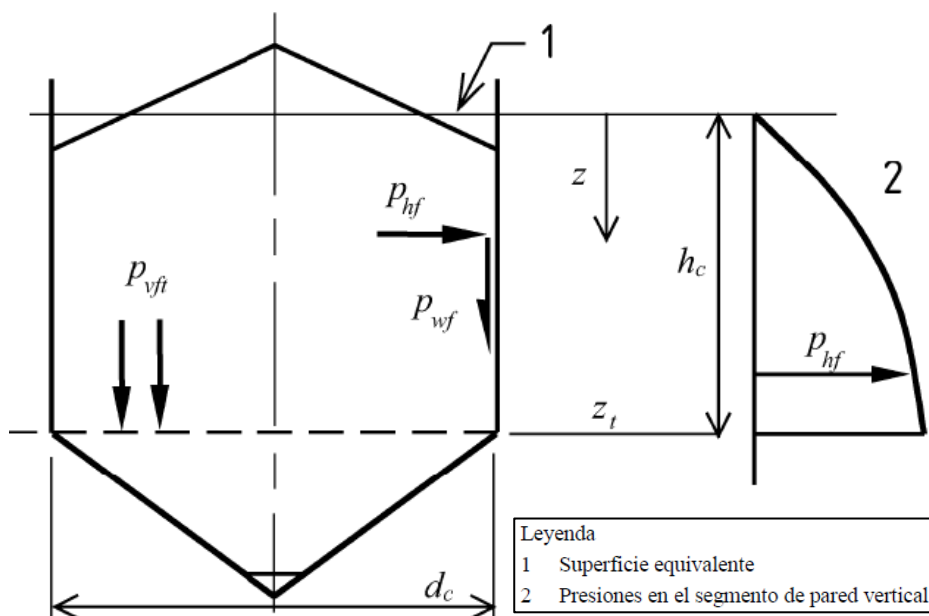
sido guiado por los apartados marcados en el capítulo 5 de la norma. Teniendo en cuenta la esbeltez y la clase de evaluación de acciones definida anteriormente, se han seguido unos apartados de la norma determinados, los cuales han sido mencionados durante el procedimiento de cálculo.

### 3.3.1.5.1 Llenado

El primer paso ha sido calcular las presiones producidas por las partículas de cemento durante el llenado, siguiendo el apartado 5.2.1 de la norma. Dentro de este apartado se han calculado las cargas simétricas y las cargas concentradas.

#### 3.3.1.5.1.1 Cargas simétricas

En la siguiente figura (Figura 5.1 de la norma) se muestran las cargas simétricas durante el llenado (y el posterior almacenamiento) que actúan sobre las paredes verticales:



**Figura 19. Cargas simétricas sobre la pared vertical durante el llenado**

Siendo  $p_{hf}$ , la presión simétrica horizontal,  $p_{wf}$ , la presión de tracción provocada por el rozamiento entre el grano y las paredes verticales y  $p_{vf}$ , la presión vertical. El cálculo de estas presiones se ha llevado a cabo mediante las expresiones siguientes:

$$p_{hf}(z) = p_{h0} \cdot Y_j(z) \quad (14)$$

$$p_{wf}(z) = \mu \cdot p_{h0} \cdot Y_j(z) \quad (15)$$

$$p_{vf}(z) = \frac{p_{h0}}{K} \cdot Y_j(z) \quad (16)$$

Siendo

$$p_{h0}(z) = \gamma \cdot K \cdot z_0 \quad (17)$$

$$z_0 = \frac{1}{K \cdot \mu} \cdot \frac{A}{U} \quad (18)$$

$$Y_j(z) = 1 - e^{\frac{-z}{z_0}} \quad (19)$$

Sabiendo que  $\frac{A}{U} = 0,9$  y apoyándonos en la tabla 1, se resuelven las ecuaciones

(17) y (18)

$$z_0 = \frac{1}{K \cdot \mu} \cdot \frac{A}{U} = \frac{1}{0,54 \cdot 0,46} \cdot 0,9 = 3,56 \text{ m}$$

$$p_{h0}(z) = \gamma \cdot K \cdot z_0 = 16 \cdot 0,54 \cdot 3,56 = 31,23 \text{ kPa}$$

Como se puede apreciar en la ecuación (19), depende de  $z$ , es decir de la altura de la pared vertical desde la superficie equivalente hasta la transición de la pared recta al fondo cónico (ver en la Figura 17). Como se ha visto en el apartado 3.2.1.2.3, el silo está dividido en cinco virolas de 1500 mm y una de 1560 mm, sobre las cuales se han analizado las presiones que les afectan. A la primera virola, empezando desde la zona superior, solo le afecta la presión en los últimos 580 mm. Al resto de virolas les afecta la presión en toda su superficie interna (ver Figura 11). Del mismo modo se ha procedido a resolver la ecuación (19), siendo  $z$  la altura acumulada desde la superficie equivalente hacia abajo y que toma los siguientes valores:

Virola nº i	Z virola i (m)	Z acumulado (m)	$Y_j(z)$
1 (superior)	0	0	0,000
	0,58	0,58	0,151
2	1,5	2,08	0,443
3	1,5	3,58	0,635
4	1,5	5,08	0,760
5	1,5	6,58	0,843
6	1,5	8,08	0,897

**Tabla 9. Parámetro  $Y_j(z)$  según altura**

Una vez obtenido  $Y_j(z)$ , se pasa a calcular del mismo modo las ecuaciones (14), (15) y (16).

$Y_j(z)$	$p_{hf}$	$p_{wf}$	$p_{vf}$
Ec. (19)	Ec. (14)	Ec. (15)	Ec. (16)
-	kPa	kPa	kPa
0,000	0,00	0,00	0,00
0,151	4,70	2,31	10,45
0,443	13,83	6,81	30,74
0,635	19,82	9,76	44,05
0,760	23,75	11,69	52,78
0,843	26,32	12,96	58,50
0,897	28,01	13,79	62,25

**Tabla 10. Cálculo de las ecuaciones (14), (15) y (16)**

Para el cálculo de (15) y (16) se han utilizado los valores de la tabla 2 según lo señalado en la tabla 3. Para la presión de rozamiento calculada mediante (15) se ha utilizado el valor característico superior del coeficiente de rozamiento con la pared  $\mu$ . En el caso de la presión vertical calculada mediante (16) se ha usado el valor característico inferior del coeficiente de presiones laterales K.

Como se puede apreciar en la Figura 19, tanto  $p_{hf}$  como  $p_{wf}$  están aplicadas sobre las paredes verticales del silo. Sin embargo  $p_{vf}$  está aplicada sobre el fondo del cuerpo cilíndrico y no sobre las paredes. Por tanto, se debe calcular cómo afecta a las paredes esta carga. El cálculo se ha detallado a continuación.

La presión vertical total,  $p_{vft}$ , es la fuerza por superficie (en el plano transversal al eje z) de todo el material almacenado a la altura en la que se produce el cambio de cuerpo cilíndrico a fondo cónico, es decir, la zona de transición recta – inclinada (ver Figura 19). El cálculo realizado en la tabla 10 de  $p_{vf}$ , es la presión vertical por superficie transversal al eje z a cada altura definida por las virolas. Para obtener la presión que soporta cada virola ( $i$ ) es necesario saber qué presión transversal al eje z corresponde a cada una de la siguiente forma:

$$(p_{vf}^i)_{virola} = p_{vf}^i - p_{vf}^{i-1} \quad (20)$$

A continuación, se multiplica  $(p_{vf}^i)_{virola}$  por el área de la sección del silo,  $A$ , para obtener la carga puntual en kPa que produce el material almacenado, y se divide por

la superficie de cada virola,  $S_v^i$ , obteniendo  $(p_{v f c h}^i)_{v i r o l a}$ , es decir la presión vertical por superficie de chapa de cada virola:

$$(p_{v f c h}^i)_{v i r o l a} = \frac{(p_{v f}^i)_{v i r o l a}}{S_v^i} \cdot A \quad (21)$$

Siendo:

$$A = 10,18 \text{ m}^2 \quad S_v^i = U_i \cdot Z_{v i r o l a \ i} \quad U = 11,31 \text{ m}$$

Y finalmente, para obtener la distribución de la presión vertical por superficie de chapa de todo el silo, se debe sumar la presión individual de cada virola más las anteriores, de la siguiente forma:

$$(p_{v f})_{c h} = \sum_{i=1}^{n=i} (p_{v f c h}^i)_{v i r o l a} \quad (22)$$

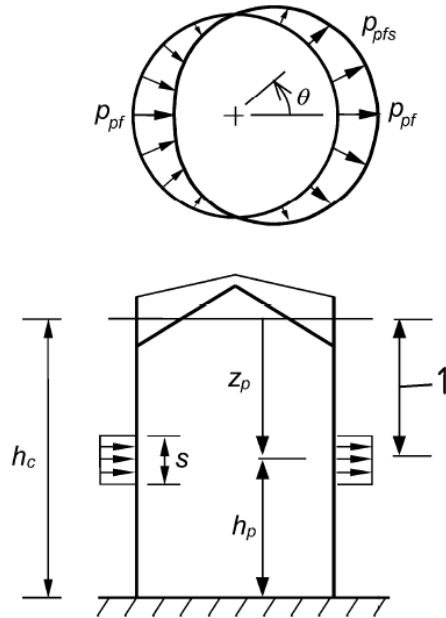
Virola n.º i	Z virola	Z acumulado	$p_{v f}$	$(p_{v f}^i)_{v i r o l a}$	$(p_{v f c h}^i)_{v i r o l a}$	$(p_{v f})_{c h}$
-	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1 (superior)	0,58	0,58	10,45	10,45	16,21	16,21
2	1,5	2,08	30,74	20,29	12,18	28,39
3	1,5	3,58	44,05	13,31	7,99	36,37
4	1,5	5,08	52,78	8,73	5,24	41,61
5	1,5	6,58	58,50	5,72	3,43	45,04
6	1,5	8,08	62,25	3,75	2,25	47,29

**Tabla 11. Cálculo de las ecuaciones (20), (21) y (22)**

### 3.3.1.5.1.2 Cargas concentradas

Estas cargas concentradas, que se obviarían en caso de ser clase de evaluación de acciones 1, se han introducido para tener en cuenta las posibles imperfecciones en el

proceso de llenado según el apartado 5.2.1.2 y 5.2.1.4 (al ser este caso un silo de pared delgada) de la norma. Estas cargas concentradas se basan únicamente en el patrón de presiones horizontales, obviando las de rozamiento, del modo que se ilustra en la Figura 20.



a) Silo circular de pared delgada

Leyenda

- 1 Para silos soldados en clase de acciones 2: el menor entre  $z_0$  y  $h_c/2$ .
- Para otros silos de pared delgada en clase de acciones 2 y 3: en cualquier posición

### Figura 20. Cargas concentradas sobre la pared vertical durante el llenado

El primer paso es calcular la presión concentrada  $p_{pf}$  mediante la siguiente expresión:

$$p_{pf} = C_{pf} \cdot p_{hf} \quad (23)$$

Siendo

$$C_{pf} = 0,21 \cdot C_{op} \cdot [1 + 2E^2] \cdot \left(1 - e^{\left\{-1,5 \cdot \left[\left(\frac{h_c}{d_c}\right) - 1\right]\right\}}\right) \quad (24)$$



$$E = 2 \cdot \frac{e_f}{d_c} \quad (25)$$

Cabe añadir que si la expresión (24) fuese igual a un valor negativo,  $C_{pf}$  sería igual a cero.

Para resolver la ecuación (24) se necesita saber el valor del coeficiente de cargas concentradas viendo la tabla 1.

$$C_{op} = 0,5$$

Otro parámetro a tener en cuenta es la excentricidad máxima en el llenado,  $e_f$ , la cual será igual a cero en este caso pues se ha considerado que no habrá excentricidad en el uso habitual del silo.

Por último, la presión horizontal de la ecuación (23),  $p_{hf}$ , es igual a la presión obtenida con la ecuación (14) a la altura en la que actúa la carga concentrada. La altura mencionada viene indicada en el punto 3 del apartado 5.2.1.4 como la altura  $z_p$  desde la superficie equivalente hacia abajo con el menor valor entre estos valores:

$$\begin{aligned} z_p &= z_0 \\ z_p &= 0,5 \cdot h_c \end{aligned} \quad (26)$$

Siendo  $z_0 = 3,56 \text{ m}$ , obtenido anteriormente con la ecuación (18) y  $h_c = 8,08 \text{ m}$ , obtenido de la tabla 6. Sustituyendo y comparando los valores, se tiene que la altura bajo la superficie equivalente será:

$$z_p = 3,56 \text{ m}$$

Se obtiene ahora la presión a la altura señalada mediante la ecuación (14), calculando la nueva  $Y_j(z)$  mediante la ecuación (19).

$$Y_j(z_p) = 0,63$$

$$p_{hf} = 19,74 \text{ kPa}$$

Ahora se pasa a resolver la ecuación (25) y (24), siendo

$$E = 0$$

$$C_{pf} = 0,09$$

Se sustituye los valores en la ecuación (23) y se obtiene la presión concentrada:

$$p_{pf} = 1,75 \text{ kPa}$$

Para convertir esta presión a una carga puntual, observando la Figura 20, se debe aplicar la ecuación (27).

$$F_{pf} = \frac{\pi}{2} \cdot s \cdot d_c \cdot p_{pf} \quad (27)$$

Siendo  $s$  la altura indicada en la Figura (19), que se debe obtener como indica el punto 6 del apartado 5.2.1.2:

$$s = \frac{\pi \cdot d_c}{16} \cong 0,2 \cdot d_c \quad (28)$$

Donde, sustituyendo los valores, se obtiene que un valor de  $s = 0,72 \text{ m}$ .

Finalmente, la carga puntual concentrada que actúa en la pared vertical del silo tiene el valor siguiente (se sustituye en la ecuación (27)):

$$F_{pf} = 7,14 \text{ kN}$$

Que actúa a la altura indicada,  $z_p = 3,56 \text{ m}$ , en el sentido que se indica en la Figura 20.

### 3.3.1.5.2 Descarga

El último paso ha sido calcular las presiones producidas por las partículas de cemento durante la descarga, siguiendo el apartado 5.2.2 de la norma. Dentro de este apartado se han calculado las cargas simétricas y las cargas concentradas.

#### 3.3.1.5.2.1 Cargas simétricas

Durante la descarga se producen variaciones transitorias en las presiones, por lo que, para tener en cuenta esto, las presiones de llenado deben incrementarse como se detalla a continuación. Siguiendo el punto 4 del apartado 5.2.2.1 de la norma se obtienen los coeficientes de mayoración de las presiones para las clases de evaluación de acciones 2 y 3 (en este caso es clase 2). Estos coeficientes son los siguientes:

$$C_h = 1,15 \quad C_w = 1,10 \quad (29)$$

Se deben multiplicar estos coeficientes por las presiones de llenado para obtener las presiones de descarga, de la forma siguiente:

$$p_{he} = C_h \cdot p_{hf} \quad (30)$$

$$p_{we} = C_w \cdot p_{wf} \quad (31)$$

$$p_{vech} = C_w \cdot p_{vfch} \quad (32)$$

Aplicando los coeficientes de la expresión (29), se obtienen las distribuciones de presiones en la descarga según la altura de la parte recta del silo. Los resultados los se puede ver en la tabla 12.

Z acumulado	$p_{he}$	$p_{we}$	$(p_{ve})_{ch}$
m	kPa	kPa	kPa
0	0,00	0,00	0,00
0,58	5,41	2,55	17,83
2,08	15,91	7,49	31,22
3,58	22,79	10,73	40,01
5,08	27,31	12,86	45,77
6,58	30,27	14,25	49,55
8,08	32,22	15,17	52,02

**Tabla 12. Cálculo de las ecuaciones (30), (31) y (32)**

### 3.3.1.5.2.2 Cargas concentradas

Del mismo modo que para el llenado, en la descarga se deben añadir las cargas concentradas para tener en cuenta las posibles imperfecciones en el proceso. Según el apartado 5.2.2.2 y 5.2.2.4 (al ser este caso un silo de pared delgada) de la norma. Estas cargas concentradas se basan únicamente en el patrón de presiones horizontales.

El cálculo se ha basado en el punto 5 del apartado 5.2.2.2. La presión concentrada en la descarga ( $p_{pe}$ ) para silos con  $\frac{h_c}{d_c} > 1,2$ , se obtiene de la siguiente expresión:

$$p_{pe} = C_{pe} \cdot p_{he} \quad (33)$$

Siendo

$$C_{pe} = 0,42 \cdot C_{op} \cdot [1 + 2E^2] \cdot \left(1 - e^{\{-1,5 \cdot [(\frac{h_c}{d_c})^{-1}]\}}\right) \quad (34)$$

$$E = 2 \cdot \frac{e}{d_c} \quad (35)$$

La excentricidad es cero en este caso, por lo que  $E = 0$ . Sustituyendo en la ecuación (34), se obtiene que  $C_{pe} = 0,18$ .

Para obtener  $p_{he}$ , bastaría con multiplicar el valor obtenido en el apartado 3.3.1.5.1.2 del presente trabajo,  $p_{hf} = 19,74 \text{ kPa}$ , y multiplicarlo por el coeficiente de mayoración de las presiones horizontales ( $C_h = 1,15$ ), de tal forma que:

$$p_{he} = 22,7 \text{ kPa}$$

Finalmente, sustituyendo en la ecuación (33):

$$p_{pe} = 4,03 \text{ kPa}$$

Para transformar esta presión concentrada a una carga puntual equivalente, se debe aplicar la siguiente ecuación, obtenida del apartado 5.2.2.4 de la norma:

$$F_{pe} = \frac{\pi}{2} \cdot s \cdot d_c \cdot p_{pe} \quad (36)$$

Donde  $s$  tendrá el mismo valor que para las cargas concentradas de llenado (ecuación (28)), es decir,  $s = 0,72 \text{ m}$ . Se sustituye en la ecuación (36) y se obtiene el valor de la carga puntual concentrada:

$$F_{pe} = 16,41 \text{ kN}$$

La cual actuará a la misma altura que la carga concentrada puntual del llenado, en  $z_p = 3,56 \text{ m}$ , en el sentido ilustrado en la Figura 20.

### 3.3.1.6 Cargas en el fondo cónico

Siguiendo el capítulo 6 de la norma, se ha pasado a calcular las presiones que afectan a la tolva del silo de 160 Tn en el llenado y en la descarga. Estas presiones se han evaluado dependiendo de la inclinación de la tolva. La clasificación de la inclinación se ha basado en el punto 2 del apartado 6.1.1 de la norma, con el que se aplica la siguiente expresión a fin de definir el tipo de inclinación de la tolva, ya que, si se satisface, la tolva sería aguda:

$$\tan \beta < \frac{1 - K}{2 \cdot \mu_h} \quad (37)$$

Siendo

$K$ , el valor característico inferior del coeficiente de presiones laterales (ver tabla 2);

$\mu_h$ , el valor característico inferior del coeficiente de rozamiento del cemento con la pared del fondo cónico (ver tabla 2);

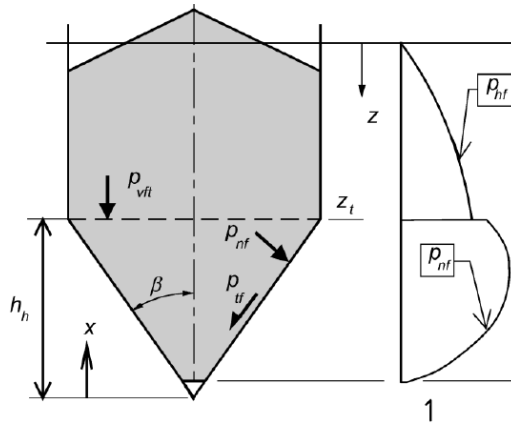
$\beta = 20^\circ$ , el ángulo de la tolva (ver Figura 12);

Sustituyendo los valores:  $0,36 < 0,64$

Se cumple la desigualdad (37), por lo que se puede considerar esta tolva como una tolva aguda.

#### 3.3.1.6.1 Llenado

En este apartado se ha procedido a calcular las presiones que se producen en condiciones de llenado en una tolva aguda. En la transición entre la parte recta y la tolva se produce un incremento de las presiones durante el llenado, como se puede ver en esta figura:



**Figura 21. Presiones de llenado en el fondo cónico**

Se ha seguido el método definido en el apartado 6.1.2 para la obtención de las presiones mencionadas. Se ha comenzado con la presión vertical en la zona de transición entre la parte recta y la tolva, que se obtiene con la expresión indicada en el punto 2 del apartado 6.1.2:

$$p_{vft} = C_b \cdot p_{vf} \quad (38)$$

Siendo,

$p_{vf}$ , la presión obtenida con la ecuación (16) del presente trabajo a la altura de la zona de transición. Se ha obtenido su valor de la tabla 10:

$$p_{vf} = 62,25 \text{ kPa}$$

$C_b$ , el coeficiente de mayoración de la carga en la zona de transición. Se suponen condiciones de carga dinámica (materiales de baja cohesión), por lo que se toma el valor de este coeficiente del punto 6 del apartado 6.1.2 como:

$$C_b = 1,2 \text{ en este caso, clase de evaluación de acciones 2.}$$

Se sustituye en la ecuación (38) y se obtiene el valor de la presión vertical en la transición.

$$p_{vft} = 74,7 \text{ kPa}$$

Ahora se ha calculado la presión vertical media a una altura  $x$  comprendida entre el diámetro menor de la tolva y la transición antes mencionada (ver Figura 21) con la expresión detallada en el punto 7 del apartado 6.1.2.

$$p_{vffc} = \left( \frac{\gamma \cdot h_h}{n - 1} \right) \cdot \left\{ \left( \frac{x}{h_h} \right) - \left( \frac{x}{h_h} \right)^n \right\} + p_{vft} \cdot \left( \frac{x}{h_h} \right)^n \quad (39)$$

Donde,

$$n = S \cdot (F \cdot \mu_{heff} \cdot \cot \beta + F) - 2 \quad (40)$$

Siendo

$S = 2$ , ya que en este caso se trata de tolva cónica;

$F$ , el valor característico del coeficiente de presiones en la tolva, que para el llenado es igual a la siguiente expresión (obtenida del punto 1 del apartado 6.3.2):

$$F_f = 1 - \frac{b}{\left( 1 + \frac{\tan \beta}{\mu_h} \right)} \quad (41)$$

En la que,

$b$  es un coeficiente empírico igual a 0,2.

$\mu_{heff} = \mu_h$ , según el punto 1 del apartado 6.3.1 de la norma

Sabiendo el resto de parámetros de los apartados anteriores, se empieza a resolver, en primer lugar, la ecuación (41):



$$F_f = 0,89$$

Una vez se tiene  $F_f$ , se resuelve la ecuación (40):

$$n = 1,89$$

Finalmente, apoyándonos en la tabla 6 del presente trabajo para sustituir  $h_h$  en la ecuación (39), se obtiene las presiones a distinta altura en el eje x, como se puede ver en la tabla 13.

Altura cono	$p_{vffc}$
x (m)	kPa
0,00	0,00
0,50	9,06
1,00	18,24
1,50	27,54
2,00	36,94
2,50	46,44
3,00	56,05
3,96	74,76

**Tabla 13. Cálculo de la ecuación (39)**

Como ocurría con las presiones verticales calculadas en las paredes verticales (ver apartado 3.3.1.5.1), las calculadas en la tabla 13 son presiones aplicadas en la superficie de la sección transversal a la altura del silo. Se deben llevar estas presiones a la superficie lateral de la tolva. Para ello, se ha hecho de forma simplificada, distribuyendo la presión más desfavorable de la sección (ver tabla 13) uniformemente en la superficie de la tolva. Es decir, quedaría una carga superficialmente distribuida de:

$$(p_{vffc})_{ch} = (p_{vffc})_{max} \cdot \frac{A}{S_{tolva}} \quad (42)$$

Siendo

A, el área de la sección del cuerpo cilíndrico, ya que la máxima presión se produce a la altura de la transición (ver apartado 3.3.1.2).

$S_{tolva}$ , la superficie lateral de la tolva (ver ecuación (12)).

Se resuelve y se obtiene la presión vertical:

$$(p_{vffc})_{ch} = 26,64 \text{ kPa}$$

El último paso es calcular las presiones normales y tangenciales a la superficie de la tolva (ver Figura 21), en base al punto 2 del apartado 6.3.2 de la norma, con las ecuaciones siguientes:

$$p_{nf} = F_f \cdot p_{vffc} \tag{43}$$

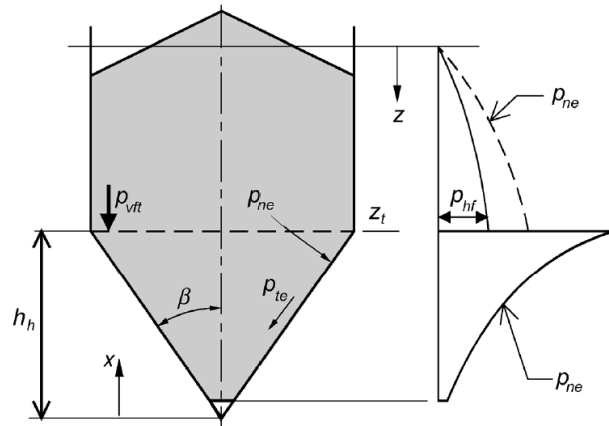
$$p_{tf} = \mu_h \cdot F_f \cdot p_{vffc} \tag{44}$$

Resolviendo estas ecuaciones para diferente altura del eje x (ver Figura 21), se obtiene la distribución de las presiones, tal que:

Altura cono	$p_{nf}$	$p_{tf}$
x (m)	kPa	kPa
0,00	0,00	0,00
0,50	2,88	1,24
1,00	5,80	2,49
1,50	8,75	3,76
2,00	11,73	5,04
2,50	14,75	6,34
3,00	17,80	7,65
3,96	23,75	10,21

**Tabla 14. Cálculo de las ecuaciones (43) y (44)**

### 3.3.1.6.2 Descarga



**Figura 22. Presiones de descarga en el fondo cónico**

Para la situación de descarga se ha seguido el apartado 6.3.3 de la norma para calcular las presiones ilustradas en esta Figura 22. La presión vertical en la descarga se obtiene también de la siguiente ecuación:

$$p_{vefc} = \left( \frac{\gamma \cdot h_h}{n - 1} \right) \cdot \left\{ \left( \frac{x}{h_h} \right) - \left( \frac{x}{h_h} \right)^n \right\} + p_{vft} \cdot \left( \frac{x}{h_h} \right)^n \quad (45)$$

Siendo  $p_{vft}$ , el mismo valor que el utilizado para el llenado y  $n$ , el único valor que varía (indirectamente) con respecto a la presión vertical obtenida con la ecuación (39), de forma que:

$$n = S \cdot (F \cdot \mu_{heff} \cdot \cot \beta + F) - 2 \quad (46)$$

Donde

$$F = F_e = \frac{1 + \sin \phi_{im} \cdot \cos \varepsilon}{1 - \sin \phi_{im} \cdot \cos(2\beta + \varepsilon)} \quad (47)$$

Siendo

$\phi_{im}$ , el ángulo de rozamiento interno medio (ver tabla 1)

$\beta$ , el ángulo de la tolva

$$\varepsilon = \phi_{wh} + \sin^{-1} \left\{ \frac{\sin \phi_{wh}}{\sin \phi_{im}} \right\} \quad (48)$$

Ecuación en la que

$\phi_{wh}$ , es el valor característico inferior del ángulo de fricción material – pared:

$$\phi_{wh} = \tan^{-1} \mu_h = 23,26^\circ$$

Se resuelve en primer lugar la ecuación (48)

$$\varepsilon = 24,15^\circ$$

Ahora se sustituye  $\varepsilon$  para resolver la ecuación (47)

$$F_e = 1,88$$

Con este parámetro se resuelve la ecuación (46)

$$n = 6,21$$

Y finalmente, se obtiene la presión vertical durante la descarga en el fondo cónico resolviendo la ecuación (45) a distinta altura en el eje x, como se puede ver en la tabla 15.

Altura cono	$p_{vefc}$
x (m)	kPa
0,00	0,00
0,50	1,54
1,00	3,08
1,50	4,76
2,00	7,05
2,50	11,29
3,00	20,42
3,96	75,01

**Tabla 15. Cálculo de la ecuación (45)**

Al igual que en el llenado, se ha trasladado la presión vertical a las paredes de la tolva de forma simplificada, calculando la carga superficialmente distribuida:

$$(p_{vefc})_{ch} = (p_{vefc})_{max} \cdot \frac{A}{S_{tolva}} \quad (49)$$

Con lo que se obtiene el valor de:

$$(p_{vefc})_{ch} = 26,72 \text{ kPa}$$

Por último, se han calculado las presiones normales y tangenciales a la superficie de la tolva (ver Figura 22), utilizando el punto 3 del apartado 6.3.3 de la norma, con las siguientes ecuaciones:

$$p_{ne} = F_e \cdot p_{vefc} \quad (50)$$

$$p_{te} = \mu_h \cdot F_e \cdot p_{vefc} \quad (51)$$

Resolviendo estas ecuaciones para diferente altura del eje x (ver Figura 22), se obtiene la distribución de las presiones, tal que:

Altura cono	$p_{ne}$	$p_{te}$
x (m)	kPa	kPa
0,00	0,00	0,00
0,50	1,03	0,44
1,00	2,07	0,89
1,50	3,19	1,37
2,00	4,72	2,03
2,50	7,57	3,25
3,00	13,69	5,89
3,96	50,29	21,62

**Tabla 16. Cálculo de las ecuaciones (50) y (51)**

### 3.3.2 Presiones en el silo de 80 Tn

Para este silo se ha seguido el mismo procedimiento que para el anterior, por tanto, solo se han descrito las variantes del cálculo de este modelo.

#### 3.3.2.1 Obtención de parámetros

En la siguiente tabla se han detallado las dimensiones de la misma Figura 17 que en el caso del llenado.

<u>Dimensión</u>	<u>Expresión</u>	<u>Medida</u>	<u>Ud.</u>
Altura del cilindro hasta superficie equivalente, $h_c$		7,10	m
Altura del cono, $h_h$		2,79	m
Altura parte recta material hasta altura equivalente, $h_b$	$h_b = h_c + h_h$	9,89	m
Diámetro $\phi$ del cilindro, $d_c$		2,75	m
Altura cono superior de sólido, $h_{tp}$		1	m
Altura base equivalente del cono superior, $h_0$	$0,25 \cdot h_{tp}$	0,25	m
Ángulo de talud natural, $\phi_r$		36	°
Ángulo de la tolva de descarga, $\beta$		20	°

**Tabla 17. Dimensiones de la Figura 17 para el silo de 80 Tn.**

#### 3.3.2.2 Limitaciones dimensionales

En este caso, siguiendo punto de la norma (ver figura 18):

➤ Formas de sección transversal:

$$A = 5,94 \text{ m}^2$$

$$U = 8,64 \text{ m}$$

$$\frac{A}{U} = 0,6875$$

$$\frac{r}{2} = \frac{1,375}{2} = 0,6875 = \frac{A}{U}$$

Por tanto, se cumple una de las condiciones de la Figura 18.

- Otras restricciones dimensionales de la norma:

Restricciones dimensionales de la Norma (1.1.2(3))		
$\frac{hb}{dc} < 10$	3,6	Cumple
$hb < 100$	9,9	Cumple
$dc < 60$	2,8	Cumple

**Tabla 18. Restricciones dimensionales de la norma**

Por lo que se cumplen las restricciones dimensionales señaladas en la tabla 18.

- Esbeltez. En este caso:

$$\frac{h_c}{d_c} = 2,6$$

Por lo que también es un silo esbelto (se recuerda que la condición de silo esbelto según el apartado 1.5 de la norma es que  $\frac{h_c}{d_c} > 2$  )

- Tipo de silo según su espesor. Al igual que en el caso anterior, se estima que el espesor de pared está en el intervalo de 5 a 15 mm. Es por esto que se ha tratado a este silo como de pared delgada también.

➤

### 3.3.2.3 Limitaciones relativas a los sólidos almacenados

Ver apartado 3.3.1.3 de este trabajo.

### 3.3.2.4 Clasificación de evaluación de acciones

Como se puede ver en la tabla 8 del apartado 3.3.1.4 del presente trabajo, al ser este silo es menor de 100 Tn, se han evaluado las acciones como de clase 1.

### 3.3.2.5 Cargas en las paredes verticales del silo

Siguiendo el capítulo 5 de la norma, en este caso y a diferencia del anterior, únicamente se han calculado las cargas simétricas, ya que al considerar las acciones de clase 1, las cargas concentradas se han obviado (punto 2 del apartado 5.2.1.2 de la norma).

#### 3.3.2.5.1 Llenado

Para el cálculo de las presiones de llenado se ha seguido el apartado 5.2.1 de la norma, al igual que en el caso de 160 Tn. Dentro de este apartado se han calculado las cargas simétricas.

##### 3.3.2.5.1.1 Cargas simétricas

Se calculan las presiones ilustradas en la Figura 19 mediante las ecuaciones (14), (15) y (16). Sabiendo que  $\frac{A}{U} = 0,6875$  y con el apoyo de la tabla 1, se resuelven las ecuaciones (17) y (18).

$$z_0 = \frac{1}{K \cdot \mu} \cdot \frac{A}{U} = \frac{1}{0,54 \cdot 0,46} \cdot 0,6875 = 2,72 \text{ m}$$

$$p_{h0}(z) = \gamma \cdot K \cdot z_0 = 16 \cdot 0,54 \cdot 2,72 = 23,86 \text{ kPa}$$

Con estos valores se resuelve la ecuación (19), siendo  $z$  la altura acumulada desde la superficie equivalente hacia abajo.

Virola nº i	Z virola i (m)	Z acumulado (m)	$Y_j(z)$
1 (superior)	0	0	0,000
	1,1	1,1	0,333
2	1,5	2,6	0,616
3	1,5	4,1	0,779
4	1,5	5,6	0,873
5	1,5	7,1	0,927

Tabla 19. Parámetro  $Y_j(z)$  según altura



Una vez se tiene  $Y_j(z)$ , se ha pasado a calcular las presiones en este silo con las ecuaciones (14), (15) y (16).

$Y_j(z)$	$p_{hf}$	$p_{wf}$	$p_{vf}$
Ec. (19)	Ec. (14)	Ec. (15)	Ec. (16)
-	kPa	kPa	kPa
0,000	0,00	0,00	0,00
0,333	7,95	3,91	17,66
0,616	14,70	7,23	32,66
0,779	18,59	9,15	41,30
0,873	20,82	10,25	46,27
0,927	22,11	10,88	49,14

**Tabla 20. Cálculo de las ecuaciones (14), (15) y (16)**

Tal y como se hizo para el silo de 160 Tn, se debe trasladar la presión vertical a la superficie de las paredes del cuerpo cilíndrico del silo de 80 Tn. Siguiendo el mismo procedimiento, se resuelven las ecuaciones (20), (21) y (22) para el silo de 80 Tn.

Virola n.º i	Z virola	Z acumulado	$p_{vf}$	$(p_{vf}^i)_{virola}$	$(p_{vfch}^i)_{virola}$	$(p_{vf})_{ch}$
-	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1 (superior)	1,1	1,1	17,66	17,66	11,04	11,04
2	1,5	2,6	32,66	15,01	6,88	17,91
3	1,5	4,1	41,30	8,64	3,96	21,87
4	1,5	5,6	46,27	4,97	2,28	24,15
5	1,5	7,1	49,14	2,86	1,31	25,46

**Tabla 21. Cálculo de las ecuaciones (20), (21) y (22)**

### 3.3.2.5.2 Descarga

Dentro de este apartado se han calculado las cargas simétricas producidas en las paredes verticales del silo durante la descarga.

### 3.3.2.5.2.1 Cargas simétricas

El cálculo de las cargas concentradas se ha apoyado en el punto 3 del apartado 2.5 de la norma, ya que los coeficientes de mayoración utilizados para el cálculo de las presiones en la descarga han sido considerados como si las acciones fuesen de clase 2, ya que son más restrictivos.

Por tanto:

$$C_h = 1,15$$

$$C_w = 1,10$$

Aplicando estos coeficientes a las expresiones (30), (31) y (32), se obtienen los resultados de las presiones, indicados en la siguiente tabla:

Z acumulado	$p_{he}$	$p_{we}$	$(p_{ve})_{ch}$
m	kPa	kPa	kPa
0	0,00	0,00	0,00
1,1	9,14	4,30	12,14
2,6	16,90	7,96	19,70
4,1	21,37	10,06	24,06
5,6	23,95	11,27	26,57
7,1	25,43	11,97	28,01

Tabla 22. Cálculo de las ecuaciones (30), (31) y (32)

### 3.3.2.6 Cargas en el fondo cónico

Siguiendo el capítulo 6, se ha procedido a calcular las presiones provocadas por el llenado y la descarga en la tolva. La inclinación de la tolva se ha clasificado del mismo modo que el silo anterior, con la expresión (37). El ángulo de inclinación de la tolva es el mismo,  $\beta = 20^\circ$ , por lo que, sustituyendo los valores, se tiene que:

$$0,36 < 0,64$$

Esto evidencia que la tolva del silo de 80 Tn ha de ser considerada, para la aplicación de la norma, como aguda.

### 3.3.2.6.1 Llenado

Para calcular las presiones ilustradas en la Figura 21 se ha seguido el mismo proceso. Se ha empezado por calcular la presión vertical en la zona de transición entre la pared recta y la tolva con la ecuación (38). El coeficiente de mayoración de la carga en la zona de transición, al tratarse de evaluación de acciones clase 1, varía con respecto al silo de 160 Tn. En este caso, se ha seguido el punto 6 del apartado 6.1.2, y se ha considerado que se pueden dar condiciones de carga dinámica (materiales de baja cohesión), por lo que el coeficiente será  $C_b = 1,6$ . La presión vertical  $p_{vf}$  se ha obtenido de la tabla 20 del presente trabajo, tomando un valor a la altura de la zona de transición de  $p_{vf} = 49,14 \text{ kPa}$ . Se sustituye los valores en la ecuación (38) y se obtiene la presión:

$$p_{vft} = 78,62 \text{ kPa}$$

Se ha seguido el proceso con el cálculo de la ecuación (39) a una altura  $x$  comprendida entre el diámetro menor de la tolva y la zona de transición. Para ello se necesita el parámetro  $n$  (ecuación (40)), que, a su vez, necesita del cálculo del valor característico del coeficiente de presiones en la tolva (ecuación (41)). Se resuelve el proceso a continuación:

$$F_f = 0,89$$

$$n = 1,89$$

Finalmente, apoyándonos en la tabla 17 del presente trabajo, se resuelve la ecuación (39), como se puede ver en la Tabla 23.

Altura cono	$p_{vffc}$
x (m)	kPa
0,00	0,00
0,50	10,10
1,00	22,08
1,50	35,78
2,00	51,14
2,50	68,09
2,79	78,64

**Tabla 23. Cálculo de la ecuación (39)**

Ahora se calcula la presión vertical distribuida uniformemente en la superficie lateral de la tolva, resolviendo la ecuación (42).

$$(p_{vffc})_{ch} = 28,87 \text{ kPa}$$

El último paso ha sido calcular las presiones normales y tangenciales a la superficie de la tolva (ver Figura 21), resolviendo las ecuaciones (43) y (44):

Altura cono	$p_{nf}$	$p_{tf}$
x (m)	kPa	kPa
0,00	0,00	0,00
0,50	3,31	1,42
1,00	7,23	3,11
1,50	11,72	5,04
2,00	16,74	7,20
2,50	22,29	9,58
2,79	25,75	11,07

**Tabla 24. Cálculo de las ecuaciones (43) y (44)**

### 3.3.2.6.2 Descarga

La presión vertical en la descarga se ha obtenido de la ecuación (45), siendo  $p_{vft}$ , el mismo valor utilizado en el llenado y n, el parámetro que varía con respecto al llenado, el cual se ha calculado con la ecuación (46). Se necesita calcular  $F_e$  y  $\varepsilon$  con las ecuaciones (47) y (48), respectivamente, para obtener n. Siguiendo el proceso, se ha calculado lo siguiente:

$$\varepsilon = 24,15^\circ$$

$$F_e = 1,88$$

$$n = 6,21$$

Y, por último, se ha calculado la distribución de la presión vertical en el fondo cónico resolviendo la ecuación (45) para los distintos tramos de altura que tiene la tolva (ver tabla 25).

Altura cono	$p_{vefc}$
x (m)	kPa
0,00	0,00
0,50	1,54
1,00	3,19
1,50	6,09
2,00	15,02
2,50	43,16
2,79	78,72

**Tabla 25. Cálculo de la ecuación (45)**

Tal como se ha hecho para el llenado, se ha llevado la presión vertical a la superficie lateral de la tolva de tal modo que soporte uniformemente toda la presión a la altura de la transición, presión calculada en la tabla 25. Aplicando la ecuación (49), se obtiene la presión:

$$(p_{vefc})_{ch} = 28,9 \text{ kPa}$$

Finalmente, se calculan las presiones normales y tangenciales a distinta altura  $x$  utilizando las ecuaciones (50) y (51), como vemos en la Tabla 26.

<b>Altura cono</b>	<b><math>p_{ne}</math></b>	<b><math>p_{te}</math></b>
x (m)	kPa	kPa
0,00	0,00	0,00
0,50	1,06	0,46
1,00	2,20	0,95
1,50	4,21	1,81
2,00	10,38	4,46
2,50	29,83	12,82
2,79	54,40	23,39

**Tabla 26. Cálculo de las ecuaciones (50) y (51)**

### **3.4 Espesor de las paredes del silo**

En este apartado se han calculado los espesores mínimos necesarios para los silos. Primero se ha realizado una estimación del espesor requerido teniendo en cuenta únicamente las presiones circunferenciales y longitudinales, en base al libro “silos” de Ravenet (Ravenet., 1976). Debido a que esta estimación no tiene en cuenta el pandeo, puede dar origen a problemas de deformaciones en las paredes del silo. Es por esto que se ha hecho una estimación del espesor mínimo requerido por pandeo, utilizando como fuente los estudios de Ravenet teniendo en cuenta el pandeo.

#### **3.4.1 Espesor de las paredes del silo de 160 Tn**

Ya que es el silo de mayores dimensiones, se ha descrito, en primer lugar, el proceso para este, aplicándolo después al silo de 80 Tn.

##### **3.4.1.1 Espesor mínimo requerido por las presiones circunferenciales y longitudinales.**

Sin tener en cuenta el pandeo, se ha realizado una estimación del espesor mínimo requerido por las presiones más desfavorables, tanto circunferenciales como

longitudinales (Ravenet, 1976). El espesor mínimo requerido es el máximo de todos los que se han obtenido a continuación.

➤ **Presiones circunferenciales**

**CUERPO CILÍNDRICO**

La tensión provocada por una presión circunferencial ( $p_{he}$  en la figura 19, por ejemplo) viene definida por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \frac{p_h \cdot r}{t} \quad (52)$$

Siendo

r, el radio del cilindro

t, el espesor de la pared del silo

$\sigma_1$ , el límite elástico del material, en este caso, acero.

Se despeja t de esa ecuación y se sustituye el valor más desfavorable de  $p_h$ , es decir, durante la descarga,  $p_h = p_{he}$ , a la altura de la transición.

$$t = \frac{32,22 \text{ kPa} \cdot 1,8 \text{ m}}{235 \text{ Mpa}} = 0,25 \text{ mm}$$

**TOLVA**

El mismo cálculo para la presión más desfavorable en la tolva (en la transición, como se puede ver en la tabla 16), resulta el siguiente espesor mínimo de chapa:

$$t = \frac{50,29 \text{ kPa} \cdot 1,8 \text{ m}}{235 \text{ Mpa}} = 0,40 \text{ mm}$$

El espesor mínimo a tener en cuenta es el de la tolva, ya que es mayor.

➤ **Presiones longitudinales**

La fuerza lineal de rozamiento máxima – maximorum (Ravenet, 1976) se ha calculado siguiendo la expresión siguiente:

$$F_{rmm} = R \cdot H \cdot D \quad (53)$$

Siendo

R, el radio hidráulico del silo, es decir, el cociente entre área y perímetro (ver apartado 3.3.1.2 del presente trabajo):

$$\frac{A}{U} = 0,9$$

H, la altura desde la superficie equivalente, que en este caso será igual a  $h_c$  (ver tabla 6);

D, la densidad del material o peso específico (ver tabla 1).

Se sustituye:

$$F_{rmm} = 0,9 \text{ m} \cdot 8,08 \text{ m} \cdot 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 116,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ahora se calcula el espesor mínimo necesario para soportar estas tensiones:

$$t = \frac{F_{rmm}}{\sigma_1} \quad (54)$$

Se resuelve:

$$t = \frac{116,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{235 \text{ MPa}} = 0,5 \text{ mm}$$



Este es, finalmente, el espesor mínimo requerido, tanto para el cuerpo cilíndrico como para la tolva, por las presiones de rozamiento, que comprimen la chapa del silo.

#### **3.4.1.2 Espesor mínimo con la influencia del pandeo**

Como ya se ha comentado, el cálculo de estos espesores sin tener en cuenta el efecto del pandeo puede provocar problemas de deformaciones. A continuación, se ha detallado el proceso a seguir para el cálculo del espesor mínimo teniendo en cuenta el efecto del pandeo basado en la teoría de Ravenet (1976).

Puede darse un momento puntual en el que todo el peso del cemento almacenado sea soportado por el rozamiento con las paredes del silo. En este instante, las presiones horizontales retrasan la inestabilidad por pandeo debido a que la acción de estas fuerzas estabiliza la chapa ante los efectos de la compresión debida al rozamiento.

Suponiendo que todo el peso recaerá sobre las paredes, la fuerza de rozamiento máxima es, en este caso, la siguiente:

$$F_{rmm} = A \cdot H \cdot D \quad (55)$$

Siendo

A, el área de la sección del cuerpo cilíndrico (ver apartado 3.3.1.2)

H, la altura desde la superficie equivalente hasta la transición, es decir,  $h_c$ .

Se sustituye:

$$F_{rmm} = 1315,91 \text{ kN}$$

Una vez obtenida la fuerza, se obtiene el parámetro  $\bar{P}$ .

$$\bar{P} = \frac{P_h}{E} \cdot \left(\frac{R}{t}\right)^2 \quad (56)$$

Siendo

E, el módulo de elasticidad del acero igual a 210000 MPa

$P_h = 28,01 \text{ kPa}$ , la presión horizontal más pequeña a la altura H, es decir, la de llenado (Ver tabla 10). El cálculo se ha realizado con la más pequeña por ser el caso más desfavorable, ya que, esta presión no es favorable al pandeo.

R, radio del silo.

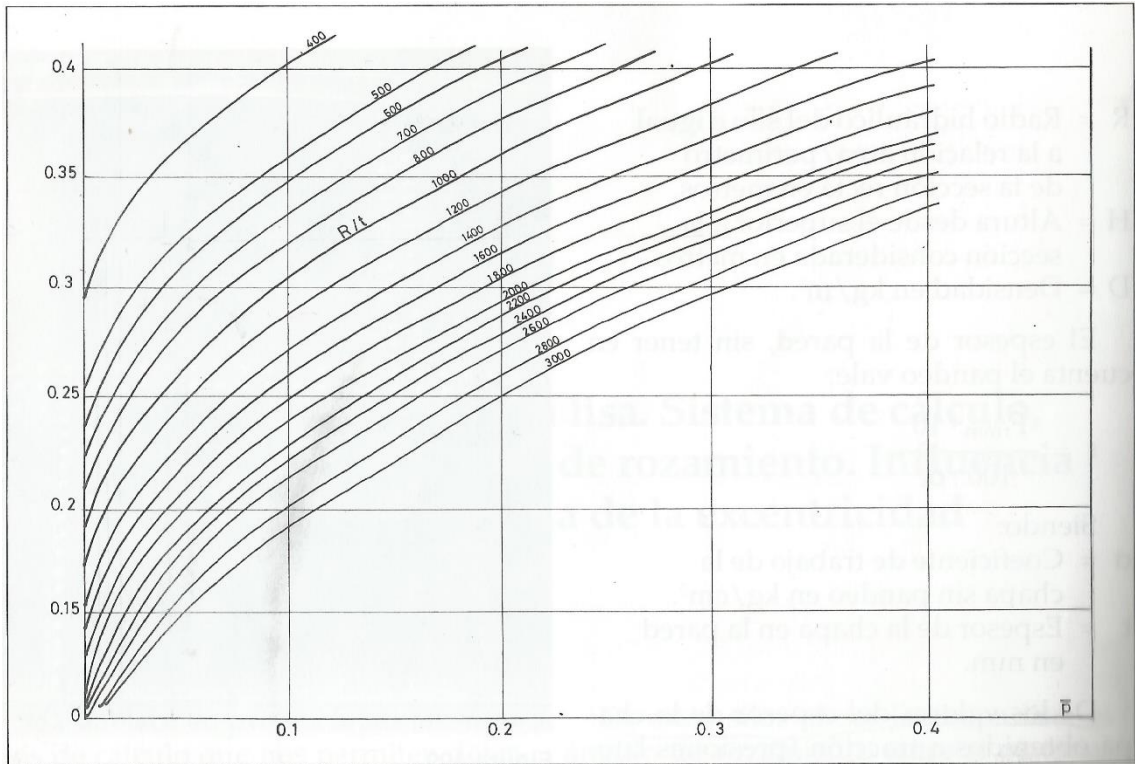
t, el espesor de cálculo elegido. En este caso se ha estimado un espesor mínimo de 5 mm, por ser lo más comercial.

Se sustituye en la ecuación (56) y se obtiene el parámetro a la altura de la transición,

sabiendo que  $\frac{R}{t} = 360$

$$\bar{P} = 0,017$$

Una vez se tiene  $\bar{P}$  y  $\frac{R}{t}$ , se puede obtener el siguiente parámetro  $S_{cr}$  mediante el diagrama de Weingarten Morgan y Seide (Ravenet, 1976):



**Figura 23. Diagrama de Weingarten Morgan y Seide (Ravenet, 1976)**

Se estima un valor de  $S_{cr} = 0,32$

Con este parámetro ya se puede calcular la carga crítica a partir de la cual puede producirse el pandeo mediante la ecuación (57)

$$P_{cr} = 2\pi \cdot E \cdot t^2 \cdot S_{cr} \quad (57)$$

Se resuelve la ecuación y se obtiene que la carga crítica es:

$$P_{cr} = 10555,75 \text{ kN}$$

Con lo que el coeficiente de seguridad con un espesor de 5 mm es:

$$C = \frac{P_{cr}}{F_{rmm}} \quad (58)$$

Se sustituye las cargas y se obtiene que el coeficiente de seguridad frente al pandeo con este espesor mínimo estimado es el siguiente:

$$C = 8$$

Coefficiente con el que se puede asegurar que, si el silo tiene un espesor de chapa mayor que 5 mm, no tendrá problemas de pandeo.

### **3.4.2 Espesor de las paredes del silo de 80 Tn**

Se ha aplicado el mismo procedimiento de cálculo que el descrito en el apartado 3.4.1.

#### **3.4.2.1 Espesor mínimo requerido por las presiones circunferenciales y longitudinales.**

En este apartado se ha estimado el espesor mínimo requerido por las presiones longitudinales y circunferenciales sin tener en cuenta el efecto del pandeo.

#### **➤ Presiones circunferenciales**

##### **CUERPO CILÍNDRICO**

Utilizando la ecuación (52), se despeja el espesor de la pared, teniendo en cuenta el radio de este silo y el valor de la presión horizontal durante la descarga a la altura de la transición en este caso (ver tabla 22).

$$t = \frac{25,43 \text{ kPa} \cdot 1,375 \text{ m}}{235 \text{ Mpa}} = 0,15 \text{ mm}$$

## **TOLVA**

Utilizando la ecuación (52) y viendo en la tabla 26 el valor de la presión horizontal durante la descarga en la tolva, a la altura de la transición, se tiene que:

$$t = \frac{54,4 \text{ kPa} \cdot 1,375 \text{ m}}{235 \text{ MPa}} = 0,32 \text{ mm}$$

### ➤ **Presiones longitudinales**

Utilizando la ecuación (53), se calcula la fuerza lineal de rozamiento máxima – maximorum (Ravenet, 1976), teniendo en cuenta el nuevo radio hidráulico y la nueva altura  $h_c = 7,1$  (ver tabla 17):

$$R = \frac{A}{U} = 0,6875 :$$

$$F_{rmm} = 78,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ahora se calcula el espesor mínimo necesario para soportar estas tensiones mediante la expresión (54):

$$t = \frac{78,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{235 \text{ MPa}} = 0,33 \text{ mm}$$

Este es, por tanto, el espesor mínimo para la tolva y el cuerpo cilíndrico, sin tener en cuenta el pandeo.

### **3.4.2.2 Espesor mínimo con la influencia del pandeo**

Al tener en cuenta la influencia del pandeo y suponiendo que todo el peso recae sobre las paredes, la fuerza de rozamiento máxima se ha calculado mediante la ecuación (55), utilizando el área (ver apartado 3.3.2.2) y  $h_c$  del silo de 80 Tn:

$$F_{rmm} = 674,74 \text{ kN}$$

Una vez se tiene esta fuerza, se obtiene el parámetro  $\bar{P}$  con la ecuación (56), utilizando la presión horizontal más pequeña a la altura H, es decir la de llenado en el cuerpo cilíndrico (ver tabla 20). El espesor mínimo elegido es, en este caso, de 3,5 mm. Se resuelve la ecuación, teniendo en cuenta que  $\frac{R}{t} = 360$ :

$$\bar{P} = 0,016$$

Ahora, con estos parámetros, se entra en la gráfica de la figura 23 y se obtiene que  $S_{cr}$ ; el valor estimado es  $S_{cr} = 0,33$ .

Ya se puede pasar a calcular la carga crítica a partir de la cual puede producirse el pandeo, mediante la ecuación (57):

$$P_{cr} = 5333,95 \text{ kN}$$

Quedando un coeficiente de seguridad (ver ecuación (58)) de:

$$C = 7,91$$

Coficiente con el que se puede asegurar que, si este silo tiene un espesor de chapa mayor que 3,5 mm, no tendrá problemas de pandeo.

### **3.5 Obtención de las cargas de viento**

En este apartado se han obtenido las cargas de viento en los dos silos en base a la norma UNE EN 1991-1-4:2018, con el apoyo del DBSE – AE.

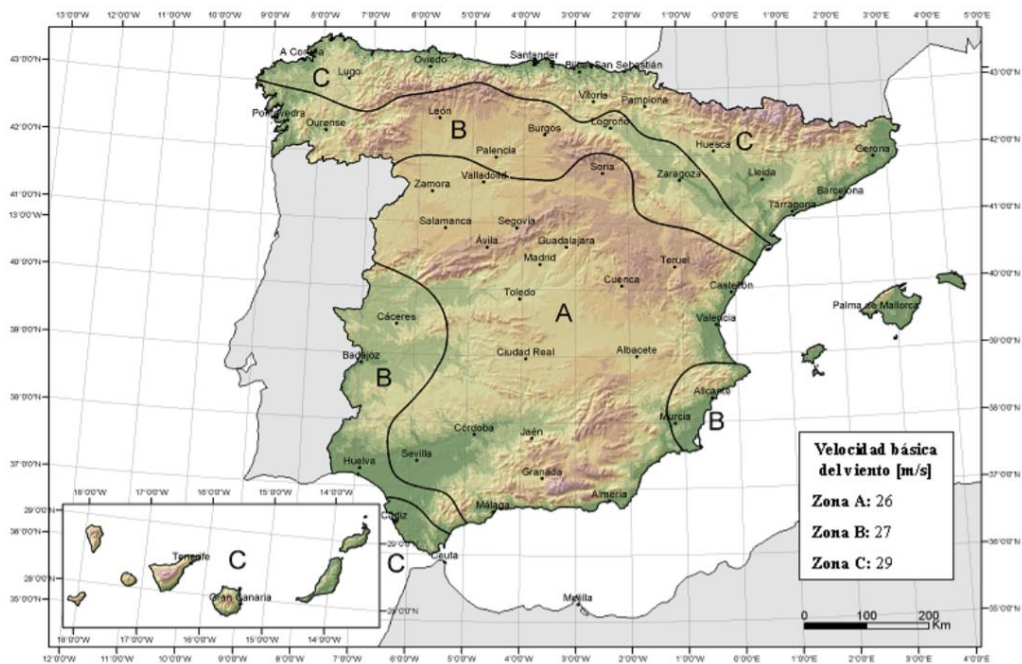
#### **3.5.1 Silo de 160 Tn**

Se ha llevado a cabo, en primer lugar, el cálculo de las cargas de viento en este silo por ser el caso más desfavorable.

##### **Velocidad básica del viento**

Se ha empezado el cálculo por obtener el valor de la velocidad del viento en la zona de ubicación del silo, Cartagena (Murcia). Utilizando la figura D.1 del DBSE – AE,

se obtienen las velocidades de las diferentes zonas de España, como se puede comprobar a continuación:



**Figura 24. Valor de la velocidad del viento,  $V_{b,0}$**

Según esta figura, en la zona donde estará ubicado el silo, zona B, la velocidad del viento tiene un valor de  $V_{b,0} = 27 \frac{m}{s}$ .

Ahora se pasa al punto 2 del apartado 4.2 de la norma UNE EN 1991-1-4, donde se indica la expresión para el cálculo de la velocidad básica del viento:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \quad (59)$$

Donde

$c_{dir} = 1$ , siguiendo la NOTA 2 del mismo apartado de la norma;

$c_{season} = 1$ , siguiendo la NOTA 3 del mismo apartado de la norma.

Por tanto, la velocidad básica es:

$$V_b = 27 \frac{m}{s}$$

### **Velocidad media del viento**

La velocidad media del viento se ha obtenido mediante la ecuación (60), obtenida del punto 1 del apartado 4.3 de la norma UNE EN 1991-1-4:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b \quad (60)$$

Donde

$c_r(z)$  es el factor de rugosidad, el cual se obtiene en base al punto 1 del apartado 4.3.2 de la norma UNE EN 1991-1-4, siendo  $z$  la altura máxima desde el suelo (se ha considerado 1 metro de altura desde la boca de la tolva hasta el suelo) hasta la parte más alta del silo (ver figura 11). Se obtiene el factor de rugosidad de la ecuación (61).

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (61)$$

Siendo

$z_0$ , la longitud de la rugosidad

$z_{min} = 2$  y  $z_0 = 0,05$ , según la tabla 4.1 de la norma UNE EN 1991-1-4, para una categoría elegida de terrenos II, por ser la más habitual de los entornos de trabajo con silos de almacenamiento de cemento.

$k_r$ , el factor del terreno, obtenido mediante la siguiente expresión:



$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (62)$$

En la que  $z_{0,II} = 0,05$ , por referirse a la longitud de la rugosidad en una categoría II de terreno. Se resuelve la ecuación (62) y se obtiene que un valor de

$$k_r = 0,19$$

Ahora se obtiene el resultado de la expresión (61)

$$C_r(z) = 1,07$$

Por último

$C_o(z)$ , el coeficiente topográfico, cuyo valor es 1.

Se sustituye todos los valores en la ecuación (60) y se obtiene el valor de la velocidad media:

$$V_m(z) = 29,25 \text{ m/s}$$

### **Fuerza del viento**

En base al punto 2 del apartado 5.3 se ha calculado la fuerza del viento, mediante la expresión siguiente:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (63)$$

Dónde

$q_p(z)$ , es la presión correspondiente a la velocidad de pico a la altura  $z$  indicada, que, según el punto 1 del apartado 4.5 de la norma UNE EN 1991-1-4, se calcula de la siguiente forma:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot V_m^2(z) \quad (64)$$

Siendo

$\delta$ , la densidad del aire. Siguiendo la NOTA 2 del punto 1 del apartado 4.5 de la norma mencionada, se toma el valor recomendado  $\delta = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$I_v(z)$ , la intensidad de la turbulencia a una altura  $z$ . Siguiendo la NOTA 2 del punto 1 del apartado 4.4 de la norma, la se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (65)$$

Donde

$k_I$ , el factor de turbulencia, cuyo valor recomendado por la norma es 1.

Se resuelve la ecuación (65) y se obtiene la intensidad de la turbulencia:

$$I_v(z) = 0,18$$

Ahora se sustituye en la ecuación (64) y se obtiene la presión correspondiente

$$q_p(z) = 1191,27 \text{ Pa}$$

$c_s c_d$ , es el factor estructural, con valor igual a 1 según el punto d del apartado 6.2.

$c_f$ , es el coeficiente de fuerza, calculado mediante la expresión siguiente:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (66)$$

Siendo

$c_{f,0}$ , coeficiente que se ha calculado mediante la ecuación (69), obtenida de la figura 7.28 de la norma UNE EN 1991-1-4, ya que el número de Reynolds (calculado mediante la ecuación (67)) lo indica.

$$Re = \frac{b \cdot v(z)}{\nu} \quad (67)$$

En la cual

$b$ , es el diámetro del silo.

$v(z)$ , es la velocidad de pico del viento, la cual se calcula mediante la ecuación (68), obtenida de la Nota 2 de la figura 7.27 de la norma.

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z)}{\delta}} \quad (68)$$

Se resuelve la ecuación anterior y se obtiene la velocidad de pico del viento:

$$v(z) = 43,66 \frac{m}{s}$$

$\nu$ , la viscosidad cinemática del aire,  $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}$

Con todo lo anterior se puede obtener el número de Reynolds buscado para justificar el uso de la ecuación (69):

$$Re = 1,05 \cdot 10^7$$

Por tanto, la ecuación que define al coeficiente es la siguiente:

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b}\right)}{1 + 0,4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)} \quad (69)$$

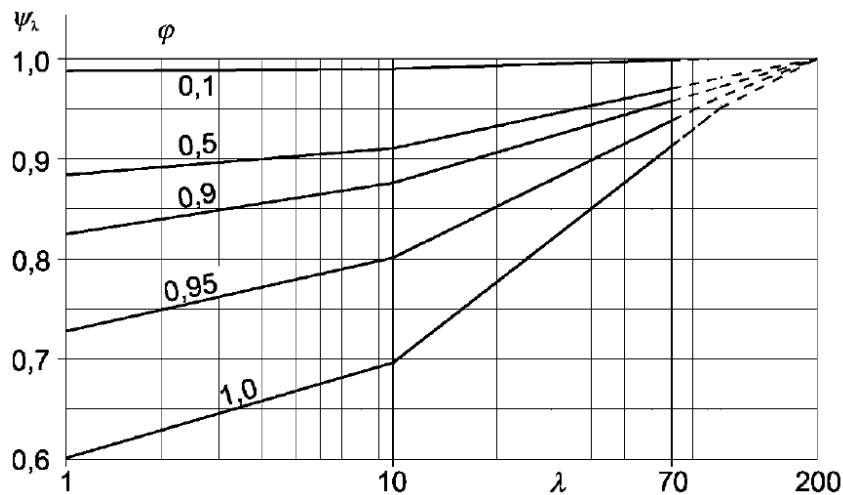
Donde

$k$ , es la rugosidad superficial equivalente, cuyo valor lo se obtiene de la tabla 7.13 de la norma UNE EN 1991-1-4, suponiendo que la chapa del silo está pintada por el exterior;  $k = 0,02 \text{ mm}$

Se resuelve la ecuación (69):

$$c_{f,0} = 0,53$$

$\psi_\lambda$ , el factor del efecto cola, el cual se obtiene de la figura 25, descrita en el apartado 7.13 de la norma UNE EN 1991-1-4.



**Figura 25. Factor efecto de cola**

Para utilizar esta figura con el objetivo de obtener el factor efecto de cola, se necesita obtener la esbeltez efectiva  $\lambda$  y la relación de solidez  $\varphi$ . La primera se obtiene de la ecuación designada por el punto 2 (si  $l < 15 \text{ m}$ , siendo  $l$  la altura

máxima desde el suelo a la parte alta del silo, es decir, la z utilizada para calcular la velocidad media del viento) de la tabla 7.16 de la norma:

$$\lambda = \frac{l}{b} \quad (70)$$

Se resuelve:

$$\lambda = 4,16$$

La segunda,  $\varphi$ , se calcula con la expresión (71), del apartado 7.13 de la norma:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (71)$$

Siendo A, el área proyectada del silo, contando los conos, superior e inferior, y la parte recta central, es decir, la suma de las áreas de dos trapecios (proyección de cono superior e inferior) y el área de un cuadrado (proyección del cuerpo cilíndrico):

$$A = 43,03 \text{ m}^2$$

Y  $A_c$ , el área envolvente global, cuyo valor se obtiene de la ecuación señalada en el punto 3 del apartado 7.13 de la norma:

$$A_c = l \cdot b \quad (72)$$

Sustituyendo los valores utilizados en la ecuación (70), se tiene que:

$$A_c = 53,9 \text{ m}^2$$

Sustituyendo en la expresión (71), se tiene que:

$$\varphi = 0,8$$

Con este valor y el de la esbeltez, se entra en la Figura 25 y se obtiene el valor del factor efecto de cola:

$$\psi_{\lambda} = 0,88$$

Se resuelve, con estos valores obtenidos, la ecuación (66):

$$c_f = 0,47$$

Y finalmente, sabiendo que  $A_c = A_{ref}$ , se resuelve la ecuación (63) para obtener la fuerza del viento:

$$F_w = 29,9 \text{ kN}$$

Aplicada en la mitad de  $A_{ref}$  más el metro de altura desde la boca de salida al suelo (ver figura 11):

$$z_{F_w} = \frac{h_{cc} + h_h + h_t}{2} + h_{bs} \quad (73)$$

Siendo

$h_t$ , la altura del techo (ver figura 10).

$h_{bs}$ , la altura de la boca al suelo, 1 metro.

Se sustituye y se obtiene la altura de aplicación:

$$z_{F_w} \cong 8 \text{ m}$$

### 3.5.2 Silo de 80 Tn

El proceso a seguir es el mismo, por tanto, se da por explicado el procedimiento. Se han obtenido directamente los parámetros y las cargas.

### **Velocidad básica del viento**

La ubicación es la misma, zona B, por lo que el viento tiene un valor, de acuerdo con la figura 24, de  $V_{b,0} = 27 \frac{m}{s}$

Se resuelve para este caso la ecuación (59), con los mismos coeficientes:

$$V_b = 27 \frac{m}{s}$$

### **Velocidad media del viento**

Mediante la ecuación (60) se ha obtenido la velocidad media del viento. El primer paso es obtener los coeficientes. Del mismo modo, el coeficiente topográfico es  $C_o(z) = 1$  y  $C_r(z)$  se ha obtenido con la ecuación (61), siendo  $z$  la altura máxima desde el suelo (se ha considerado 1 metro de altura desde la boca de la tolva hasta el suelo) hasta la parte más alta del silo (ver figura 16).  $k_r$  tiene el mismo valor, suponiendo las mismas condiciones que para el caso anterior:

$$k_r = 0,19$$

Se sustituye en la ecuación (61) y se obtiene que:

$$C_r(z) = 1,05$$

Por último, se sustituye en la expresión (60) para obtener la velocidad media:

$$V_m(z) = 28,26 \text{ m/s}$$

### **Fuerza del viento**

Mediante la ecuación (63), se ha calculado la fuerza del viento. Siguiendo el mismo proceso, primero se ha obtenido  $q_p(z)$  de la ecuación (64), siendo nuevo el valor de la intensidad de la turbulencia a una nueva altura  $z$ , el cual se ha calculado mediante la ecuación (65). Se resuelve esta última ecuación:

$$I_v(z) = 0,18$$

Se obtiene con este valor el resultado de la ecuación (64):

$$q_p(z) = 1133,51 \text{ Pa}$$

Se continua el proceso con el cálculo del factor estructural  $c_s c_d$ , con valor igual a 1 de igual modo y el coeficiente de fuerza  $c_f$ , que se ha calculado con la ecuación (66). Dentro de esta ecuación se tiene que calcular  $c_{f,0}$  y  $\psi_\lambda$ . El primero se ha obtenido mediante la ecuación (69), previo cálculo del número de Reynolds con la ecuación (67), sabiendo que la velocidad pico del viento (ecuación (68)) es:

$$v(z) = 42,59 \frac{m}{s} \quad Re = 7,81 \cdot 10^6$$

Por lo que, suponiendo el mismo acabado superficial, se tiene que el coeficiente es el siguiente:

$$c_{f,0} = 0,54$$

El segundo,  $\psi_\lambda$ , se obtiene entrando a la Figura 25 con la esbeltez efectiva,  $\lambda$  (ecuación (70)), y la relación de solidez,  $\varphi$  (ecuación (71)). En este caso se tienen los siguientes valores:

$$\lambda = 4,49 \quad \varphi = \frac{A}{A_c} = \frac{27,50}{33,95} = 0,81$$

Se entra a la Figura 25 con estos dos valores y se obtiene el factor del efecto cola:

$$\psi_\lambda = 0,88$$

Se calcula con estos valores la ecuación (66):

$$c_f = 0,47$$

Y, por último, sabiendo que  $A_c = A_{ref}$ , se resuelve la ecuación (63) para obtener el valor de la fuerza del viento:

$$F_w = 18,2 \text{ kN}$$

Aplicada a una altura obtenida de la ecuación (73):

$$z_{F_w} \cong 6,7 \text{ m}$$



### 3.6 Obtención de las cargas de nieve

En este apartado se han calculado las presiones sobre el techo de los dos silos en base al apartado 3.5 del DBSE-AE. El valor de la carga superficial de nieve en el techo de los silos se ha obtenido siguiendo el punto 2 del apartado 3.5.1 del código técnico, según la ecuación (74).

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (74)$$

Donde

$\mu$ , es el coeficiente de forma de la cubierta, obtenido siguiendo el punto 2 del apartado 3.5.3, con valor igual a 1 debido a que la inclinación del techo de los silos es de 30°.

$s_k$ , el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, obtenido de la tabla 3.8 (punto 1 del apartado 3.5.2 del DBSE-AE), en la que, para la región de Murcia es:

$$s_k = 0,2 \frac{kN}{m^2}$$

Por tanto, si se resuelve, se obtiene la carga de nieve repartida superficialmente sobre el techo del silo:

$$q_n = 0,2 \frac{kN}{m^2}$$

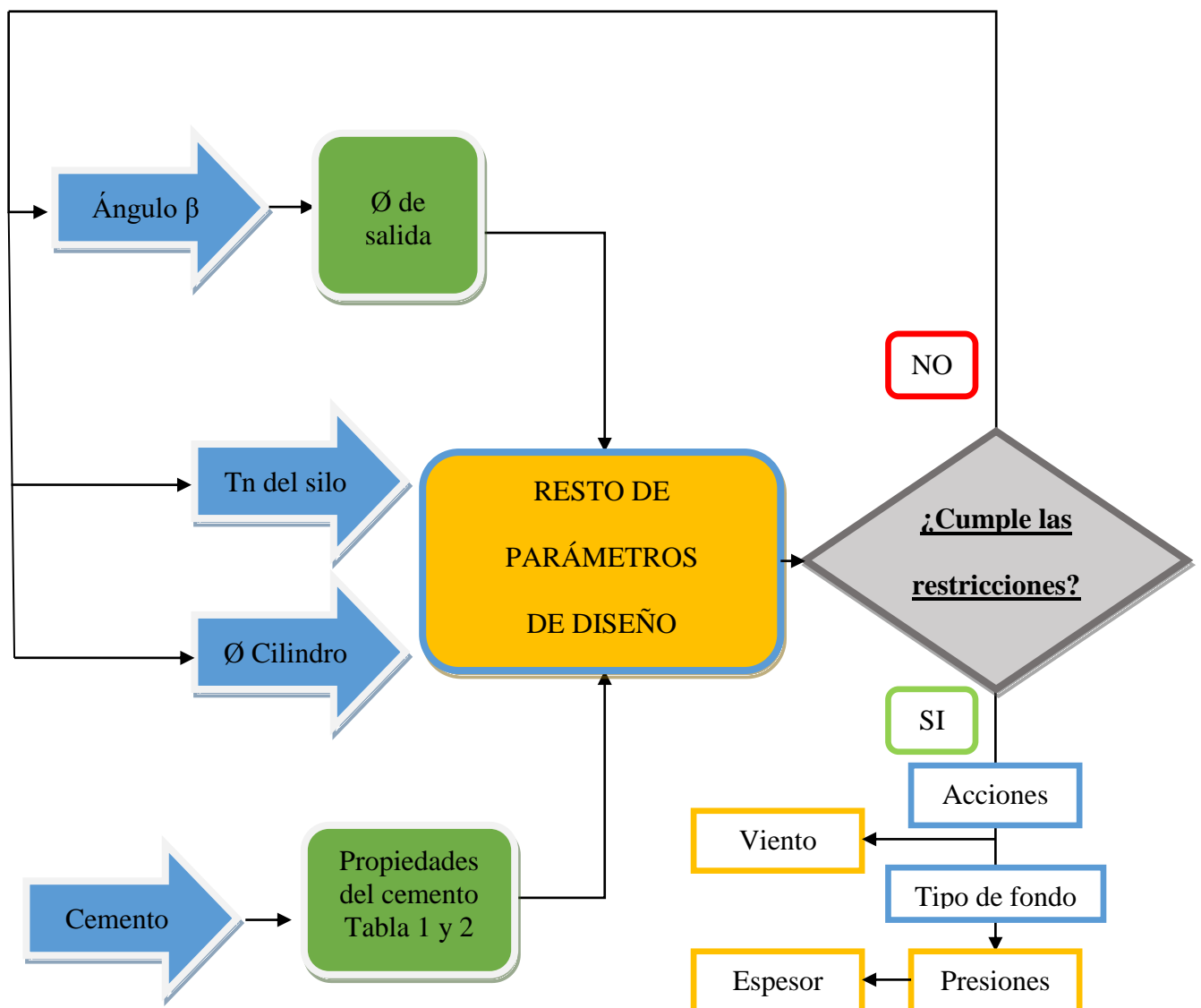
### 3.7 Sobrecarga de uso

Para la sobrecarga de uso de los silos se ha considerado el techo de accesibilidad limitada al mantenimiento y reparación de los mismos. Según la tabla 6.10 de la norma UNE EN 1991-1-1:2019, para esta categoría H, se ha tomado el siguiente valor recomendado:

$$q_k = 0,4 \frac{kN}{m^2}$$

### 3.8 Creación de una herramienta de cálculo de los parámetros y presiones de los silos mediante una hoja de Microsoft Excel

Se ha creado una herramienta de cálculo Excel para la obtención de los parámetros de diseño y casos de carga de los silos estudiados. La herramienta ha sido enfocada para los silos cuyas acciones son evaluadas como clase 1 y 2, como los casos estudiados en este trabajo. Se toma como ejemplo de explicación el del silo de 160 Tn. Se han introducido las ecuaciones de los capítulos anteriores a la herramienta de cálculo para que se adapte a las características concretas de diseño, siguiendo el siguiente diagrama de flujo:



Partiendo de las propiedades del material elegido, el cemento, se procede a desarrollar el resto del procedimiento descrito en el flujograma anterior:

Datos del fluido según tabla E.1 de Anexo E				
Peso específico, $\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>		
Ángulo talud natural, $\phi_r$	36	°		
Ángulo de rozamiento interno, $\phi_{im}$	30	°		
Coefficiente $a\phi$	1,22			
Coef. de presiones laterales $K_m$	0,54			
Coef. $a_k$	1,2			
Coef. de rozamiento, $\mu$	0,46	para pared D2	24,70	GRADOS
Coeficiente $a\mu$	1,07			
Coef. cargas concentradas $Cop$	0,5			
Valor característico superior K	0,65			
Valor característico inferior K	0,45			
d	0,49			
Valor característico inferior $\mu$	0,43	23,26		GRADOS
Valor característico superior $\phi$	36,60			
Valor característico inferior $\phi$	24,59			
Valor característico medio K	0,549			
Valor característico medio $\mu$	0,461			
Valor característico medio $\phi$	30,60			

**Figura 26. Propiedades del cemento (apartado 3.1)**

Tal y como se ha visto, el primer paso es calcular el diámetro mínimo necesario para obtener flujo másico. Esto se ha realizado con la herramienta:

CÁLCULO $\phi$ SALIDA CON LAS TEORÍAS DE ARCO				
Ángulo de inclinación de la tolva	$\theta_w$	20,00		
Ángulo efectivo de fricción interna	$\delta$	51,90		
Ángulo de fricción material - pared	$\Phi_w$	24,70		
Tolva cónica - Parámetro m	m	2,00		
Constante L	L	3,72	kN/m <sup>2</sup>	
Constante K	K	0,18		
Peso específico cemento	$\gamma$	16,00	kN/m <sup>3</sup>	
Ángulo beta	$\beta$	28,04		
Parámetro S	S	0,49		
Parámetro T	T	0,32		
Parámetro U	U	28,35		
Factor de flujo	ff	0,68		
Parámetro g	g()	0,30		
Esfuerzo mayor de arco	$\sigma_{1a}$	4,24	kN/m <sup>2</sup>	
DIAMETRO DE SALIDA ELEGIDO	D	0,720		
DIAMETRO DE SALIDA TEORICO	D	0,6		

**Figura 27. Obtención del diámetro de salida**

En color azul se tienen los parámetros que se deben elegir (entradas del flujograma).

Como ya se sabe de los apartados anteriores, uno de esos parámetros debe ser el ángulo de la tolva (ver apartado 3.3.1.1.1).

Una vez elegido el ángulo junto con la elección del diámetro y las toneladas del silo (ver flujograma) se pasa a la obtención del resto de parámetros de diseño (Figura 28).

SILO DE 160 TN		
<b>DATOS INICIALES</b>		
Toneladas	160	Tn
Altura del cilindro, hc	8,08	m
Altura del cono, hh	3,96	m
Altura hh+hc, hb	12,04	m
Diámetro $\phi$ del cilindro	3,6	m
Diámetro $\phi$ de parte inferior del cono	0,720	m
Apotema cono	4,21	m
Limite elástico del material	235	N/mm <sup>2</sup>
Mod. Elasticidad E	210000	N/mm <sup>2</sup>
Altura cono superior de solido, htp	1,31	m
altura base equivalente cono superior, h0	0,33	m
Volumen cono superior de solido, Vtp	4,44	m <sup>3</sup>
Volumen parte recta solido, Vprm	78,92	m <sup>3</sup>
Altura parte recta solido, hprm	7,75	m
Altura total parte recta minima, hcc	9,06	m
Altura total parte recta elegida, hcc	9,06	m
Volumen cilindro	78,92	m <sup>3</sup>
Volumen del cono	16,65	m <sup>3</sup>
<b>Volumen total</b>	<b>100,00</b>	m <sup>3</sup>
Superf. Lateral del cono	28,57	m <sup>2</sup>
Superf. Lateral del cilindro	91,38	m <sup>2</sup>
<b>Superf. Lateral total (cono+cilindro)</b>	<b>119,96</b>	m <sup>2</sup>
Densidad del fluido	1600	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad	160,0	Tn

Volumen mínimo	100,00
----------------	--------

**Figura 28. Obtención del resto de parámetros de diseño**

El siguiente punto es comprobar si se cumplen las limitaciones dimensionales impuestas por la norma (ver apartado 3.3.1.2). Se introducen las restricciones en la herramienta y automáticamente se comprueba si se puede continuar con el proceso del diagrama de flujo o se debe retroceder y reelegir los parámetros iniciales. Además, se comprueba si el silo es de pared delgada o gruesa (con el valor máximo de espesor de pared que se puede usar, tal y como se ha descrito en el apartado 3.3.1.2) y el tamaño máximo admitido de las partículas de cemento (ver apartado 3.3.1.3). En la Figura 29 se aprecian las comprobaciones realizadas por la herramienta.

Restricciones dimensionales de norma (1.1.2(3))			
hb/dc<10	3,3	Cumple	
hb<100	12,0	Cumple	
dc<60	3,6	Cumple	
<b>Clasificación esbeltez</b>	hc/dc=	2,2	
<b>Silo esbelto, art. 5.2</b>			
Área A cilindro	10,18	m <sup>2</sup>	A/U=r/2
Perímetro U cilindro	11,31	m	
CLASIFICACION DE EVALUACION DE ACCIONES			2
s/tabla 2.1 (art. 2.5) de norma			
Relación A/U=r/2	0,9		
Relación A/U=(a/4)*Raiz(3)=dc/4	Valor de a=	2,08	m
	(a/4)*Raiz(3)=	0,900	m
	dc/4=	0,900	m
<b>¿Silo pared gruesa o delgada?</b>			
Espesor de pared en cilindro	5,00	mm	Silo pared delgada
Espesor de pared en cono	5,00	mm	Silo pared delgada
Máximo tamaño de partículas de cemento			
108mm			

**Figura 29. Limitaciones y características dimensionales**

Como en este caso las cumple, se puede seguir con el proceso descrito en el diagrama de flujo, clasificar la evaluación de acciones según indica la norma (ver apartado 3.3.1.4) y según sea, proceder al cálculo de presiones de llenado y descarga en las paredes y en la tolva (clasificando el tipo de fondo de la misma), tal y como se ha descrito en los apartados 3.3.1.5 y 3.3.1.6. En las figuras siguientes se muestran los cálculos de la herramienta:

z0=	3,56
ph0	31,23
Coordenada zp=min(z0,hc/2)	3,56
Z acumulado	Yj(z)
0	0,000
0,58	0,151
2,08	0,443
3,58	0,635
5,08	0,760
6,58	0,843
8,08	0,897

LLENADO - SILOS ESBELTOS art. 5.2.1			LLENADO (CARGAS SIMÉTRICAS) - art. 5.2.1.1			
Virola nº	Z virola (m)	Z acumulado	Phf	Pwf	Pvf	Pvf paredes
			kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1 (superior)	0,58	0,58	4,70	2,31	10,45	16,21
2	1,5	2,08	13,83	6,81	30,74	28,39
3	1,5	3,58	19,82	9,76	44,05	36,37
4	1,5	5,08	23,75	11,69	52,78	41,61
5	1,5	6,58	26,32	12,96	58,50	45,04
6	1,5	8,08	28,01	13,79	62,25	47,29

LLENADO (CARGAS CONCENTRADAS) - art. 5.2.1.2 y art. 5.2.1.4							
Ppf	Cpf	E	ef	Phf en zp	Yj(zp)	Fpf	s
kN/m <sup>2</sup>	-	-	m	kN/m <sup>2</sup>	-	kN	m
1,75	0,09	0,00	0,00	19,74	0,63	7,14	0,72

**Figura 30. Distribución de presiones simétricas y concentradas de llenado sobre las paredes verticales**

DESCARGA - art. 5.2.2			DESCARGA (CARGAS SIMÉTRICAS) - art. 5.2.2.1					
Virola nº	Z_virola (m)	Z_acumulado	Phe	Pve	Ch	Cw	Pve	Pve paredes
			kN/m2	kN/m2	-	-	kN/m2	kN/m2
	0	0	0,00	0,00	1,15	1,10	0,00	0,00
1 (superior)	0,58	0,58	5,41	2,55			11,49	17,83
2	1,5	2,08	15,91	7,49			33,81	31,22
3	1,5	3,58	22,79	10,73			48,45	40,01
4	1,5	5,08	27,31	12,86			58,05	45,77
5	1,5	6,58	30,27	14,25			64,35	49,55
6	1,5	8,08	32,22	15,17			68,48	52,02

DESCARGA (CARGAS CONCENTRADAS) - art. 5.2.2.2 y art. 5.2.2.4							
Ppe	Cpe	E	e	Phe en zp	Yj(zp)	Fpe	s
kN/m2	-	-	m	kN/m2	-	kN	m
4,03	0,18	0,00	0,00	22,70	0,63	16,41	0,72

**Figura 31. Distribución de presiones simétricas y concentradas de descarga sobre las paredes verticales**

TIPO DE FONDO	Agudo	Tan(beta)=	0,36
	Ver art. 6.3	1-K/(2*nu)	0,64
		Aguda si se cumple:	$\tan \beta < \frac{1-K}{2\mu_h}$
Según art. 6.1.2(5), como se pueden dar lugar a condiciones de carga dinámica de la carga se adoptan los siguientes valores			

Cb (CEA1)	1,6					
Cb (CEA2-3)	1,2					
pvft (ec. 6.2)	74,70	kN/m2				
Semiángulo de tolva (beta)	20	º				
	0,35	rad				
<b>LLENADO</b>			<b>DESCARGA</b>			
<b>Para tolvas agudas, art. 6.3</b>			<b>PARÁMETROS</b>			
n_llenado (ec. 6.18)	1,89		Phi_h	23,26	º	
Ff (Ec. 6.17)	0,89		epsilon	24,15	º	
Coefficiente b (ver art. 6.3)	0,2		Fe	1,88		
Coefficiente S (ver art. 6.1.2)	2		n_general (ec. 6.8)	6,21		
n_general (ec. 6.8)	1,89					
	<b>LLENADO</b>		<b>DESCARGA</b>			
	Pvf	Pnf	Ptf	Pve	Pne	Pte
Altura cono, x (m)	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	9,06	2,88	1,24	1,54	1,03	0,44
1	18,24	5,80	2,49	3,08	2,07	0,89
1,5	27,54	8,75	3,76	4,76	3,19	1,37
2	36,94	11,73	5,04	7,05	4,72	2,03
2,5	46,44	14,75	6,34	11,29	7,57	3,25
3	56,05	17,80	7,65	20,42	13,69	5,89
3,96	74,76	23,75	10,21	75,01	50,29	21,62

PVf_LLENADO PARED	PVe_DESCARGA PARED
kN/m2	kN/m2
26,63	26,72

**Figura 32. Distribución de presiones de llenado y descarga sobre la tolva**

Además, de cara al apartado siguiente, en el que se ha desarrollado la herramienta de cálculo según el método de elementos finitos con un software, en la herramienta de Excel se ha generado el cálculo de las presiones que hay que introducir en cada virola, teniendo en cuenta que el sumatorio de las cargas de cada virola debe ser

igual al valor máximo de la distribución de las cargas sobre las paredes del silo. Se puede ver el cálculo, según la herramienta, en la siguiente figura:

virola	LLENADO - PRESION POR VIROLA			DESCARGA - PRESION POR VIROLA		
	phf	pwf	pvf	phe	pwe	pve
1	4,70	2,31	16,21	5,41	2,55	17,83
2	9,13	4,49	12,18	10,50	4,94	13,39
3	5,99	2,95	7,99	6,89	3,24	8,78
4	3,93	1,93	5,24	4,52	2,13	5,76
5	2,58	1,27	3,43	2,96	1,39	3,78
6	1,69	0,83	2,25	1,94	0,91	2,48

**Figura 33 A. Presiones de llenado y descarga en el silo de 160 Tn sobre las virolas a utilizar en la herramienta del apartado 3.9 de este trabajo**

Siguiendo el sentido marcado por el flujograma, en la herramienta se obtendrá automáticamente el espesor mínimo necesario requerido por las presiones circunferenciales y longitudinales sin el efecto del pandeo y el requerido por las presiones longitudinales (fuerzas de rozamiento) teniendo en cuenta el pandeo (ver apartado 3.4).

Esesores de pared llenado	Esesores de pared descarga	Esesor por carga longitudinal	
Por Presiones con Phf	Presiones con Phe	Fmm	Fuerzas de rozamiento
t pared mm	t pared mm	kN/m	t pared mm
0,00	0,00	0,00	0,00
0,04	0,04	8,35	0,04
0,11	0,12	29,95	0,13
0,15	0,17	51,55	0,22
0,18	0,21	73,15	0,31
0,20	0,23	94,75	0,40
0,21	0,25	116,35	0,50
Esesor mínimo sin influencia del pandeo	0,50		

Esesores de tolva en el llenado	Esesores de tolva en la descarga
Por Presiones con Pnf	Por Presiones con Pne
t pared mm	t pared mm
0,00	0,00
0,02	0,01
0,04	0,02
0,07	0,02
0,09	0,04
0,11	0,06
0,14	0,10
0,18	0,39

**Figura 34. Espesor mínimo requerido sin tener en cuenta el pandeo**

Ahora, teniendo en cuenta el pandeo, tal y como se explica en el apartado 3.4.1.2:

INFLUENCIA DEL PANDEO									
t silo	5,00	t calculo	5,00						
r/t	360,00								
t calculo	z	Phf	$\bar{P}$	Scr	Pcr	Fr <sub>t</sub>	C		
m	m	kN/m <sup>2</sup>	-	-	kN	kN	-		
0,005	0,58	4,70	0,003	0,28	9236,28	94,46	97,78		
0,005	2,08	13,83	0,009	0,30	9753,12	338,75	28,79		
0,005	3,58	19,82	0,012	0,31	10092,07	583,04	17,31		
0,005	5,08	23,75	0,015	0,31	10314,36	827,33	12,47		
0,005	6,58	26,32	0,016	0,32	10460,14	1071,62	9,76		
0,005	8,08	28,01	0,017	0,32	10555,75	1315,91	8,02		

**Figura 35. Espesor mínimo requerido teniendo en cuenta el pandeo**

Como ya se ha dicho, este espesor es el mínimo requerido para evitar el pandeo.

Tras el cálculo MEF, se decide cuál es el espesor definitivo de las paredes.

Por último, tras introducir en la herramienta de cálculo las ecuaciones de la normativa de viento usada (ver apartado 3.5), se obtiene la fuerza puntual a introducir en el silo y la altura a la que actúa:

V <sub>b,0</sub> = 27,00	m/s								
V <sub>b</sub> = 27,00	m/s	C <sub>dir</sub> = 1,00	-						
		C <sub>season</sub> = 1,00	-						
V <sub>m</sub> (z) = 29,25	m/s	z = 14,97	m	Cr(z) = 1,08	-				
		z0 = 0,05	m	Co(z) = 1,00	-				
		z min = 2,00	m	Kr = 0,19	-				
		z max = 200,00	m	z0,II = 0,05	m				
F <sub>w</sub> = 29,9	kN	q <sub>p</sub> (z) = 1191,27	N/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> (z) DBSEA = 1390,40	N/m <sup>2</sup>	γ = 1,50E-05	m <sup>2</sup> /s	Ac = 53,90	m <sup>2</sup>
		C <sub>f</sub> = 0,47	-	Ce(z) = 2,60	-	k/b = 5,56E-06	-	λ = 4,16	-
		C <sub>sCd</sub> = 1,00	-	C <sub>f,0</sub> = 0,53	-	k = 0,02	mm	ψ <sub>λ</sub> = 0,88	-
		δ = 1,25	kg/m <sup>3</sup>	Re = 1,05E+07	-	φ = 0,80	-	A <sub>ref</sub> = 53,90	m <sup>2</sup>
		I <sub>v</sub> (z) = 0,18	-	V(z <sub>e</sub> ) = 43,66	m/s	A = 43,03	m <sup>2</sup>	Altura de acción de F <sub>w</sub> = 7,99	m
		ALTURA COMO SUPERIOR		0,955 m					
		ALTURA AL SUELO DESDE SALIDA TOLVA		1,00 m					
		Ø ENTRADA COMO SUPERIOR		0,30 m					

**Figura 36. Cálculo de la carga de viento**

El flujograma a seguir es el mismo para el silo de 80 Tn, con la única variación de la diferente clasificación de acciones, que conlleva diferentes coeficientes y la elusión del cálculo de cargas concentradas, como ya se ha explicado en el apartado 3.3.2 del presente trabajo. De cara al apartado 3.9, se pueden ver en la Figura 33 B, tal y



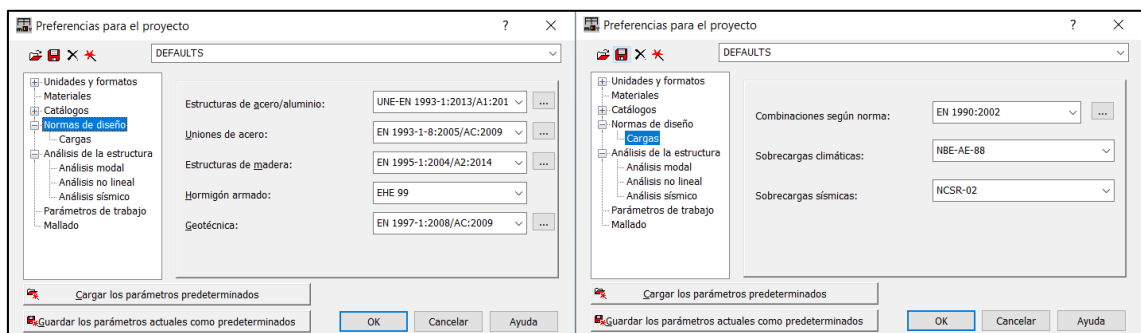
como para el caso del silo de 160 Tn (ver Figura 33 A), las presiones a introducir en cada virola:

LLENADO - PRESION POR VIROLA			DESCARGA - PRESION POR VIROLA			
ROBOT			ROBOT			
phf	pwf	pvf	phe	pwe	pve	virola
7,95	3,91	11,04	9,14	4,30	12,14	1
6,75	3,32	6,88	7,77	3,66	7,57	2
3,89	1,91	3,96	4,47	2,10	4,36	3
2,24	1,10	2,28	2,57	1,21	2,51	4
1,29	0,63	1,31	1,48	0,70	1,44	5

**Figura 33 B. Presiones de llenado y descarga en el silo de 80 Tn sobre las virolas a utilizar en la herramienta del apartado 3.9 de este trabajo**

### 3.9 Cálculo con software comercial Autodesk Robot Structural

Mediante esta herramienta se han calculado los dos prototipos de silos descritos mediante MEF (Método de los Elementos Finitos), incluyendo, además, la estructura que soporta a los silos, que es debidamente comprobada mediante el software. Como paso previo a la introducción de todos los parámetros está el de elegir las preferencias del proyecto, entorno donde se eligen catálogos y normativa a emplear, como se puede ver en la siguiente figura:



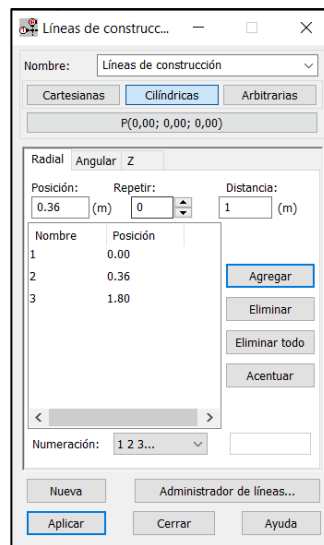
**Figura 37. Preferencias para el proyecto**

### 3.9.1 Silo de 160 Tn

En este apartado se ha descrito el proceso de creación de la herramienta de cálculo, desde la introducción geométrica del silo hasta el cálculo de todos los elementos del silo y la estructura que lo soporta, pasando por la introducción de las cargas descritas en los apartados anteriores, las cargas generadas por el estudio a sismo y la combinación de estas.

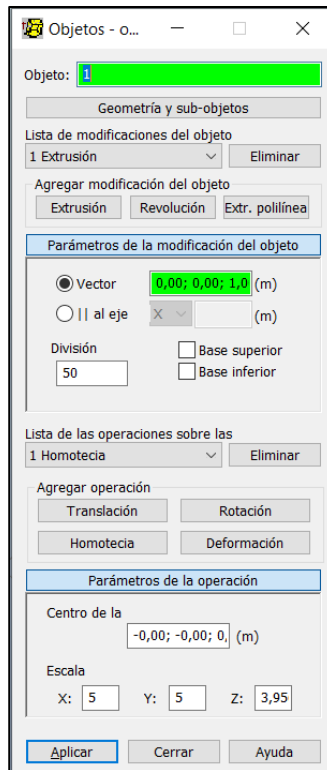
#### 3.9.1.1 Introducción geométrica del silo en el software

El primer paso para la introducción del silo es definir correctamente las líneas de construcción. Estas líneas definen los planos en los cuales se introduce la geometría del silo. Se han escogido coordenadas cilíndricas; primero se definen los radios del silo, seguido de los ángulos (se ha optado por definir las cada 30°) y finalmente, las diferentes alturas de trabajo:



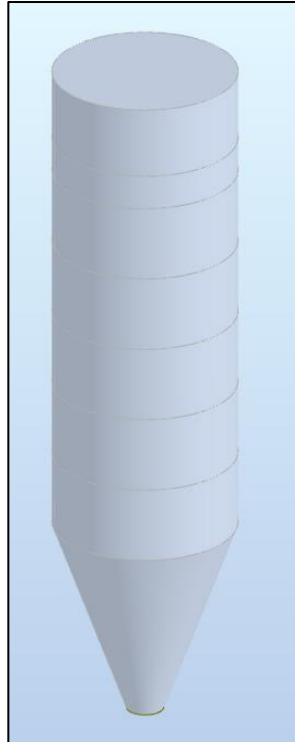
**Figura 38. Líneas de construcción**

El siguiente paso es introducir el diámetro de salida de la tolva a la altura correspondiente y el diámetro de la parte cilíndrica. Tras esto, se introduce la chapa del silo (ver Figura 39).



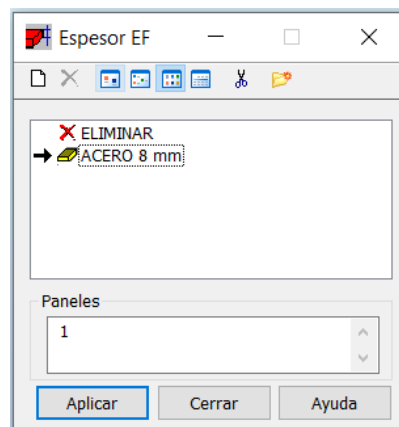
**Figura 39. Introducción de la superficie del silo**

El proceso consta de la introducción de diferentes operaciones que definen al objeto: la tolva se define mediante una extrusión y una homotecia, pasando del diámetro de salida al del cuerpo cilíndrico. Las siguientes operaciones son las del cuerpo cilíndrico, es decir, una operación de extrusión por cada virola que compone el silo. El recuadro de división indica el número de divisiones que tiene en cuenta el software para el cálculo del mallado de cálculo por el Método de los Elementos Finitos, el cual se ha explicado con más detalle posteriormente; se ha elegido 50 divisiones para la tolva, puesto que es una única operación para toda la tolva y 5 divisiones para cada virola del resto del cuerpo. En la Figura 39 se puede ver el conjunto total del silo introducido en el software.



**Figura 40. Conjunto superficial del silo de 160 Tn en Robot Structural**

El espesor de cálculo elegido es 8 mm, debido a que es con el que mejores resultados se han obtenido frente a los esfuerzos (ver apartado 3.9.1.9).

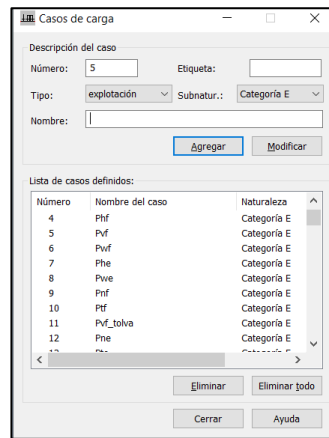


**Figura 41. Introducción del espesor**

### **3.9.1.2 Introducción de las presiones de llenado y descarga**

En este apartado se ha mostrado el proceso de introducción de las cargas de llenado y descarga en el cuerpo cilíndrico y en la tolva, descritas y obtenidas en los

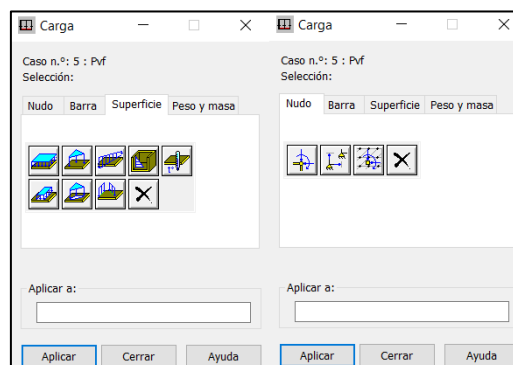
apartados anteriores. El primer paso es crear los casos de carga, es decir, cada presión obtenida e introducida en el software constituye un caso de carga:



**Figura 42. Introducción de los casos de carga**

Como queda ilustrado en la Figura 42, se ha definido la naturaleza de cada caso de cargas. En este caso son cargas de explotación, categoría E, según la tabla A1.1 (zonas de almacenamiento) de la norma UNE EN 1990.

Tras definir los casos de carga, el siguiente paso es introducir las presiones para cada caso de carga introducido de la forma que requiera cada caso, es decir, según sea su eje de aplicación, longitudinal (presiones de rozamiento y verticales de fondo) o circunferencial (presiones normales a la superficie de las paredes del silo). Además, las cargas deben ser superficiales para las presiones simétricas (apartados 3.3.1.5.1.1, 3.3.1.5.2.1, 3.3.2.6.1 y 3.3.2.6.2) y puntuales para las presiones concentradas (apartados 3.3.1.5.1.2 y 3.3.1.5.2.2):



**Figura 43. Introducción de cargas simétricas y concentradas**

Tal y como se ha descrito en el apartado 3.8 (Ver figura 33 A), hay que introducir las presiones por separado de cada virola del cuerpo cilíndrico y de la tolva (Ver apartado 3.3.1.6). Se observa en la figura siguiente una parte de las cargas introducidas en el modelo.

Caso	Tipo de carga	Lista							
1.PP	peso propio	1	Parte de la est	Z	Cof=1.00	MEMO			
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(7)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=4.70	local	no proyectada	absolutos	
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(6)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=9.13	local	no proyectada	absolutos	
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(5)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=5.99	local	no proyectada	absolutos	
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(4)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=3.93	local	no proyectada	absolutos	
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(3)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=2.58	local	no proyectada	absolutos	
4.Phf	(EF) uniforme	1_LADO(2)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=1.69	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(7)	PX=-2.31	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(6)	PX=-4.49	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(5)	PX=-2.95	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(4)	PX=-1.93	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(3)	PX=-1.27	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
6.Pwf	(EF) uniforme	1_LADO(2)	PX=-0.83	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(7)	PX=-16.21	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(6)	PX=-12.18	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(5)	PX=-7.99	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(4)	PX=-5.24	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(3)	PX=-3.43	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
5.Pvf	(EF) uniforme	1_LADO(2)	PX=-2.25	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(7)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=5.41	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(6)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=10.50	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(5)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=6.89	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(4)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=4.52	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(3)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=2.96	local	no proyectada	absolutos	
7.Phe	(EF) uniforme	1_LADO(2)	PX=0.0	PY=0.0	PZ=1.94	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(7)	PX=-2.55	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(6)	PX=-4.94	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(5)	PX=-3.24	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(4)	PX=-2.13	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(3)	PX=-1.39	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
8.Pve	(EF) uniforme	1_LADO(2)	PX=-0.91	PY=0.0	PZ=0.0	local	no proyectada	absolutos	
9.Pnf	(EF) superficial 3p	1_LADO(1)	PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-23.75	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-23.75	
12.Pne	(EF) superficial 3p	1_LADO(1)	PX1=0.0	PY1=0.0	PZ1=-50.29	PX2=0.0	PY2=0.0	PZ2=-50.29	
10.Pff	(EF) superficial 3p	1_LADO(1)	PX1=-10.21	PY1=0.0	PZ1=0.0	PX2=-10.21	PY2=0.0	PZ2=0.0	
13.Pfe	(EF) superficial 3p	1_LADO(1)	PX1=-21.62	PY1=0.0	PZ1=0.0	PX2=-21.62	PY2=0.0	PZ2=0.0	

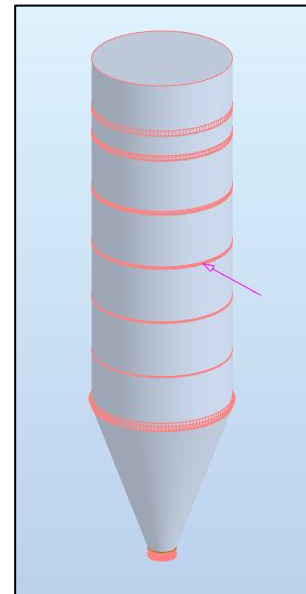


Figura 44. Presiones introducidas en la herramienta de cálculo

### 3.9.1.3 Introducción de la sobrecarga de uso

Tal y como se describe en el apartado 3.7 del presente trabajo, se debe introducir la sobrecarga de uso en el techo del modelo.

15:SOBRECARGA DE USO (EF) uniforme	1_REF(9)	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,40
------------------------------------	----------	--------	--------	----------

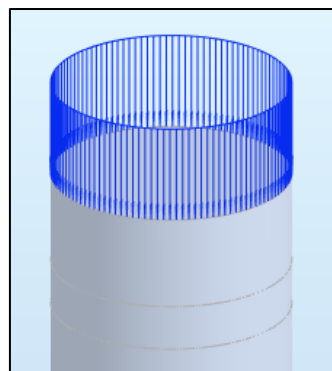


Figura 45. Sobrecarga de uso introducida en la herramienta de cálculo

### 3.9.1.4 Introducción de la carga de viento

En este apartado se representa el resultado de la introducción de la carga puntual de viento obtenida en el apartado 3.5 de este trabajo, a la altura indicada en el mismo.

2:VIENTO	(EF) fuerza en el punto	FX=0,0	FY=29,90	FZ=0,0	CX=0,0	CY=0,0	CZ=0,0	AL=0,0	BE=0,0	GA=0,0	X=0,0	Y=-1,80	Z=8,00
----------	-------------------------	--------	----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	---------	--------

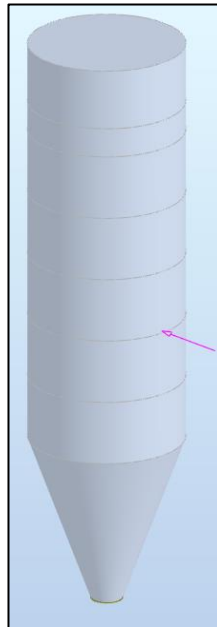


Figura 46. Carga de viento introducida en la herramienta de cálculo

### 3.9.1.5 Introducción de la carga de nieve

Tras describir el proceso de obtención de la carga provocada por la nieve en el techo del silo en el apartado 3.6, este apartado responde al resultado de la introducción de esta carga en la herramienta de cálculo.

3:NIEVE	(EF) uniforme	1_REF(9)	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,20
---------	---------------	----------	--------	--------	----------

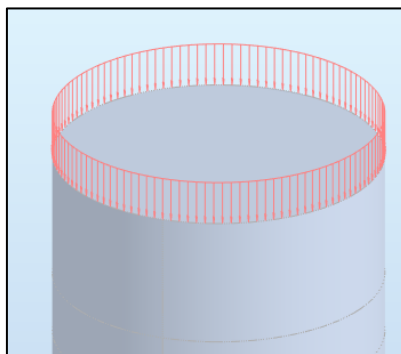
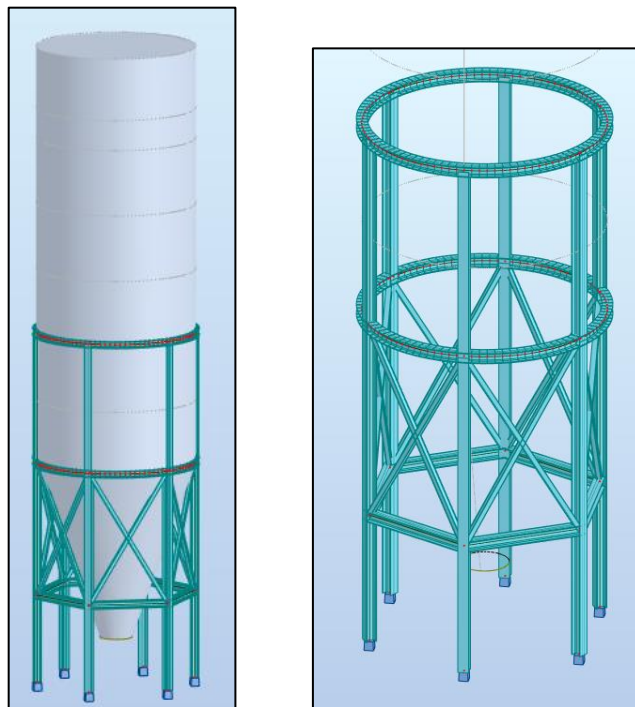


Figura 47. Carga de nieve introducida en la herramienta de cálculo

### 3.9.1.6 Introducción de la estructura de suportación del silo

La estructura portante del silo se ha introducido siguiendo lo común en la industria de los silos. Esto es, 6 pilares HEB 180 formando un hexágono, arriostrados con cruces de perfil cuadrado C80.5 (80 x 80 x 5 mm de espesor) y una barra HEB 180 curvada alrededor del silo, de forma que, sobre estas, para dar mayor rigidez, apoyan otras 6 barras verticales HEB 180, acabado en la zona superior por otra barra HEB 180, curvada, que rodea el silo exteriormente. Todas las barras, en la medida de lo constructivamente posible, deben estar soldadas entre sí y al silo por el exterior, de la forma mostrada en la figura 48.

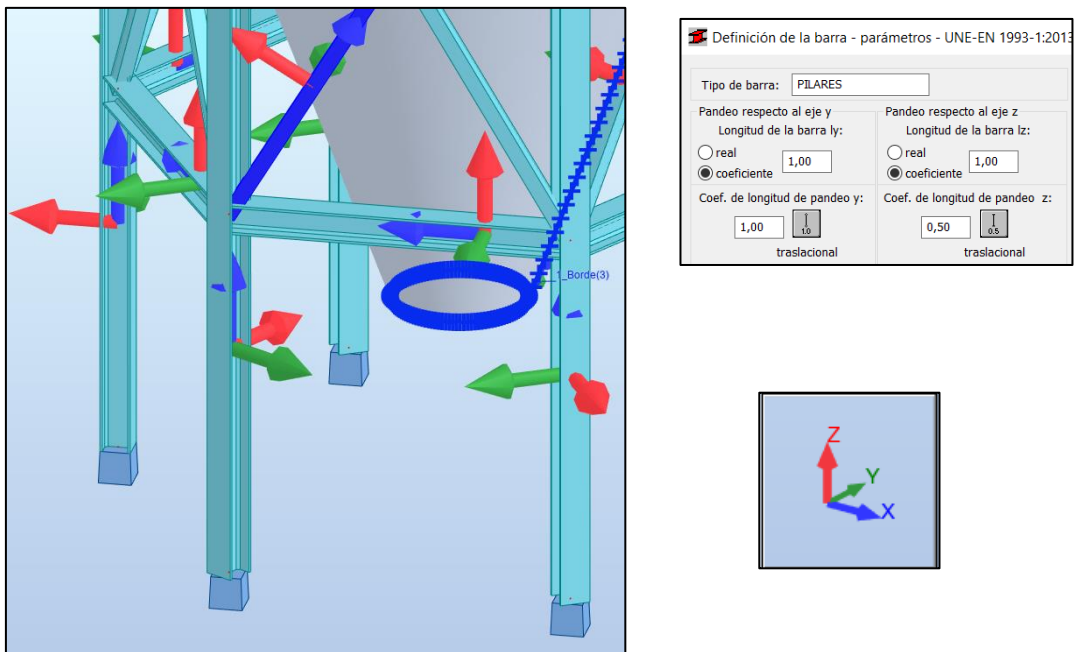


**Figura 48. Estructura de suportación del silo de 160 Tn**

Los pilares se han dispuesto de tal forma que sus ejes fuertes absorban la mayor parte del peso vertical, mejorando así la aptitud de estos frente al pandeo, ya que, sus ejes débiles se encuentran arriostrados.



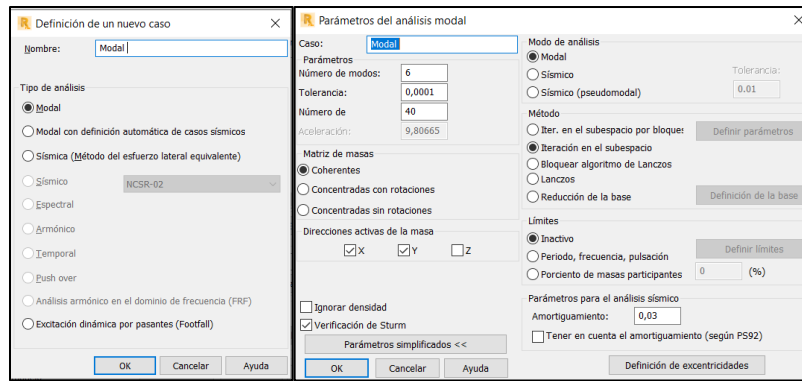
Se ha omitido el estudio a pandeo en los arriostramientos horizontales con barras HEB 180 y en las barras curvadas, ya que no son susceptibles de sufrir el fenómeno de pandeo en estos casos. Se ha tenido en cuenta el estudio a pandeo en los pilares, barras verticales y arriostramientos. En los pilares, siguiendo la tabla 6.1 del DBSE-A, se ha fijado un coeficiente de longitud de pandeo igual a uno en su eje fuerte (eje y), es decir, considerando las condiciones de extremo como biarticulado. Esto se ha considerado así porque en la dirección del eje z de la Figura 49 no hay arriostramientos que acorten la longitud de pandeo. Sin embargo, en su eje débil (eje z) se ha fijado un coeficiente de longitud de pandeo igual a 0,5 (biempotrado), por tener arriostramientos en la dirección del eje y (ver Figura 49).



**Figura 49. Coeficientes de longitud de pandeo**

### 3.9.1.7 Introducción de las cargas de sismo

El primer paso es realizar un análisis modal en el sistema. Para ello se ha utilizado la herramienta de Robot definiendo el tipo de análisis a realizar y los parámetros a tener en cuenta para ello:

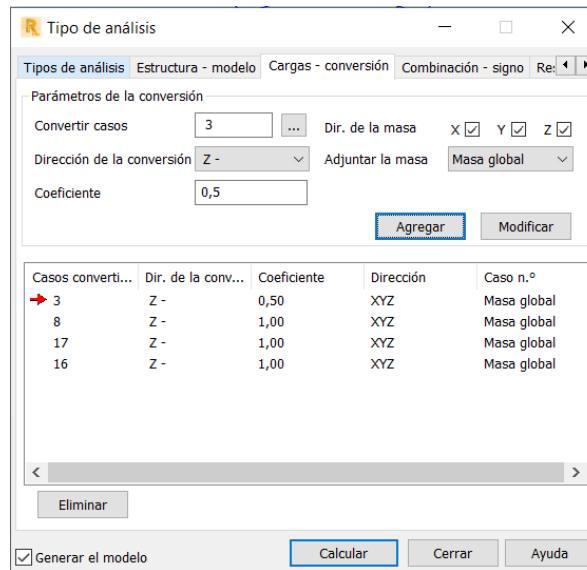


**Figura 50. Parámetros del análisis modal**

El número de modos elegido varía en función de que, tras el análisis, la media de sus ordenadas supere en el rango de periodos de interés el 90% de las ordenadas del espectro de respuesta de cálculo, según el apartado C.3.6.1 de la norma NCSE-02 (ver Figura 51). Además, este número de modos depende de las cargas convertidas a masas (ver Figura 52). Las cargas convertidas, según el apartado 3.2 de la norma NCSE-02, son las permanentes (peso propio del conjunto) y una fracción del resto de cargas (desfavorables), es decir, en este caso, las presiones verticales y de rozamiento en la descarga (el caso más desfavorable), además de la nieve y la sobrecarga de uso. Basándonos en el mismo apartado, la nieve se ha convertido con un coeficiente de 0,5.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)
18/ 1	1,48	0,68	0,54	96,93
18/ 2	1,48	0,68	97,54	97,47
18/ 3	1,56	0,64	97,54	97,47
18/ 4	2,25	0,44	97,54	97,47
18/ 5	2,34	0,43	97,66	97,47
18/ 6	2,34	0,43	97,66	97,64
19/ 1	1,48	0,68	0,54	96,93
19/ 2	1,48	0,68	97,54	97,47
19/ 3	1,56	0,64	97,54	97,47
19/ 4	2,25	0,44	97,54	97,47
19/ 5	2,34	0,43	97,66	97,47
19/ 6	2,34	0,43	97,66	97,64
20/ 1	1,48	0,68	0,54	96,93
20/ 2	1,48	0,68	97,54	97,47
20/ 3	1,56	0,64	97,54	97,47
20/ 4	2,25	0,44	97,54	97,47
20/ 5	2,34	0,43	97,66	97,47
20/ 6	2,34	0,43	97,66	97,64
21/ 1	1,48	0,68	0,54	96,93
21/ 2	1,48	0,68	97,54	97,47
21/ 3	1,56	0,64	97,54	97,47
21/ 4	2,25	0,44	97,54	97,47
21/ 5	2,34	0,43	97,66	97,47
21/ 6	2,34	0,43	97,66	97,64

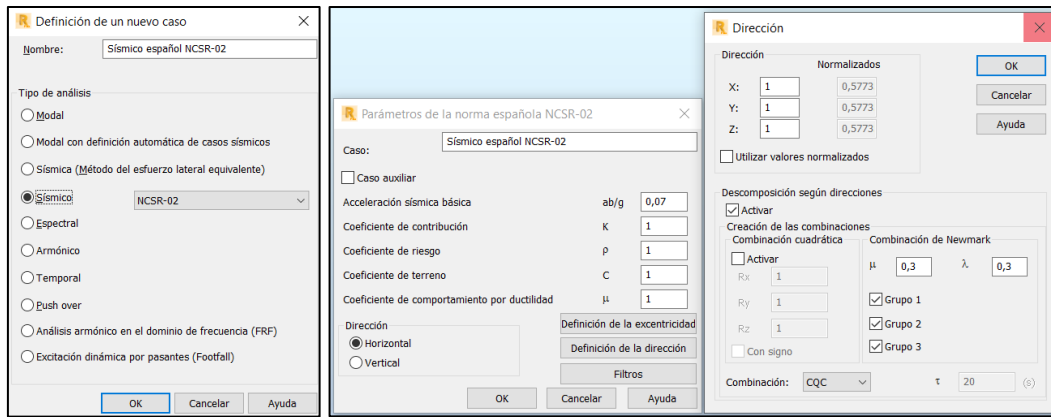
**Figura 51. Comprobación de número de modos**



**Figura 52. Conversión de cargas**

Se ha desactivado la dirección z, tratando como activas a x e y, por tanto, el estudio modal se ha hecho en estas direcciones. Además, como se puede ver en la Figura 50, se ha dejado sin activar la casilla de “ignorar densidad”, puesto que se pretende considerar en este análisis el peso propio de los elementos. También se ha aplicado al análisis modal la verificación matemática de Sturm. Por último, se ha elegido un 3% de amortiguamiento, utilizando de referencia la tabla F.2 de la norma de viento UNE EN 1991-1-4:2018.

Tras el análisis modal y la conversión de cargas a masas, se pasa a realizar un análisis sísmico, en base a la norma sísmica española (NCSE-02). Se aprecia en la siguiente figura el proceso de introducción de los parámetros necesarios para el análisis:



**Figura 53. Análisis sísmico**

Se explica a continuación la elección de los parámetros de la Figura 53:

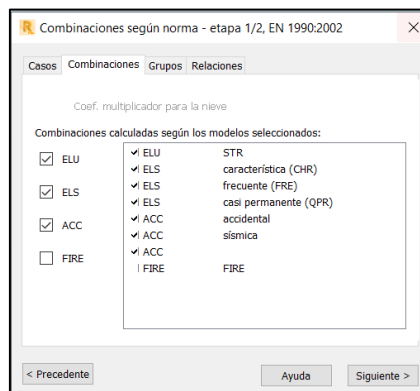
- Aceleración sísmica básica,  $a_b/g$ . Se trata de la aceleración horizontal referenciada a la aceleración de la gravedad. Basándonos en el anejo 1 de la norma sísmica, en el municipio de Cartagena, se obtiene que el valor es 0,7.
- Coeficiente de contribución,  $K$ . Coeficiente que añade al cálculo sísmico cuando influyentes son los sismos dependiendo de la peligrosidad de cada zona geográfica. Utilizando el mismo anejo que para la aceleración, se obtiene que  $K = 1$ .
- Coeficiente adimensional de riesgo,  $\delta$ . Siguiendo el apartado 2.2, se toma un valor de  $\delta = 1$ , para construcciones de importancia normal.
- Coeficiente del terreno,  $C$ . Como el silo se situará sobre terreno cementado, se ha tomado un valor  $C = 1$ , siguiendo el apartado 2.4 de la norma sísmica. Este es un valor teórico, ya que no se disponen de datos reales.
- En cuanto a la combinación de las direcciones, en base al apartado 3.4 de la norma sísmica, se ha combinado el análisis de cada dirección con el 30 % de las otras, quedando las siguientes combinaciones:

1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
0.3 * X -1 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
0.3 * X 1 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-0.3 * X -1 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal
-0.3 * X 1 * Y -0.3 * Z	sísmica	Combinación lineal

**Figura 54. Combinación de direcciones**

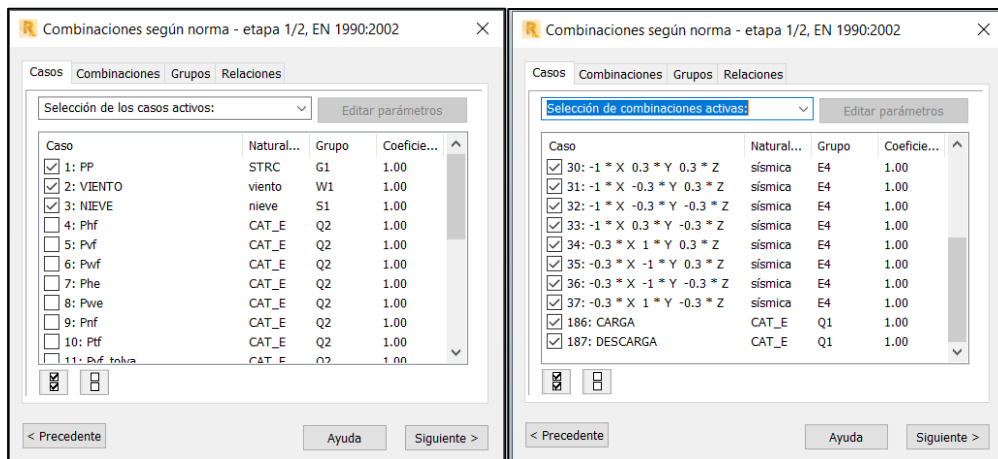
### 3.9.1.8 Combinaciones

Mediante la norma EN 1990:2002, la herramienta ha calculado las combinaciones de los diferentes estados de carga bajo las cuales se han obtenido los resultados de los esfuerzos internos en el cuerpo del silo y en la estructura que soporta al mismo. El primer paso para la obtención de las combinaciones ha sido definir los dos estados en los que se va a encontrar al silo, es decir, el estado de llenado y de descarga. En cada estado se han introducido las cargas correspondientes al llenado y a la descarga (ver apartado 3.3 del presente trabajo). Tras esto, se ha pasado a combinar estos estados de cargas variables de carga y descarga, junto a las cargas de nieve, viento y sobrecarga de uso, con las cargas permanentes (peso propio de la estructura), de la forma ilustrada en la Figura 55, según la forma descrita en el apartado 6.5.3 de la norma.



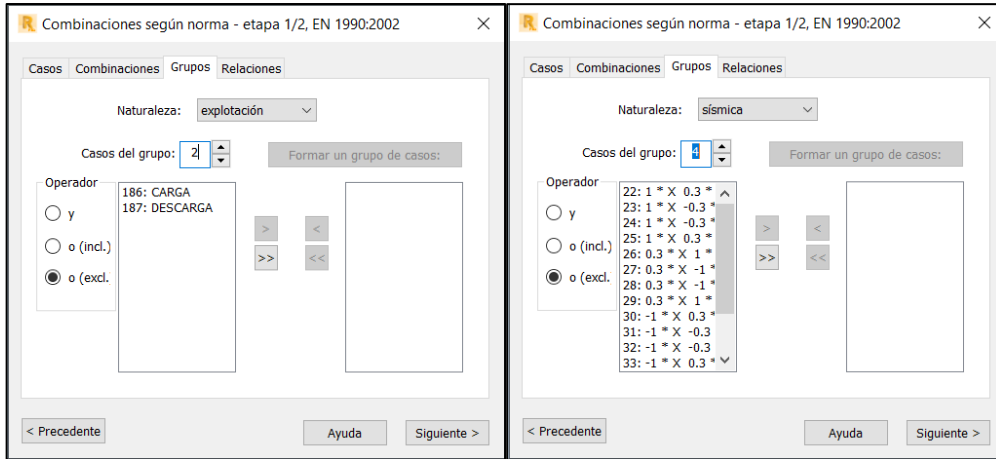
**Figura 55. Introducción de las combinaciones**

El sistema consiste en hacer los grupos de acciones y relacionarlos según su simultaneidad. El primer paso es elegir las combinaciones y casos de cargas activos. En este caso han sido las combinaciones sísmicas definidas en la Figura 54 del apartado anterior y los estados independientes de carga y descarga. Los casos de cargas activos han sido: la carga permanente (peso propio) y las cargas variables (viento y nieve). Se puede ver en la siguiente figura:



**Figura 56. Cargas y combinaciones activas**

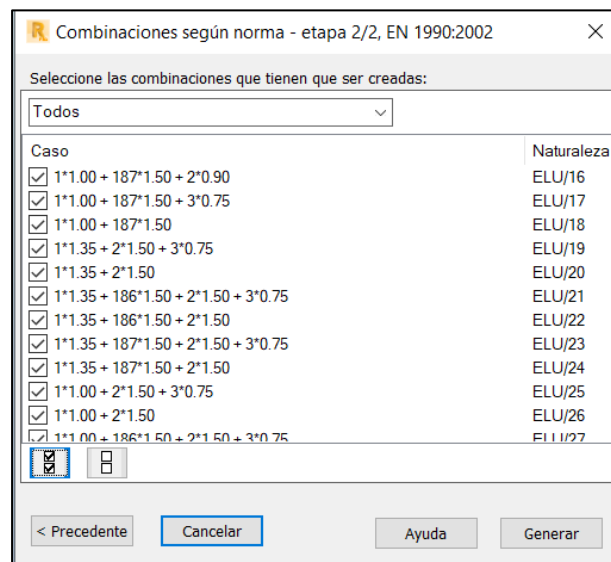
El siguiente paso es definir los grupos y las relaciones entre estos. Los grupos se han definido tal y como se ha descrito anteriormente, es decir, los estados de carga y descargas no pueden coincidir, por lo que se ha usado el operador “o excluyente”. Lo mismo ocurre con las combinaciones sísmicas, las cuales deben formar un grupo con el operador “o excluyente”, ya que cada combinación de cargas sísmicas solo interviene una vez por combinación con el resto de cargas. Lo anterior se ilustra en la Figura 57.



**Figura 57. Grupos de cargas y combinaciones**

Ya que se han definido correctamente los grupos, las relaciones entre estos (dentro de su categoría) ya está definida dentro de los propios grupos, por lo que no ha sido necesario establecerlas.

Finalmente, como se muestra a continuación, se han generado las combinaciones teniendo en cuenta todo lo anterior:

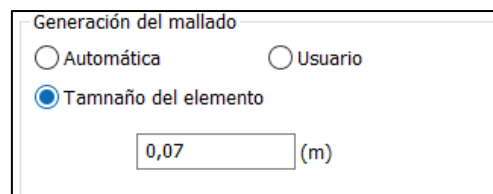


**Figura 58. Generación de las combinaciones**

### 3.9.1.9 Resultados obtenidos

#### 3.9.1.9.1 Chapa metálica

Tras el proceso de introducción del modelo y las cargas que le afectan, se ha pasado a obtener los esfuerzos resultantes mediante el método de los elementos finitos. El mallado que ha generado estos resultados se ha definido en dos pasos; el primero durante la introducción geométrica del silo (ver apartado 3.9.1.1), donde se han definido las divisiones (en el sentido vertical) de cada virola y de la tolva. En este caso han sido 5 divisiones en cada virola y 50 en la tolva. El segundo ha sido la generación del mallado propiamente dicho, donde se ha definido el tamaño de cada elemento de división en el sentido circunferencial (ver Figura 59).



**Figura 59. Generación del mallado**

Tras realizar el cálculo, quedan ilustrados en la Figura 60 los resultados obtenidos con un espesor de pared de 8 mm. Estos resultados se han obtenido con la combinación más desfavorable, la número 210, la cual se produce en la situación de descarga, con sobrecarga de uso, viento y nieve, tal que así:

$$210: ELU = 1 \cdot 1.35 + 187 \cdot 1.50 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$$

Siendo

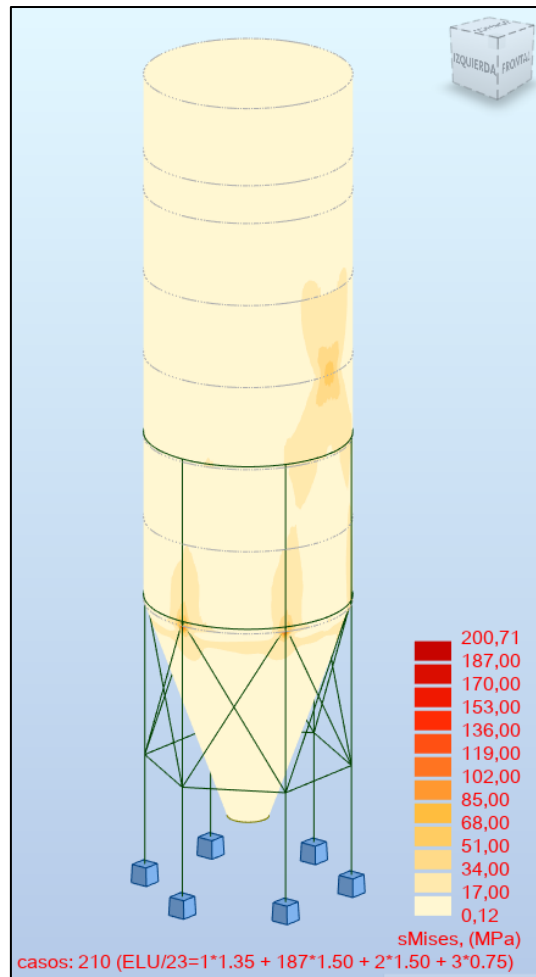
1: Peso propio;

187: Situación de descarga;

2: Viento;

3: Nieve





**Figura 60. Resultados pared del silo 160 Tn**

Como se puede ver, hay puntos más solicitados en la zona de transición desde la parte recta a la tolva. Puntos tan pequeños escalarmente, que incluso se podrían despreciar. De todos modos, no se ha superado el límite de tensiones puntuales fijado en la siguiente expresión:

$$\sigma_{LTP} = \frac{235 \text{ MPa}}{1,05} = 224 \text{ MPa} \quad (75)$$

Siendo 235 MPa el límite elástico del acero considerado, pese a que el acero utilizado en la herramienta es S275, para estar del lado de la seguridad. Como se ha comprobado, en el caso más desfavorable no se supera el límite fijado.

En cuanto al estado límite de servicio (ELS), mediante la herramienta se ha verificado la máxima deformación producida:

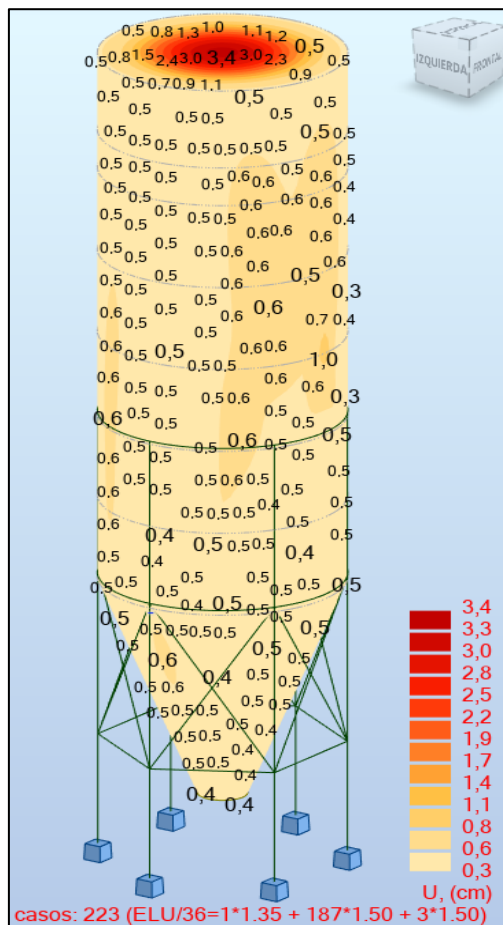
	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
<b>MAX</b>	1,0	1,3	0,1
<b>Nudo</b>	12736	8539	12813
<b>Caso</b>	264 (C) (CQC)	300 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)
<b>Modo</b>			
<b>MIN</b>	-1,3	-1,0	-3,4
<b>Nudo</b>	12868	12828	11750
<b>Caso</b>	305 (C) (CQC)	277 (C) (CQC)	223 (C)
<b>Modo</b>			

**Figura 61. Caso de mayor deformación**

La máxima deformación se produce en el caso ELU 223, en situación de descarga, con sobrecarga de uso y nieve:

$$223: ELU = 1 \cdot 1.35 + 187 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.50$$

Se ilustra la máxima deformación en la Figura 62:



**Figura 62. Máxima deformación en el caso 223 (ELU)**

Se ha supuesto una flecha límite de  $L/250$ , siendo  $L$ , la altura máxima del silo, que en este caso es de 15 m. Lo que resulta una flecha máxima de 6 cm, superior a la máxima deformación obtenida (ver Figura 61). Es por esto que, para cualquier combinación ELS, estará por debajo de la flecha máxima.

### 3.9.1.9.2 Estructura de suportación del silo

La verificación de la estructura que soporta al silo de 160 Tn mediante la herramienta de cálculo ha certificado que los perfiles elegidos son correctos. Los resultados se muestran de la siguiente forma:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
59	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
60	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
61	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
62	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
63	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00
64	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00
65	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.09	218 ELU/23=1*1.35
66	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	218 ELU/23=1*1.35
67	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	218 ELU/23=1*1.35
68	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	218 ELU/23=1*1.35
69	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00
70	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.06	217 ELU/30=1*1.00
71	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00
72	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
73	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.17	217 ELU/30=1*1.00
74	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.22	217 ELU/30=1*1.00
75	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.26	217 ELU/30=1*1.00
76	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.31	217 ELU/30=1*1.00
77	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.31	217 ELU/30=1*1.00
78	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.26	217 ELU/30=1*1.00
79	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.22	217 ELU/30=1*1.00
80	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.17	217 ELU/30=1*1.00
81	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
82	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00
83	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.06	217 ELU/30=1*1.00
84	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00
85	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	218 ELU/23=1*1.35
86	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	218 ELU/23=1*1.35
87	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	218 ELU/23=1*1.35
88	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.09	218 ELU/23=1*1.35
89	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00
90	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00
91	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
92	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
93	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
94	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
95	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00
96	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00
97	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00
98	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00
99	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	217 ELU/30=1*1.00
100	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.07	213 ELU/26=1*1.00
101	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	213 ELU/26=1*1.00
102 Pilar	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.68	297 ACC SEI/35=1*

**Figura 63. Resultados de la estructura de suportación del silo de 160 Tn**

Los pilares son los elementos más solicitados de la estructura, por lo que, para verificar los resultados obtenidos en la herramienta, en el apartado siguiente se ha realizado la comprobación a pandeo del pilar más solicitado en el caso más desfavorable. Los resultados completos han sido recogidos en el anexo 1.

### 3.9.1.10 Comprobación a pandeo del pilar más solicitado

En el presente apartado se han comprobado los resultados obtenidos con la herramienta de cálculo. Para ello se ha estudiado a pandeo el caso del pilar sometido al mayor esfuerzo de compresión. Se ha basado el cálculo en el DBSE-A.

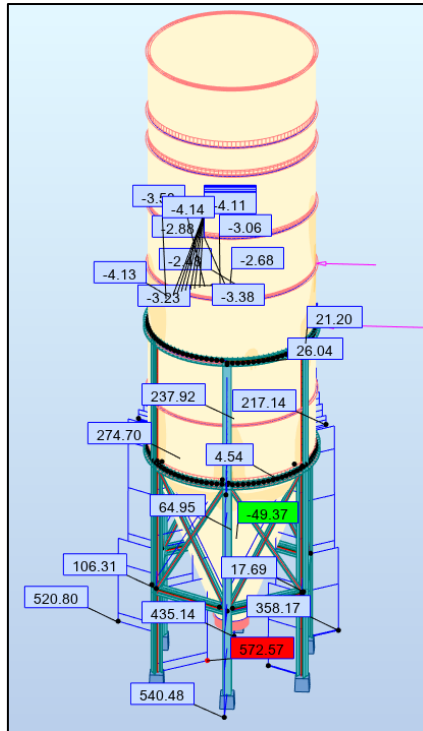
Utilizando esta herramienta, se ha comprobado cuál es el pilar que mayor esfuerzo de compresión resiste y su valor. Se puede ver que la combinación en la que se produce el valor más desfavorable es la misma que para las paredes del silo, la combinación número 210 (ver apartado 3.9.1.9.1):

	FX (kN)
MAX	572,57
Barra	104
Nudo	103
Caso	210 (C)
Modo	
MIN	-235,21
Barra	107
Nudo	109
Caso	35 (C) (CQC)
Modo	

**Figura 64. Mayor esfuerzo de compresión**

Se ilustra en la Figura 64 que el pilar sometido a la mayor compresión (recuadrada en azul) es la barra número 104, en la combinación 210. Cabe destacar que la herramienta muestra el esfuerzo de compresión con valor positivo, una característica particular de este software. Se ilustra la situación del pilar en la Figura 65.

El siguiente paso ha sido comprobar, mediante la norma señalada, el mayor esfuerzo de compresión que el pilar soporta sin producirse la desestabilización provocada por el efecto del pandeo, en ambos ejes de la sección.



**Figura 65. Pilar sometido al mayor esfuerzo**

### **EJE FUERTE (EJE Y)**

Para obtener la capacidad de pandeo por flexión del pilar, considerando compresión centrada, se ha utilizado la siguiente expresión, obtenida del punto 3, apartado 6.3.2, del DBSE-A:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (76)$$

Siendo

A, el área de la sección del pilar HEB 180, de valor 6530 mm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ , la resistencia de cálculo del acero, la cual se ha obtenido mediante la ecuación (77).

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (77)$$

Siendo

$f_y$ , la tensión de límite elástico, de valor  $275 \frac{N}{mm^2}$ , según la tabla 4.1 del DBSE-A

$\gamma_{M1}$ , un coeficiente de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad, obtenido del apartado 2.3.3 del DBSE-A, cuyo valor es 1,05.

Se resuelve la ecuación (77):

$$f_{yd} = 261,9 \text{ MPa}$$

$\chi$ , el coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor se ha obtenido en función de la esbeltez reducida y la curva de pandeo, mediante el procedimiento detallado a continuación. La esbeltez reducida  $\bar{\lambda}$ , se ha obtenido resolviendo la ecuación (78), obtenida del apartado 6.3.2.1 del DBSE-A.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (78)$$

Siendo

$N_{cr}$ , la carga de compresión crítica por pandeo, obtenida mediante la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I \quad (79)$$

Donde

E, es el módulo de elasticidad del acero, de valor 210.000 MPa (ver apartado 4.2 del DBSE-A)

I, el momento de inercia de la sección en el eje considerado de la misma. En este caso, el momento de inercia del eje fuerte tiene el valor de 38.300.000 mm<sup>4</sup>.

$L_k$ , la longitud de pandeo del pilar según las condiciones de extremo. Como se explicó en el apartado 3.9.1.6, se ha considerado al pilar biarticulado en su eje fuerte, por no tener arriostramientos que limiten su giro alrededor de este eje. Siguiendo la tabla 6.1 del DBSE-A, el valor es igual a la longitud propia del pilar, es decir, 5030 mm.

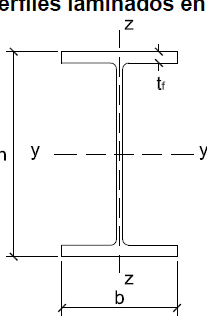
Se resuelve la ecuación (79) y se obtiene el valor crítico de la compresión por pandeo:

$$N_{cr} = 3173,49 \text{ kN}$$

Ahora se resuelve la ecuación (78) y se obtiene la esbeltez reducida:

$$\bar{\lambda} = 0,76$$

Con este parámetro se entra en la tabla 6.3 del DBSE-A y se obtiene el coeficiente de reducción por pandeo. Para poder entrar a esta tabla, además, se necesita elegir la curva de pandeo que afecta según el eje y la sección del perfil. Esta información la se obtiene de la Figura 66, obtenida del apartado 6.3.2.1 del DBSE-A.

Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo <sup>(1)</sup>		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a <sub>0</sub>	a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

**Figura 66. Elección de la curva de pandeo adecuada**

En este caso, al tratarse del eje y, la curva de pandeo es la b. Por tanto, mediante esta curva y la esbeltez reducida, se ha obtenido el valor del coeficiente de reducción por pandeo de la tabla mencionada, iterando entre los valores superiores e inferiores, como se puede ver en la Tabla 27.

TABLA 6.3		INTERPOLACIÓN
$\chi$	Valor superior	0,78
	Valor inferior	0,72
$\lambda$	Valor superior	0,7
	Valor inferior	0,8
<b>VALOR OBTENIDO</b>		<b>0,75</b>

**Tabla 27. Obtención de  $\chi$  para el eje fuerte**

Se resuelve ahora la ecuación (76) y se obtiene que:

$$N_{b,Rd} = 1275,97 \text{ kN}$$

El esfuerzo máximo (ver Figura 64) se ha mayorado con un coeficiente de mayoración igual a 1,5, tratando a este como un esfuerzo provocado, en su totalidad, por una carga variable:

$$N_d = 1,5 \cdot 572,57 = 858,86 \text{ kN}$$

Se observa que  $N_d < N_{b,Rd}$ , por lo que se puede asegurar que cumple esta comprobación con un coeficiente de seguridad, C, igual a:

$$C = \frac{N_{b,Rd}}{N_d} = 1,48$$

### **EJE DÉBIL (EJE Z)**

En este caso se ha recalculado la carga de compresión crítica, ya que cambia el momento de inercia utilizado, teniendo ahora un valor de 13.600.000 mm<sup>4</sup> y la



longitud de pandeo del pilar es ahora la mitad de la longitud real del pilar, ya que cambian las condiciones de extremo consideradas; en este caso, al tener arriostramientos que limitan la flexión del pilar alrededor de su eje débil, se considera al pilar como biempotrado:

$$L_k = 0,5 \cdot 5030 = 2515 \text{ mm}$$

Se sustituye en la ecuación (79) y se obtiene que:

$$N_{cr} = 4456,38 \text{ kN}$$

Tras esto, se resuelve la ecuación (78), obteniendo la esbeltez reducida para este caso:

$$\bar{\lambda} = 0,63$$

Teniendo en cuenta esta esbeltez reducida y la nueva curva de pandeo c (ver Figura 66), se ha obtenido el coeficiente de reducción por pandeo, de la misma forma que para el eje fuerte:

TABLA 6.3		INTERPOLACIÓN
$\chi$	Valor superior	0,79
	Valor inferior	0,72
$\lambda$	Valor superior	0,6
	Valor inferior	0,7
<b>VALOR OBTENIDO</b>		<b>0,77</b>

**Tabla 28. Obtención de  $\chi$  para el eje débil**

Se resuelve ahora la ecuación (76) y se obtiene que:

$$N_{b,Rd} = 1309,44 \text{ kN}$$

Se mayor el esfuerzo máximo de la Figura 64:

$$N_d = 1,5 \cdot 572,57 = 858,86 \text{ kN}$$

Y de la misma forma que en el eje fuerte,  $N_d < N_{b,Rd}$ , cumpliendo esta comprobación con un coeficiente de seguridad, C, igual a:

$$C = 1,52$$

A modo de apoyo a la herramienta, se ha asegurado que, frente al pandeo provocado por compresión centrada en los pilares, comprueba correctamente su cumplimiento resistiendo este esfuerzo.

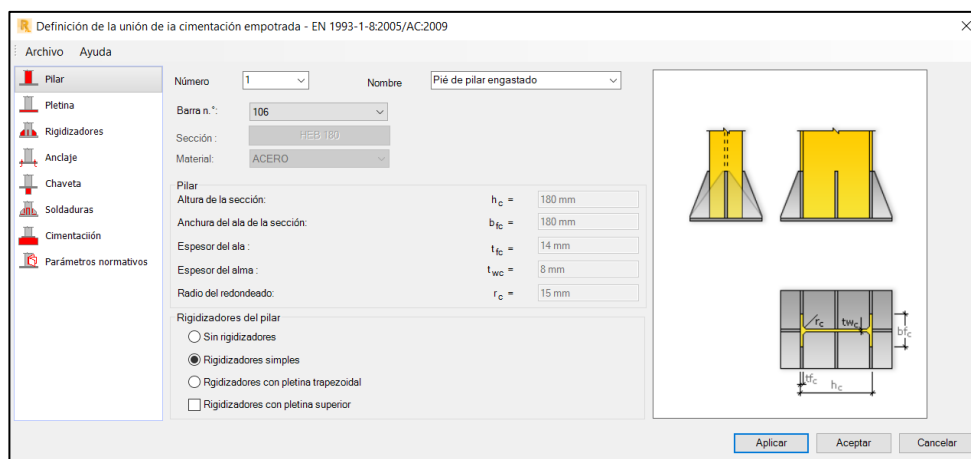
### 3.9.1.11 Placas de anclaje

Se explica, a continuación, el proceso mediante el cual se han dimensionado las placas de anclaje y su cimentación con la herramienta software, basado en la norma EN 1993-1-8. Se ha comenzado con la identificación del pilar más solicitado tensionalmente, la barra 106, como se puede ver en la siguiente figura:

	S max (MPa)	S min (MPa)
<b>MAX</b>	300,46	68,30
<b>Barra</b>	106	110
<b>Nudo</b>	107	224
<b>Caso</b>	300 (C) (CQC)	210 (C)
<b>Modo</b>		
<b>MIN</b>	-31,55	-206,55
<b>Barra</b>	119	106
<b>Nudo</b>	226	107
<b>Caso</b>	31 (C) (CQC)	35 (C) (CQC)
<b>Modo</b>		

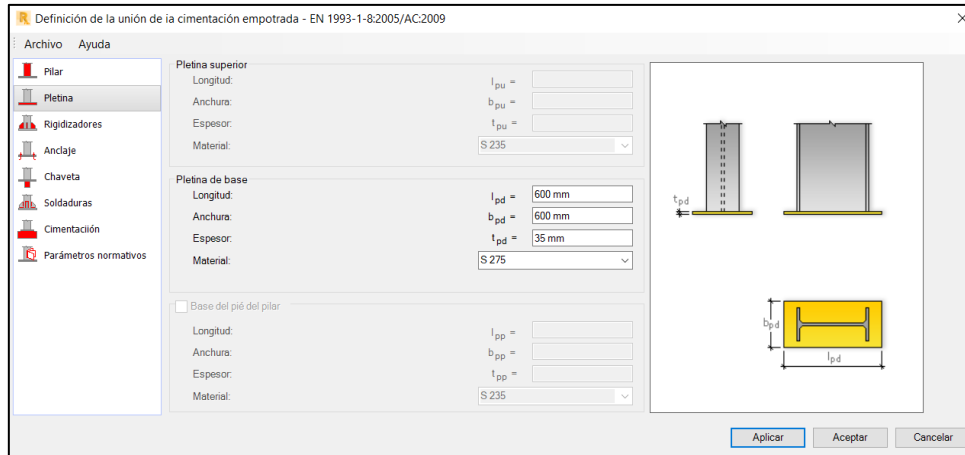
**Figura 67. Pilar más desfavorable tensionalmente**

A continuación, se han introducido los parámetros de la placa de anclaje en el pilar mencionado señalando el número del mismo y la utilización de rigidizadores:



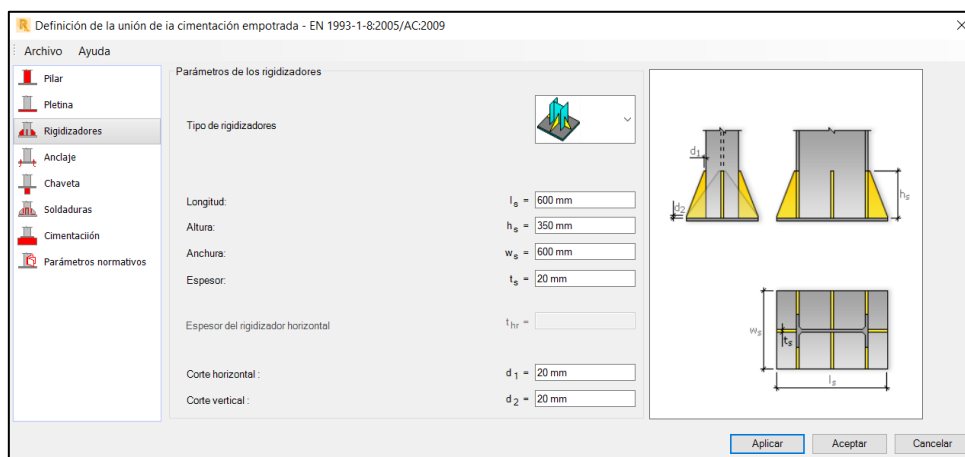
**Figura 68. Elección del pilar**

Se ha continuado con el dimensionamiento de la pletina sobre la que se soldará el pilar. Se ha optado por una placa de acero S275 cuadrada de 600 x 600 mm, con un espesor de 35 mm, como se puede observar en la siguiente figura:



**Figura 69. Dimensionamiento de la pletina**

Se ha elegido ahora el tipo de rigidizadores a utilizar y sus características. Se ha optado por cuatro elementos triangulares con los cantos achaflanados para evitar concentración de tensiones, uno en cada ala y otro en cada lado del alma, como queda ilustrado en la Figura 70:



**Figura 70. Elección de los rigidizadores y sus parámetros**

El siguiente paso ha sido elegir los elementos de anclaje. Se han decidido introducir 12 pernos distribuidos de la forma ilustrada en la Figura 71, del tipo de anclaje recto

con pletina de contrapresión en su extremo. Las dimensiones de los anclajes han sido elegidas tomando como referencia las siguientes expresiones, basadas en la experiencia:

$$L_1 = t_{pd} + 2,5 \cdot \phi_p \quad (80)$$

$$L_2 = L_{pl} \quad (81)$$

$$L_3 = 5 \cdot \phi_p \quad (82)$$

Siendo:

$t_{pd}$ , el espesor de la pletina (ver Figura 70)

$\phi_p$ , el diámetro del perno (ver Figura 71)

$L_{pl}$ , longitud de la pletina (ver Figura 70)

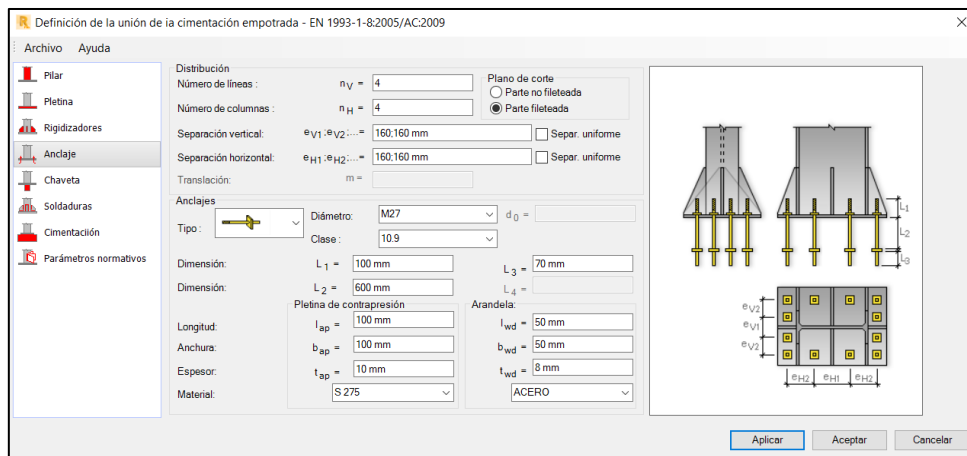
Resolviendo, se tiene que:

$$L_1 = 102,5 \text{ mm}$$

$$L_2 = 600 \text{ mm}$$

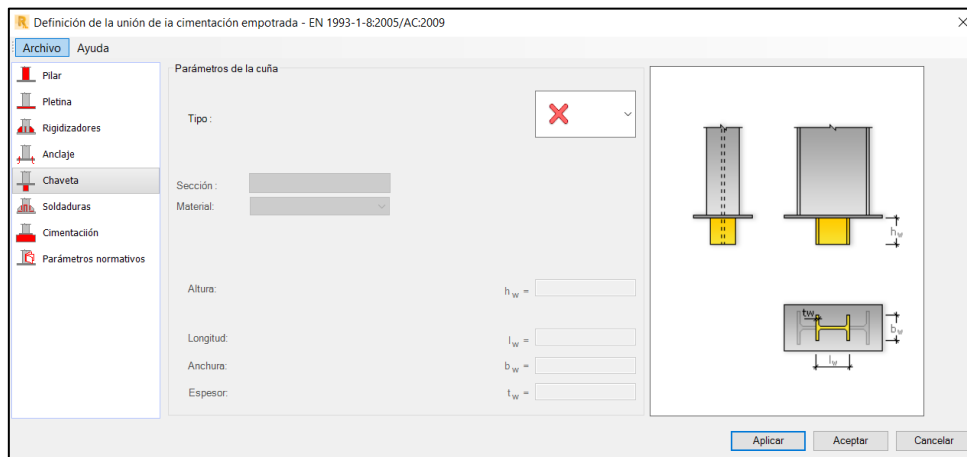
$$L_3 = 135 \text{ mm}$$

Utilizando como referencia los anteriores valores, se han escogido finalmente, por ser suficientes para el cumplimiento de las exigencias de la herramienta, los siguientes valores:



**Figura 71. Elección del tipo de anclaje y sus parámetros**

En cuanto a la chaveta, no ha sido necesaria su inclusión en el anclaje:



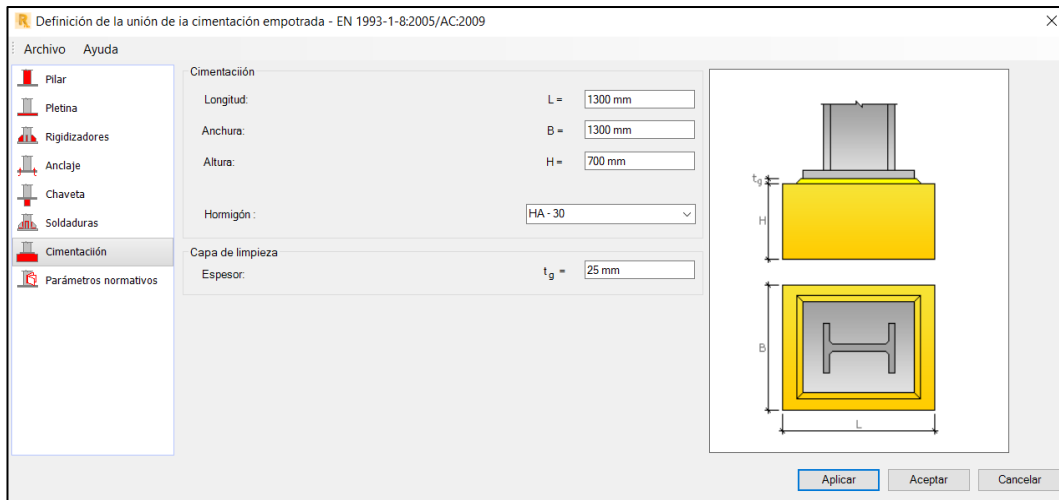
**Figura 72. Elección del tipo de chaveta y sus parámetros**

El valor del espesor de soldadura se ha considerado como 0,7 veces el espesor mínimo a soldar. El alma del perfil HEB 180 es de 8,5 mm, por tanto, el espesor de la soldadura es de 6 mm, como se indica en la Figura 73.



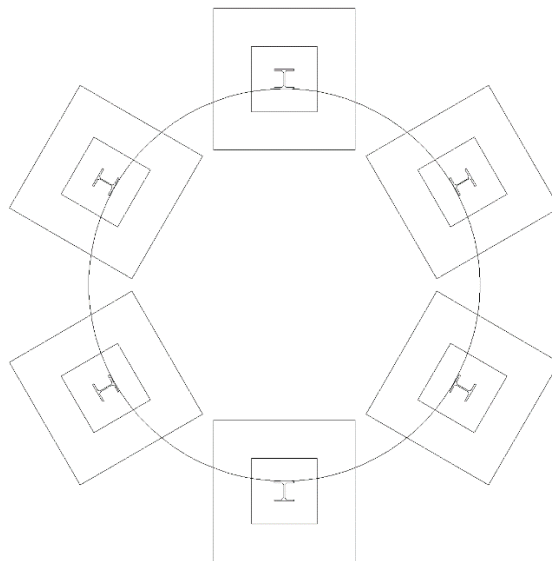
**Figura 73. Soldadura**

Por último, se ha definido la cimentación con los parámetros definidos en la Figura 74, ya que son las dimensiones que cumplen con las exigencias de la herramienta.









**Figura 74. Cimentación**

Se muestra en la Figura 75 un croquis de la planta del silo con la situación de la cimentación y las placas de anclaje instaladas.

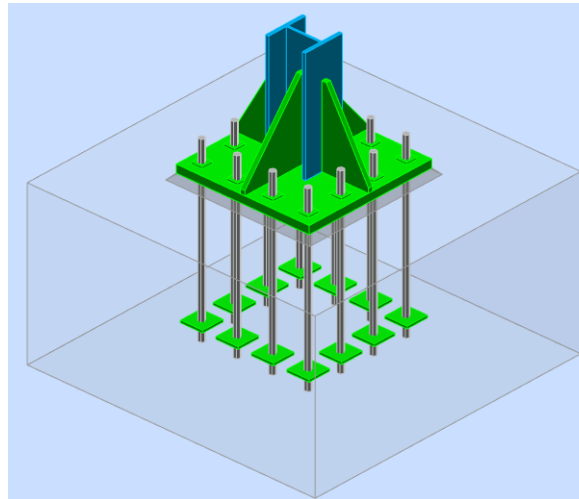


**Figura 75. Croquis de la planta del silo de 160 Tn con cimentación y placas de anclaje**

La siguiente figura ilustra las comprobaciones realizadas por la herramienta, las cuales han cumplido con lo requerido por la misma:

Número	Solic.	Nudo	Nombre de la unión
<b>Uniones de acero (6)</b>			
1	 0.96	107	Pié de pilar engastado
2	 0.89	103	Pié de pilar engastado
3	 0.89	102	Pié de pilar engastado
4	 0.96	105	Pié de pilar engastado
5	 0.89	109	Pié de pilar engastado
6	 0.89	101	Pié de pilar engastado

**Figura 76. Comprobaciones**



**Figura 77. Vista en 3D de la unión**

La Figura 77 representa la unión diseñada con todos los parámetros descritos anteriormente.

En el anexo 2 del presente trabajo se pueden ver todos los parámetros que definen la placa de anclaje, además de los resultados obtenidos en cada pilar.

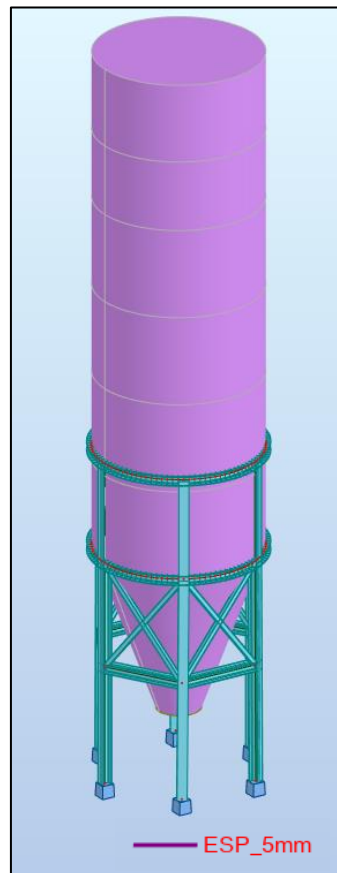
### **3.9.2 Silo de 80 Tn**

El proceso de creación de la herramienta de cálculo para este silo es el mismo que el descrito en el apartado anterior, por lo que se han descrito los detalles más importantes de la introducción del silo y las cargas que le afectan.

### 3.9.2.1 Introducción geométrica del silo y su estructura de suportación

Se muestra en la Figura 78 el conjunto superficial y estructural del silo de 80 Tn introducido en la herramienta de cálculo mediante Robot Structural de la forma descrita en el apartado 3.9.1.1 y 3.9.1.6.

En este caso se ha optado por un espesor de pared de 5 mm (mayor que el necesario calculado en el apartado 3.4.2 del presente trabajo) y perfiles HEB 160 salvo las cruces, que se han mantenido como perfil cuadrado C80.5. La disposición frente al pandeo de la estructura de suportación ha sido la misma que la descrita para el caso anterior. Como se ve en los resultados de este apartado, tanto el perfil estructural como el espesor de pared del silo cumple con los requisitos exigidos por la herramienta.



**Figura 78. Conjunto superficial y estructural del silo de 80 Tn en Robot Structural**



### 3.9.2.2 Introducción de las cargas

Las presiones generadas en el interior del silo provocadas por el material almacenado durante los casos de llenado y descarga se han introducido de la misma forma que se ha descrito en el apartado 3.9.1.2, teniendo en cuenta las presiones a introducir en cada virola, obtenidas en la herramienta Excel para el caso de 80 Tn (ver la Figura 33 B del apartado 3.8) y las presiones que afectan a la tolva (ver apartado 3.3.2.6). El resto de cargas (viento, nieve, sismo y sobrecarga de uso) se han introducido de la misma manera que para el caso de 160 Tn.

Para la obtención del análisis modal y sísmico, en este caso, se han empleado los mismos parámetros. El número de modos necesario para generar el análisis se ha mantenido en seis y las cargas a convertir en masas han sido las mismas. La combinación de direcciones en la generación del análisis sísmico se puede ver en la Figura 54, ya que no varían. Queda ilustrado en la figura siguiente la superación, en este caso, del 90% de las ordenadas del espectro de respuesta en el rango de periodos de interés, tal y como indica el apartado C.3.6.1 de la norma NCSE-02:

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)
20/ 1	1,62	0,62	0,00	98,77
20/ 2	1,81	0,55	0,00	98,77
20/ 3	2,09	0,48	98,39	98,77
20/ 4	3,95	0,25	98,39	98,77
20/ 5	3,95	0,25	98,39	98,77
20/ 6	4,12	0,24	98,39	98,77
21/ 1	1,62	0,62	0,00	98,77
21/ 2	1,81	0,55	0,00	98,77
21/ 3	2,09	0,48	98,39	98,77
21/ 4	3,95	0,25	98,39	98,77
21/ 5	3,95	0,25	98,39	98,77
21/ 6	4,12	0,24	98,39	98,77
22/ 1	1,62	0,62	0,00	98,77
22/ 2	1,81	0,55	0,00	98,77
22/ 3	2,09	0,48	98,39	98,77
22/ 4	3,95	0,25	98,39	98,77
22/ 5	3,95	0,25	98,39	98,77
22/ 6	4,12	0,24	98,39	98,77
23/ 1	1,62	0,62	0,00	98,77
23/ 2	1,81	0,55	0,00	98,77
23/ 3	2,09	0,48	98,39	98,77
23/ 4	3,95	0,25	98,39	98,77
23/ 5	3,95	0,25	98,39	98,77
23/ 6	4,12	0,24	98,39	98,77

**Figura 79. Comprobación de número de modos**

### 3.9.2.3 Combinaciones

Se ha detallado en el apartado 3.9.1.8 el proceso de la generación de combinaciones, el mismo que se ha seguido en este caso.

### 3.9.2.4 Resultados obtenidos

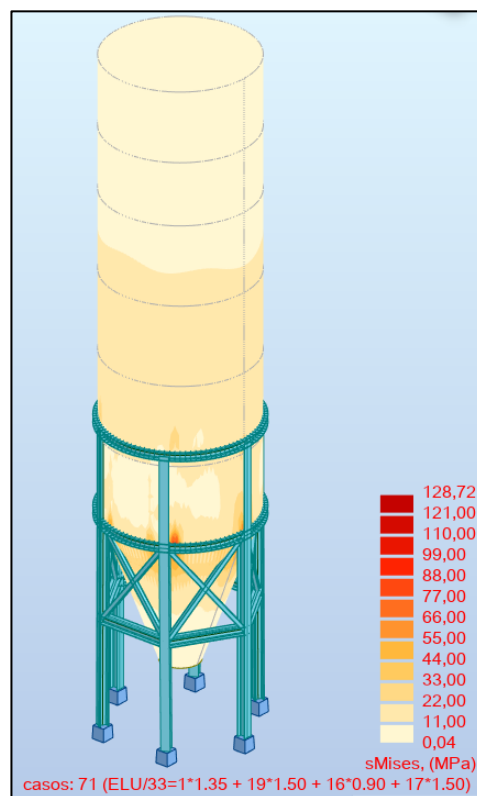
#### 3.9.2.4.1 Chapa metálica

Tras aplicar el mallado a la superficie del silo (mismo método que el descrito en el apartado 3.9.1.9.1) y el consecuente cálculo, la herramienta ha generado los resultados ilustrados en la Figura 80 con la combinación ELU más desfavorable:

$$71: ELU = 1 \cdot 1.35 + 19 \cdot 1.50 + 17 \cdot 1.50 + 16 \cdot 0.90$$

Siendo

1: Peso propio; 19: Situación de descarga; 17: Nieve; 16: Viento.



**Figura 80. Resultados pared del silo 80 Tn**

Queda demostrado que en ningún caso se ha superado el límite de tensiones puntuales fijado en la expresión (75), de 224 MPa.

En cuanto a la verificación de la flecha máxima en los ELS, se ha observado (ver Figura 81) que la máxima deformación se produce en el caso ELU 71:

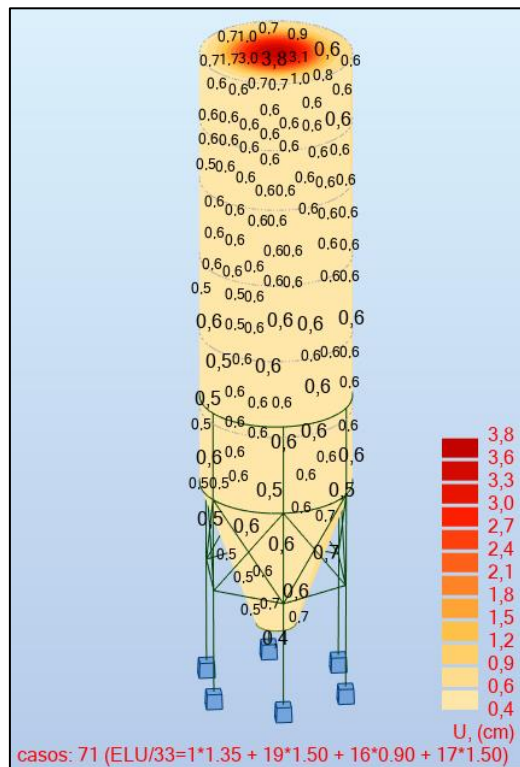
	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
<b>MAX</b>	1,0	1,2	0,0
<b>Nudo</b>	5744	5734	4562
<b>Caso</b>	143 (C) (CQC)	147 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)
<b>Modo</b>			
<b>MIN</b>	-1,2	-1,4	-3,7
<b>Nudo</b>	5736	5815	5153
<b>Caso</b>	136 (C) (CQC)	140 (C) (CQC)	71 (C)
<b>Modo</b>			

**Figura 81. Caso de mayor deformación**

La máxima deformación en situación de descarga, con sobrecarga de uso y nieve:

$$71: ELU = 1 \cdot 1.35 + 19 \cdot 1.50 + 17 \cdot 1.50 + 16 \cdot 0,9$$

Se ilustra la máxima deformación en la Figura 82:



**Figura 82. Máxima deformación en el caso 71 (ELU)**

Con una flecha límite de  $L/250$ , siendo  $L$  igual a 12,35 metros de altura, resulta una flecha máxima de 5 cm, superior a la máxima deformación obtenida (ver Figura 81).

Es por esto que, para cualquier combinación ELS, la deformación estará por debajo de la flecha máxima.

### 3.9.2.4.2 Estructura de suportación del silo

La verificación de la estructura que soporta al silo de 80 Tn mediante la herramienta de cálculo ha certificado que los perfiles elegidos son correctos. Los resultados se muestran de la siguiente forma:

UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014 - Verificación de las barras ( ELS ; ELU ) 104A203 207A212							
Resultados		Mensajes					
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	
185	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.31	71 ELU/33=1*1.35	
186	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.32	71 ELU/33=1*1.35	
187	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.55	71 ELU/33=1*1.35	
188	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.54	71 ELU/33=1*1.35	
189	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	140 ACC.SEI/31=1*	
190	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	71 ELU/33=1*1.35	
191	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35	
192	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	140 ACC.SEI/31=1*	
193	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	140 ACC.SEI/31=1*	
194	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	46 ELU/6=1*1.35 +	
195	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	46 ELU/6=1*1.35 +	
196	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	46 ELU/6=1*1.35 +	
197	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35	
198	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	71 ELU/33=1*1.35	
199	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35	
200	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35	
201	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35	
202	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35	
203	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.10	71 ELU/33=1*1.35	
207 Pilar 207	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.37	131 ACC.SEI/22=1*	
208 Pilar 208	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.41	131 ACC.SEI/22=1*	
209 Pilar 209	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.67	131 ACC.SEI/22=1*	
210 Pilar 210	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.68	127 ACC.SEI/18=1*	
211 Pilar 211	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.40	131 ACC.SEI/22=1*	
212 Pilar 212	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.41	131 ACC.SEI/22=1*	
226 Barras 226	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.24	127 ACC.SEI/18=1*	
227 Barras 227	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.11	135 ACC.SEI/26=1*	
228 Barras 228	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.25	127 ACC.SEI/18=1*	
229 Barras 229	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.28	127 ACC.SEI/18=1*	
230 Barras 230	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.11	135 ACC.SEI/26=1*	
231 Barras 231	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.21	127 ACC.SEI/18=1*	
232 Barras 232	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC.SEI/18=1*	
233 Barras 233	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.23	115 ACC.SEI/6=1*	
234 Barras 234	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.11	127 ACC.SEI/18=1*	
235	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.27	127 ACC.SEI/18=1*	
236 Barras 236	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.	
237	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.	
238 Barras 238	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC.SEI/18=1*	
239 Barras 239	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.32	131 ACC.SEI/22=1*	
240 Barras 240	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC.SEI/18=1*	
241 Barras 241	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.30	127 ACC.SEI/18=1*	
242 Barras 242	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	131 ACC.SEI/22=1*	
243 Barras 243	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.	

**Figura 83. Resultados de la estructura de suportación del silo de 80 Tn**

Como en el caso anterior, se ha comprobado a pandeo el pilar más solicitado a compresión, para que sirva de apoyo a los resultados obtenidos por la herramienta software. Los resultados completos han sido recogidos en el anexo 3.

### 3.9.2.5 Comprobación a pandeo del pilar más solicitado

Utilizando la herramienta (Ver Figura 84) se ha comprobado cuál es el pilar que mayor esfuerzo resiste y su valor, siendo la combinación más desfavorable para la compresión, la misma que produce las mayores tensiones en las paredes del silo, como se puede ver en la Figura 80.

	FX (kN)
MAX	392.17
Barra	210
Nudo	510
Caso	71 (C)
Modo	
MIN	-131.72
Barra	210
Nudo	510
Caso	33 (C) (CQC)
Modo	

Figura 84. Mayor esfuerzo de compresión

En la siguiente figura se ilustra la situación del mayor esfuerzo de compresión:

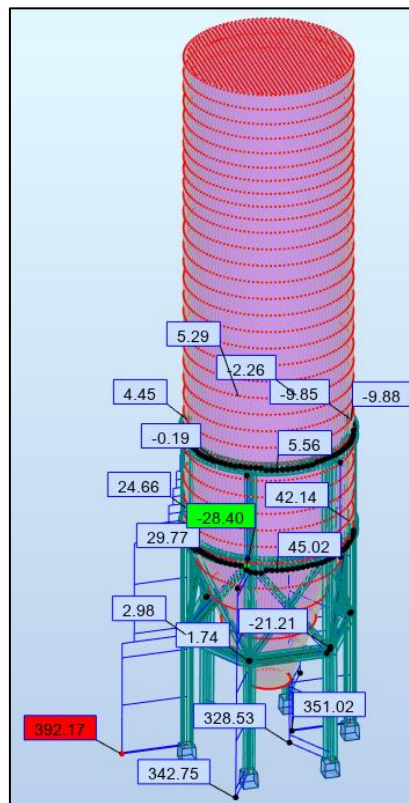


Figura 85. Pilar sometido al mayor esfuerzo

Siguiendo el mismo proceso que para el caso de 160 Tn, se ha empezado la comprobación por el eje fuerte, para terminar con la del eje débil, ya que la estructura de suportación tiene las mismas características.

### **EJE FUERTE (EJE Y)**

Se busca resolver la ecuación (76) con el objetivo de obtener la capacidad de pandeo por flexión del pilar, considerando compresión centrada. En este caso el área de la sección ha variado, ya que el perfil usado es HEB 160, cuya área es igual a 5430 mm<sup>2</sup>. Por otro lado, la resistencia de cálculo del acero tiene el mismo valor que el obtenido en el apartado 3.9.1.10:

$$f_{yd} = 261,9 \text{ MPa}$$

El coeficiente de reducción por pandeo,  $\chi$ , se ha calculado de nuevo al variar el perfil utilizado. El primer paso ha sido obtener la esbeltez reducida  $\bar{\lambda}$  mediante la ecuación (78), resolviendo en primer lugar los valores que la definen:

$N_{cr}$ , de la expresión (79)

Siendo:

I, el momento de inercia de la sección en el eje considerado de la misma. En este caso, el momento de inercia del eje fuerte tiene el valor de 24.900.000 mm<sup>4</sup>.

$L_k$ , del mismo modo que en el caso de 160 Tn, igual a la longitud del pilar porque se ha considerado biarticulado, es decir, 3790 mm.

Se resuelve la ecuación (79) y se obtiene el valor crítico de la compresión por pandeo:

$$N_{cr} = 3592,86 \text{ kN}$$

Se obtiene ahora  $\bar{\lambda}$ :

$$\bar{\lambda} = 0,64$$

Al tratarse del mismo tipo de perfil, se han utilizado las mismas curvas de pandeo de la Figura 66. Para el eje fuerte, la curva b. Se pasa ahora a la Tabla 6.3 del apartado 6.3.2.1 del DBSE-A, de donde se ha obtenido el coeficiente de reducción por pandeo, interpolando entre los valores superiores e inferiores, como se puede ver en la tabla siguiente:

<b>TABLA 6.3</b>	<b>INTERPOLACIÓN</b>	
$\chi$	Valor superior	0,84
	Valor inferior	0,78
$\lambda$	Valor superior	0,6
	Valor inferior	0,7
<b>VALOR OBTENIDO</b>		<b>0,81</b>

**Tabla 29. Obtención de  $\chi$  para el eje fuerte**

Se resuelve la ecuación (76) y se obtiene que:

$$N_{b,Rd} = 1156,47 \text{ kN}$$

El esfuerzo máximo (ver Figura 84) se ha mayorado con un coeficiente de mayoración igual a 1,5, tratando a este como un esfuerzo provocado, en su totalidad, por una carga variable:

$$N_d = 1,5 \cdot 392,17 = 588,25 \text{ kN}$$

Se observa que  $N_d < N_{b,Rd}$ , por lo que se puede asegurar que cumple esta comprobación con un coeficiente de seguridad, C, igual a:

$$C = \frac{N_{b,Rd}}{N_d} = 1,96$$

### EJE DÉBIL (EJE Z)

Se ha recalculado la carga de compresión crítica, ya que varía el momento de inercia utilizado, teniendo ahora un valor de 8.890.000 mm<sup>4</sup> y la longitud de pandeo del pilar, la cual es ahora la mitad de la longitud real del pilar. Al igual que en el caso anterior de 160 Tn, han cambiado las condiciones de extremo consideradas; en este caso, al tener arriostramientos que limitan la flexión del pilar alrededor de su eje débil, se considera al pilar como biempotrado:

$$L_k = 0,5 \cdot 3790 = 1895 \text{ mm}$$

Se sustituye en la ecuación (79) y se obtiene que:

$$N_{cr} = 5131,00 \text{ kN}$$

Se pasa ahora a resolver la ecuación (78):

$$\bar{\lambda} = 0,54$$

Teniendo en cuenta esta esbeltez reducida y la curva de pandeo c (ver Figura 66), se ha obtenido el coeficiente de reducción por pandeo, de la misma forma que para el eje fuerte:

<b>TABLA 6.3</b>	<b>INTERPOLACIÓN</b>	
$\chi$	Valor superior	0,84
	Valor inferior	0,79
$\lambda$	Valor superior	0,5
	Valor inferior	0,6
<b>VALOR OBTENIDO</b>		<b>0,82</b>

**Tabla 30. Obtención de  $\chi$  para el eje débil**

Se resuelve ahora la ecuación (76) y se obtiene que:

$$N_{b,Rd} = 1166,54 \text{ kN}$$

Siendo

$$N_d = 588,25 \text{ kN}$$



Y de la misma forma que en el eje fuerte,  $N_d < N_{b,Rd}$ , cumpliendo esta comprobación con un coeficiente de seguridad, C, igual a:

$$C = 1,98$$

Como se ha visto, se podía haber optado incluso por un perfil inferior, pero se ha optado por este para no reducir más el espesor de ala del perfil, el cual deberá soldarse a la pared del silo.

### 3.9.2.6 Placas de anclaje

En este caso el pilar más solicitado tensionalmente ha sido 210, con la cual se ha comenzado el cálculo de las placas de anclaje:

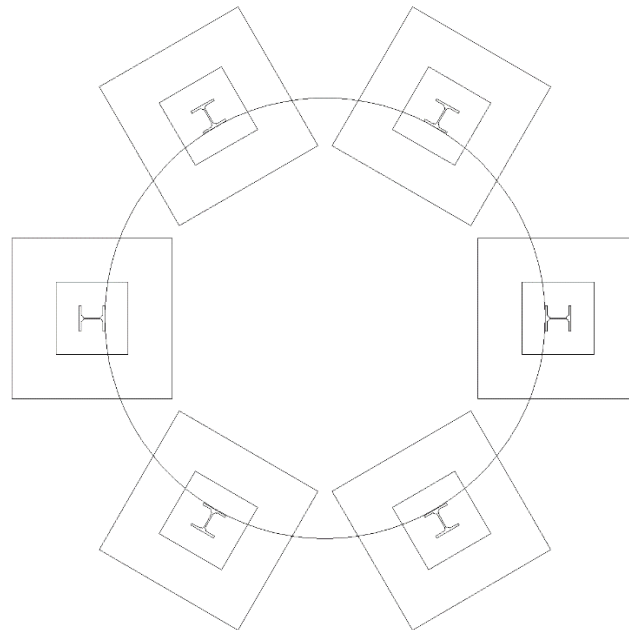
	S max (MPa)	S min (MPa)
<b>MAX</b>	330,84	38,01
<b>Barra</b>	210	212
<b>Nudo</b>	510	417
<b>Caso</b>	139 (C) (CQC)	71 (C)
<b>Modo</b>		
<b>MIN</b>	-13,45	-272,88
<b>Barra</b>	243	209
<b>Nudo</b>	527	509
<b>Caso</b>	135 (C) (CQC)	139 (C) (CQC)
<b>Modo</b>		

**Figura 86. Pilar más desfavorable tensionalmente**

A continuación, se han detallado las principales características obtenidas tras el cálculo:

- Pletina: 400 x 400 x 27 mm de espesor.
- 4 rigidizadores sodados a las alas y en ambos lados del alma.
- 12 anclajes con pletina de contrapresión y perno de M27.

- Cimentación: 1000 x 1000 x 500 mm de altura, cuya situación viene representada en el siguiente croquis en planta:

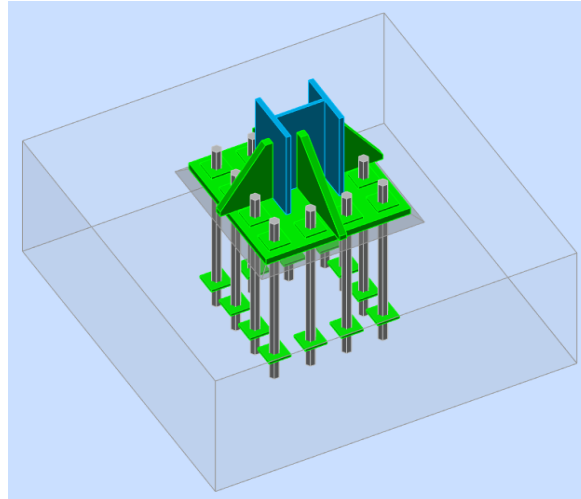


**Figura 87. Croquis de la planta del silo de 80 Tn con cimentación y placas de anclaje**

Las siguientes figuras ilustran la unión (Figura 88), con todos sus detalles representados, y sus comprobaciones (Figura 89). Los parámetros y resultados de la placa de anclaje se han descrito en el anexo 4 del presente trabajo.

Número	Solic.	Nudo	Nombre de la unión
<b>Uniones de acero (6)</b>			
1	✓ 0.91	510	Pié de pilar engastado
2	✓ 0.49	505	Pié de pilar engastado
3	✓ 0.46	507	Pié de pilar engastado
4	✓ 0.91	509	Pié de pilar engastado
5	✓ 0.46	511	Pié de pilar engastado
6	✓ 0.49	513	Pié de pilar engastado

**Figura 88. Comprobaciones**



**Figura 89. Vista en 3D de la unión**

#### **4. CONCLUSIONES**

En el presente Trabajo Fin de Máster se ha conseguido desarrollar una herramienta de cálculo de silos que ha constado de dos partes diferenciadas. La primera es la obtención de las cargas que afectan a los silos mediante una hoja de cálculo basada en la normativa aplicable y, a su vez, permite parametrizar la geometría de los mismos para obtener un flujo de descarga que tienda a ser másico, además de prevenir el pandeo con el cálculo del espesor mínimo aceptable que asegure las paredes de los silos frente a la inestabilidad mencionada. Esta metodología proporciona el camino a seguir para la búsqueda de un tipo de flujo que evita, como se ha explicado, la pérdida de propiedades del cemento. La segunda ha sido la generación de un modelo de cálculo estructural por el Método de los Elementos Finitos que señala al técnico las tensiones a las que serán sometidas las paredes del silo tras la introducción de las cargas obtenidas con la herramienta de cálculo Excel. Tras esto, verifica la estructura que soporta al silo, sus placas de anclaje y la cimentación requerida.

La herramienta de cálculo permitirá desarrollar cualquier tipo de silo esbelto y de pared delgada con el que se almacene cemento, basando su metodología de diseño en la normativa y teorías contrastadas en el campo de la construcción de silos de almacenamiento granular.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alcaraz, J. (2012). Microestructura de hormigón. [Trabajo fin de grado, Universidad Politécnica de Cartagena]. Repositorio UPCT.  
<https://repositorio.upct.es/bitstream/handle/10317/2863/pfc4481.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Amorós, J.L., Mallol, G., Sánchez, E. y García, J. (2019). Diseño de silos y tolvas para el almacenamiento de materiales pulverulentos. Problemas asociados a la operación de descarga. *Qualicer* 2000, 41-58.  
<https://www.qualicer.org/recopilatorio/ponencias/pdfs/0013041s.pdf>
- Ayuga, F. (1995). Los empujes del material almacenado en silos.  
<https://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/1082>
- Drescher, A., Waters, A.J. y Rhoades, C.A (1995). Arching in hoppers: II. Arching theories and critical outlet size. *Podwer Technology*, 84 (2), 177-183.  
[https://doi.org/10.1016/0032-5910\(95\)02982-8](https://doi.org/10.1016/0032-5910(95)02982-8)
- Osorio, J. (2020). Almacenamiento de cemento a granel. *Argos* 360.  
<https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/almacenamiento-de-cemento-a-granel>
- Ravenet, J. (1976). *Silos. Teoría, investigación y construcción*. Reverte.
- NORMA UNE-EN 1991-4:2011. Silos y depósitos.
- Documento Básico Seguridad Estructural Acero. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008)

Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la edificación. Abril 2009.

NORMA UNE-EN 1991-1-4:2018. Acciones generales. Acciones de viento.

NORMA DE CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE: parte general y edificación  
(NCSE-02). 2009

NORMA UNE EN 1990:2002. Bases de cálculo de estructuras.



**ANEXO 1.** Silo 160 Tn. Resultados de cálculo de la estructura de suportación

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
2	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
3	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
4	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
5	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
6	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
7	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
8	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
9	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
10	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
11	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
12	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
13	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
14	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
15	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
16	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
17	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
18	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
19	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
20	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
21	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
22	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
23	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
24	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
25	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213



						ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
26	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
27	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
28	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
29	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
30	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
31	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
32	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
33	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
34	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
35	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
36	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
37	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
38	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
39	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
40	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
41	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
42	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
43	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
44	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
45	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
46	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
47	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
48	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
49	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
50	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50

51	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
52	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
53	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.07	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
54	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
55	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
56	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
57	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
58	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
59	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
60	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
61	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
62	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
63	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
64	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
65	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.09	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
66	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
67	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
68	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
69	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
70	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.06	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
71	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
72	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
73	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.17	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
74	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.22	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
75	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.26	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
76	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.31	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50

77	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.31	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
78	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.26	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
79	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.22	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
80	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.17	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
81	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
82	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
83	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.06	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
84	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
85	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
86	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
87	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
88	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.09	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
89	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
90	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
91	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
92	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
93	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
94	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
95	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.13	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
96	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.12	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
97	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.11	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
98	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.10	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
99	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.08	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
100	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.07	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
101	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	213 ELU/26=1*1.00 + 2*1.50
102 Pilar_102	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.68	297 ACC:SEI/35=1*1.0 0 + 187*0.80 +

						23*1.00
103	Pilar_103	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.75 210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
104	Pilar_104	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.93 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
105	Pilar_105	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.89 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
106	Pilar_106	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.89 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
107	Pilar_107	HEB 180	ACERO	65.64	55.03	0.88 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
108	Barras_108	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.52 296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
109	Barras_109	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.49 296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
110	Barras_110	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.67 296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
111	Barras_111	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.54 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
112	Barras_112	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.49 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
113	Barras_113	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.63 296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
114	Barras_114	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.59 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
115	Barras_115	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.64 300 ACC:SEI/38=1*1.0 0 + 187*0.80 + 26*1.00
116	Barras_116	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.45 280 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 186*0.80 + 22*1.00
117	Barras_117	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.61 296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
118	Barras_118	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.65 210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
119	Barras_119	TCAR 80x5	ACERO	115.44	115.44	0.44 280 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 186*0.80 + 22*1.00
121		HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02 211 ELU/24=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
122		HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02 206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
123		HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01 206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
124		HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01 206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
125		HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01 206

						ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
126	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
127	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
128	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
129	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
130	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
131	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
132	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
133	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
134	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
135	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
136	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
137	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
138	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
139	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
140	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
141	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
142	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
143	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
144	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
145	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
146	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
147	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
148	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
149	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
150	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210

						ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
151	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
152	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
153	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
154	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
155	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
156	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
157	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
158	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
159	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
160	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
161	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
162	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
163	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
164	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
165	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
166	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
167	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
168	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
169	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
170	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
171	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	207 ELU/20=1*1.35 + 2*1.50
172	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
173	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
174	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
175	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75

176	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
177	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
178	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
179	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
180	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
181	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
182	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
183	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
184	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
185	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
186	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
187	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
188	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	188 ELU/1=1*1.35
189	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
190	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
191	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
192	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
193	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
194	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
195	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
196	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
197	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.05	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
198	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.04	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
199	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
200	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
201	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75

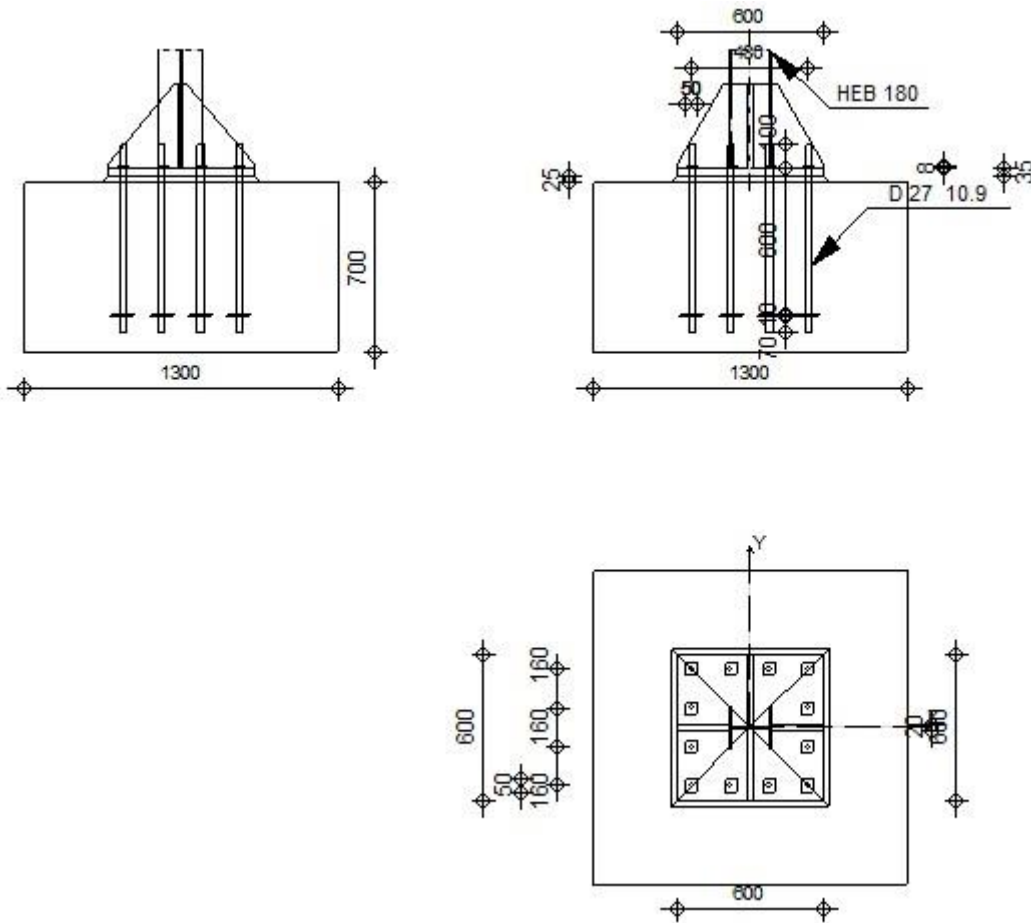
202	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
203	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	188 ELU/1=1*1.35
204	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	188 ELU/1=1*1.35
205	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
206	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
207	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	205 ELU/18=1*1.00 + 187*1.50
208	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
209	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
210	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
211	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
212	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
213	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
214	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	217 ELU/30=1*1.00 + 187*1.50 + 2*1.50
215	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
216	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
217	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
218	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.01	206 ELU/19=1*1.35 + 2*1.50 + 3*0.75
219	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.02	211 ELU/24=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50
220	HEB 180	ACERO	1.48	2.47	0.03	211 ELU/24=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50
221 Barras_221	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.24	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
222 Barras_222	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.26	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
223 Barras_223	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.26	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
224 Barras_224	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.24	210 ELU/23=1*1.35 + 187*1.50 + 2*1.50 + 3*0.75
225 Barras_225	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.23	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
226 Barras_226	HEB 180	ACERO	38.76	64.99	0.23	223 ELU/36=1*1.35 + 187*1.50 + 3*1.50
227 Barras_227	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.15	268 ACC:SEI/6=1*1.00 + 26*1.00



228	Barras_228	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.15	26 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z
229	Barras_229	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.15	22 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
230	Barras_230	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.15	264 ACC:SEI/2=1*1.00 + 22*1.00
231	Barras_231	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.19	296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00
232	Barras_232	HEB 180	ACERO	23.49	39.39	0.17	296 ACC:SEI/34=1*1.0 0 + 187*0.80 + 22*1.00

## ANEXO 2. Silo 160 Tn. Resultados de cálculo de la base empotrada de los pilares

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Cálculo de la base de columna empotrada</b> Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



### GENERAL

Unión N.º: 1  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 107  
Barras de la estructura: 106

### GEOMETRÍA

#### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 106  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

## **CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR**

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 160;160$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 160;160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud  
 $w_s = 600$  [mm] Anchura  
 $h_s = 350$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 35:  $-0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z 19*-0.30+20*-1.00+21*0.30$

$N_{j,Ed} = 235,21$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = -3,90$  [kN] Esfuerzo cortante

$N_{j,Ed} = 235,21$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,z} = 29,58$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = 21,84$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = 29,76$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 6$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= 3$  ] hormigón

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$   
 $F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$   
 $F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

### CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,22 < 1,00$	verificado	(0,22)
$M_{j,Rd,y} = 49,61$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,44 < 1,00$	verificado	(0,44)
$M_{j,Rd,z} = 56,74$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,52 < 1,00$	verificado	(0,52)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,96 < 1,00$	verificado	(0,96)

### CIZALLAMIENTO

#### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

#### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]  
 $F_{v,Rd,sm} = 62,74$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 752,84$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  **verificado** (0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 752,84$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **verificado** (0,04)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **verificado** (0,04)

## CONTROL DE RIGIDIZADORES

### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,23$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\sigma_g = 33,6$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\tau = 26,9$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\sigma_z = 46,7$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,17 < 1,00$  **verificado** (0,17)

### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 24,7$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\sigma_g = 47,4$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\tau = 28,6$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\sigma_z = 55,5$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]  
 = [pletina]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,20 < 1,00$  **verificado** (0,20)

## SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 17,62$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 17,62$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{\parallel} = -0,35$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{z\parallel} = 4,31$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,07 < 1,00$  **verificado** (0,07)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,10 < 1,00$  **verificado** (0,10)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,08 < 1,00$  **verificado** (0,08)

## SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 81,57$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 81,57$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{\parallel} = 44,86$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 180,69$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,50 < 1,00	verificado	(0,50)
<b>Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)</b>				
$\sigma_{\perp} =$	86,93 [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,93 [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	47,81 [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	192,57 [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coeficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,53 < 1,00	verificado	(0,53)

## SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES

<b>Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)</b>				
$\sigma_{\perp} =$	52,87 [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	52,87 [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	58,83 [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	146,84 [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coeficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,36 < 1,00	verificado	(0,36)
<b>Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)</b>				
$\sigma_{\perp} =$	40,01 [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,01 [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	48,48 [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	115,98 [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coeficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,28 < 1,00	verificado	(0,28)

## RIGIDEZ DE LA UNIÓN

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	20 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido		[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	4 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción		[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	2 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción		[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,70	Esbeltez del pilar		[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	35906,72 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación		[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	47984,33 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida		[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RÍGIDA		[5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	21 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido		[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	4 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción		[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción		[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,17	Esbeltez del pilar		[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	35906,72 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación		[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	17069,49 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida		[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$		RÍGIDA		[5.2.2.5.(2)]

## COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,96



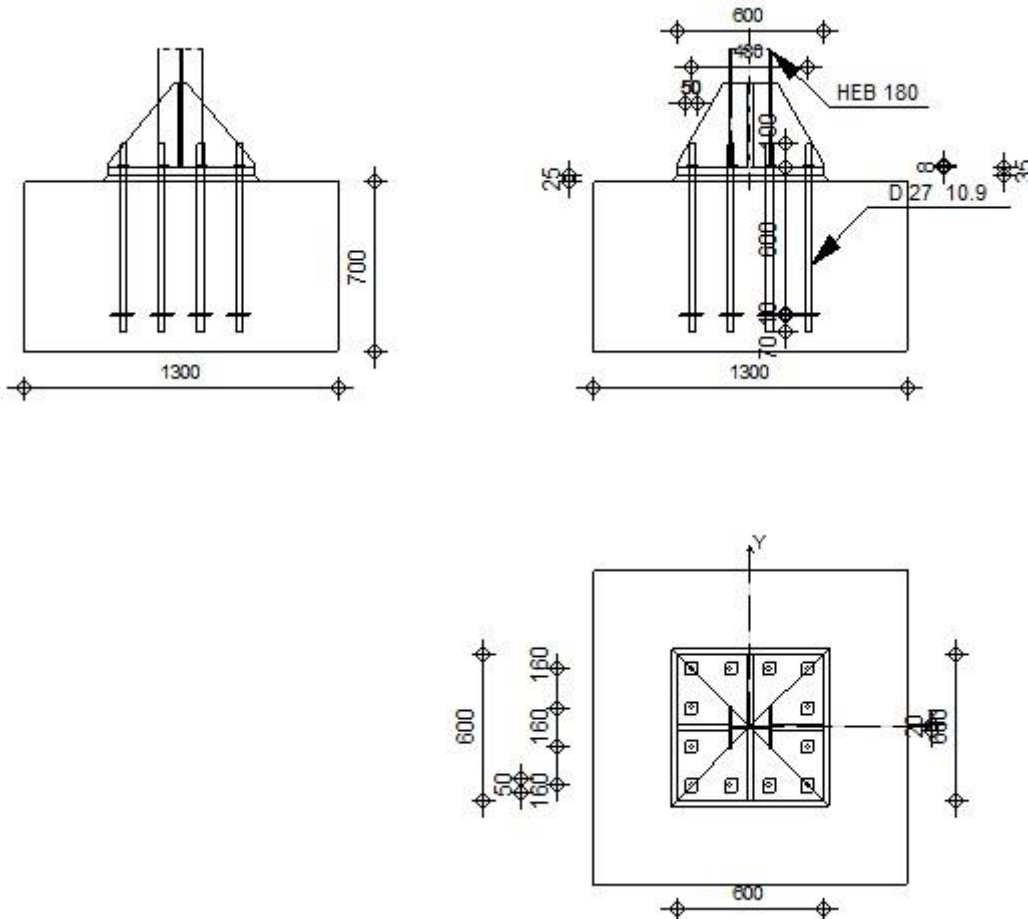
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,89**



## GENERAL

Unión N.º: 2  
Nombre de la unión: Pié de pilar empastado  
Nudo de la estructura: 103  
Barras de la estructura: 104

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 104  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 160; 160$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 160; 160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud  
 $w_s = 600$  [mm] Anchura  
 $h_s = 350$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 35:  $-0.3 * X -1 * Y + 0.3 * Z$  19\*-0.30+20\*-1.00+21\*0.30

$N_{j,Ed} = 235,20$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = -23,67$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -18,17$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = -36,70$  [kN\*m] Momento flector



$N_{j,Ed} = 235,20$  [kN] Esfuerzo axial  
 $M_{j,Ed,z} = 4,03$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c} = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= \frac{222,7}{6}$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= \frac{103,1}{3}$  ] hormigón

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c} = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$   
 $F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$   
 $F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

### CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,22 < 1,00$	verificado	(0,22)
$M_{j,Rd,y} = 70,06$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,52 < 1,00$	verificado	(0,52)
$M_{j,Rd,z} = 10,96$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,37 < 1,00$	verificado	(0,37)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,89 < 1,00$	verificado	(0,89)

### CIZALLAMIENTO

#### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

#### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]  
 $F_{v,Rd,sm} = 64,01$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

#### RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde	CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]
------------------------	------------------------------	-------------

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 768,17$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verificado (0,03)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 768,17$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	verificado (0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	verificado (0,05)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,53$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,80$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 29,42$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 51,08$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,19 < 1,00$	verificado (0,19)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 19,12$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,64$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,13$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 42,84$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,16 < 1,00$	verificado (0,16)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 19,70$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 19,70$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -2,11$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -2,65$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	verificado (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	verificado (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	verificado (0,10)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 89,16$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 89,16$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 49,04$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 197,52$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,55 < 1,00$	verificado (0,55)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	67,07	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	67,07	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	36,89	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	148,57	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,41 < 1,00				verificado (0,41)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	57,79	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	57,79	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	62,58	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	158,45	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,39 < 1,00				verificado (0,39)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	30,87	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,87	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	31,43	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	82,31	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,20 < 1,00				verificado (0,20)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	20	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,70		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	35906,72	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	47984,33	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	21	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,17		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	35906,72	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	17069,49	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,89



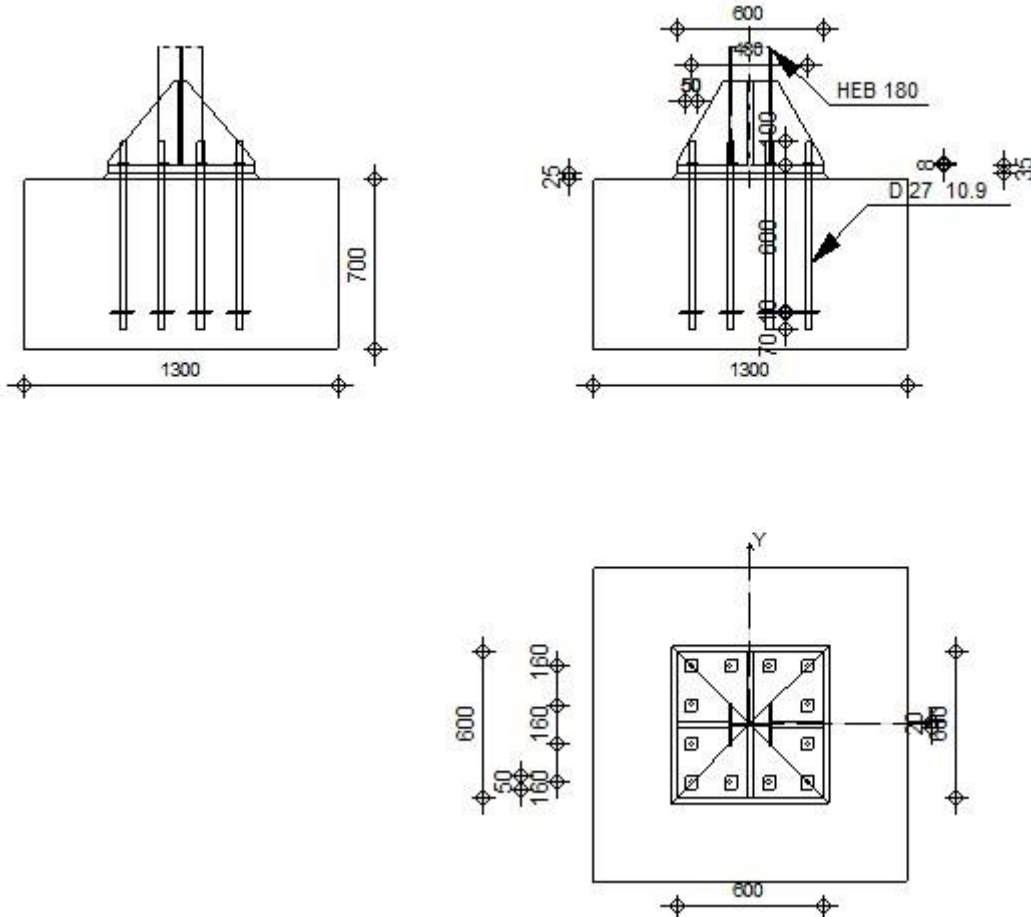
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,89**



## GENERAL

Unión N.º: 3  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 102  
Barras de la estructura: 103

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 103  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor

Material: S 275

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia

$f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes

$f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

$f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

$d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo

$n_H = 4$  Número de columnas de tornillos

$n_V = 4$  Número de líneas de tornillos

Separación horizontal  $e_{Hi} = 160; 160$  [mm]

Separación vertical  $e_{Vi} = 160; 160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud

$w_s = 600$  [mm] Anchura

$h_s = 350$  [mm] Altura

$t_s = 20$  [mm] Espesor

$d_1 = 20$  [mm] Entalla

$d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación

$B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación

$H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar

$a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 31:  $-1 * X - 0.3 * Y + 0.3 * Z + 19 * -1.00 + 20 * -0.30 + 21 * 0.30$

$N_{j,Ed} = 234,40$  [kN] Esfuerzo axial

$V_{j,Ed,y} = 4,87$  [kN] Esfuerzo cortante

$V_{j,Ed,z} = -29,10$  [kN] Esfuerzo cortante

$M_{j,Ed,y} = 36,11$  [kN\*m] Momento flector

$M_{j,Ed,z} = -5,04$  [kN\*m] Momento flector

## **RESULTADOS**

---

## ZONA TRACCIONADA

### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 6$  ]

$F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= 3$  ] hormigón

### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

## CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,22 < 1,00$  **verificado** (0,22)

$M_{j,Rd,y} = 69,52$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,52 < 1,00$  **verificado** (0,52)

$M_{j,Rd,z} = 13,51$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,37 < 1,00$  **verificado** (0,37)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,89 < 1,00$  **verificado** (0,89)

## CIZALLAMIENTO

### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 64,00$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 767,94$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado	(0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 767,94$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,51$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,59$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 29,26$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 50,80$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,18 < 1,00$	verificado	(0,18)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 19,29$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,96$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,32$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 43,21$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,16 < 1,00$	verificado	(0,16)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 19,59$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 19,59$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,43$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -4,24$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	verificado	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 88,67$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 88,67$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 48,77$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 196,44$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,55 < 1,00$	verificado	(0,55)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 67,65$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 67,65$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 37,21$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 149,87$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]

$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,42 < 1,00 **verificado** (0,42)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$  57,47 [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} =$  57,47 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} =$  64,77 [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z =$  160,61 [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W =$  0,80 Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,39 < 1,00 **verificado** (0,39)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$  31,14 [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} =$  31,14 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} =$  30,14 [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z =$  81,26 [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W =$  0,80 Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,20 < 1,00 **verificado** (0,20)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$  20 [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,y} =$  4 [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,y} =$  2 [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,y} =$  0,70 Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,y} =$  35906,72 [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [Tabla 6.12]  
 $S_{j,rig,y} =$  47984,33 [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$  21 [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,z} =$  4 [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,z} =$  2 [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,z} =$  1,17 Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,z} =$  35906,72 [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]  
 $S_{j,rig,z} =$  17069,49 [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,89





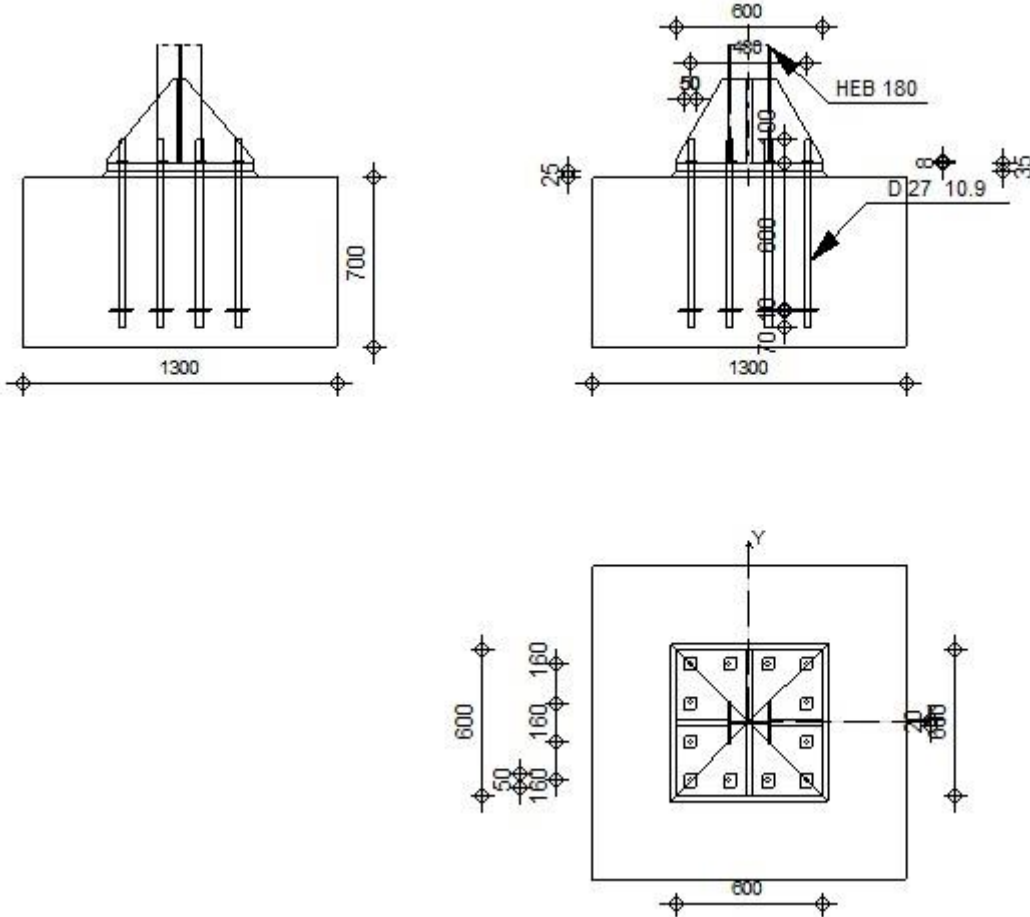
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,96**



### GENERAL

Unión N.º: 4  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 105  
Barras de la estructura: 105

### GEOMETRÍA

#### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 105  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

#### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor

Material: S 275

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 160; 160$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 160; 160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud  
 $w_s = 600$  [mm] Anchura  
 $h_s = 350$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

Caso: 35:  $-0.3 * X -1 * Y + 0.3 * Z + 19 * -0.30 + 20 * -1.00 + 21 * 0.30$

$N_{j,Ed} = 235,21$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = -3,90$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = 29,58$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = 21,84$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = 29,77$  [kN\*m] Momento flector

## **RESULTADOS**

## ZONA TRACCIONADA

### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 6$  ]

$F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= 3$  ] hormigón

### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

## CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,22 < 1,00$  **verificado** (0,22)

$M_{j,Rd,y} = 49,61$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,44 < 1,00$  **verificado** (0,44)

$M_{j,Rd,z} = 56,74$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,52 < 1,00$  **verificado** (0,52)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,96 < 1,00$  **verificado** (0,96)

## CIZALLAMIENTO

### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 62,74$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 752,84$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado (0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 752,84$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado (0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado (0,04)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,23$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 33,6$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 26,9$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 46,7$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,17 < 1,00$	verificado (0,17)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 24,7$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 47,4$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 28,6$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 55,5$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,20 < 1,00$	verificado (0,20)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 17,62$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 17,62$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -0,35$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 4,31$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	verificado (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	verificado (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	verificado (0,08)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 81,57$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 81,57$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 44,86$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 180,70$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,50 < 1,00$	verificado (0,50)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 86,93$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 86,93$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 47,81$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 192,57$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,53 < 1,00 **verificado** (0,53)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 52,87$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 52,87$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 58,83$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 146,84$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,36 < 1,00 **verificado** (0,36)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 40,01$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 40,01$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 48,48$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 115,98$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,28 < 1,00 **verificado** (0,28)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 20$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,y} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,y} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,y} = 0,70$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,y} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [Tabla 6.12]  
 $S_{j,rig,y} = 47984,33$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = 21$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,z} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,z} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,z} = 1,17$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,z} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]  
 $S_{j,rig,z} = 17069,49$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,96



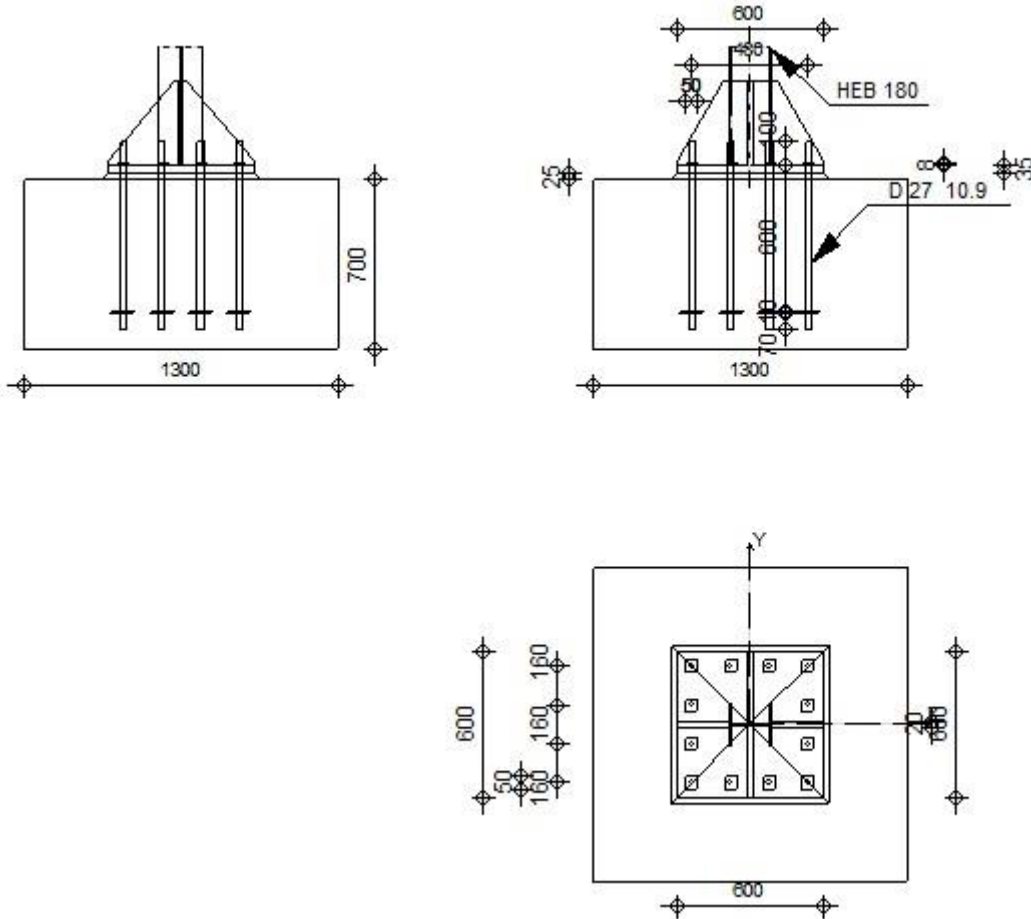
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,89**



### GENERAL

Unión N.º: 5  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 109  
Barras de la estructura: 107

### GEOMETRÍA

#### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 107  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

#### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor

Material: S 275

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia

$f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes

$f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

$f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

$d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo

$n_H = 4$  Número de columnas de tornillos

$n_V = 4$  Número de líneas de tornillos

Separación horizontal  $e_{Hi} = 160; 160$  [mm]

Separación vertical  $e_{Vi} = 160; 160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud

$w_s = 600$  [mm] Anchura

$h_s = 350$  [mm] Altura

$t_s = 20$  [mm] Espesor

$d_1 = 20$  [mm] Entalla

$d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación

$B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación

$H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar

$a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 35:  $-0.3 * X -1 * Y + 0.3 * Z + 19 * -0.30 + 20 * -1.00 + 21 * 0.30$

$N_{j,Ed} = 235,21$  [kN] Esfuerzo axial

$V_{j,Ed,y} = -23,67$  [kN] Esfuerzo cortante

$V_{j,Ed,z} = -18,17$  [kN] Esfuerzo cortante

$M_{j,Ed,y} = -36,70$  [kN\*m] Momento flector

$M_{j,Ed,z} = 4,03$  [kN\*m] Momento flector

## **RESULTADOS**

---

## ZONA TRACCIONADA

### **RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

### **ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN**

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

### **RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 6$  ]

$F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= 3$  ] hormigón

### **ROTURA DEL BETÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

### **RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

### **FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

### **RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN**

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

### **RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA**

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

## CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,22 < 1,00$  **verificado** (0,22)

$M_{j,Rd,y} = 70,06$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,52 < 1,00$  **verificado** (0,52)

$M_{j,Rd,z} = 10,96$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,37 < 1,00$  **verificado** (0,37)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,89 < 1,00$  **verificado** (0,89)

## CIZALLAMIENTO

### **APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

### **CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 64,01$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### **RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA**

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### **DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

### **DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]



### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 768,17$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verificado	(0,03)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 768,17$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	verificado	(0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	verificado	(0,05)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,53$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,80$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 29,42$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 51,08$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,19 < 1,00$	verificado	(0,19)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 19,12$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,64$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,13$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 42,84$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,16 < 1,00$	verificado	(0,16)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 19,71$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 19,71$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -2,11$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -2,65$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	verificado	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 89,17$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 89,17$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 49,04$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 197,53$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,55 < 1,00$	verificado	(0,55)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 67,07$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 67,07$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 36,89$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 148,58$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]

$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,41 < 1,00 **verificado** (0,41)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 57,79$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 57,79$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 62,58$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 158,46$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,39 < 1,00 **verificado** (0,39)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 30,87$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 30,87$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 31,43$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 82,31$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,20 < 1,00 **verificado** (0,20)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 20$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,y} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,y} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,y} = 0,70$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,y} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [Tabla 6.12]  
 $S_{j,rig,y} = 47984,33$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = 21$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,z} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,z} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,z} = 1,17$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,z} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]  
 $S_{j,rig,z} = 17069,49$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,89



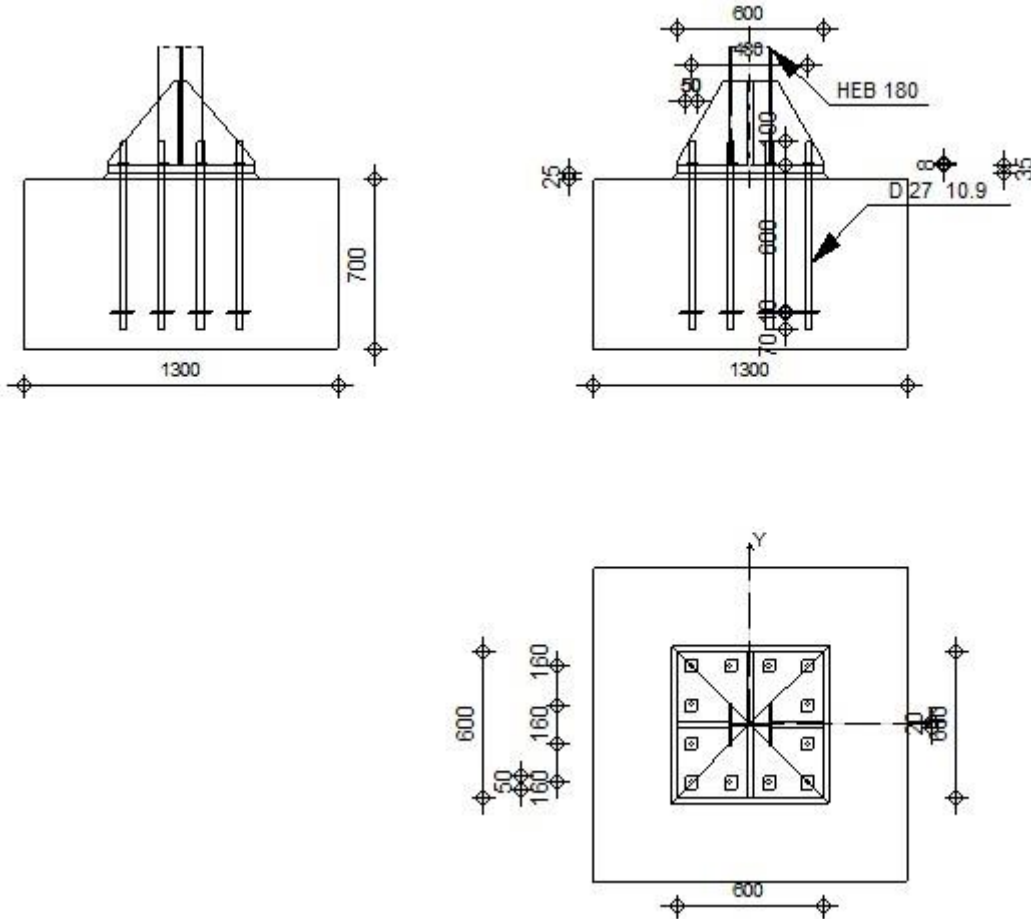
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,89**



### GENERAL

Unión N.º: 6  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 101  
Barras de la estructura: 102

### GEOMETRÍA

#### PILAR

Perfil: HEB 180  
Barra N.º: 102  
 $L_c = 5,03$  [m] Longitud del pilar  
Material: ACERO

#### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 600$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Espesor

Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 160;160$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 160;160$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 600$  [mm] Longitud  
 $w_s = 600$  [mm] Anchura  
 $h_s = 350$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1300$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1300$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 700$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 31:  $-1 * X -0.3 * Y + 0.3 * Z + 19 * -1.00 + 20 * -0.30 + 21 * 0.30$

$N_{j,Ed} = 234,40$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = 4,87$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -29,10$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = 36,11$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = -5,04$  [kN\*m] Momento flector

## **RESULTADOS**

---

## ZONA TRACCIONADA

### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 982,03$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 222,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 6$  ]

$F_{t,Rd,c} = 103,1$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $= 3$  ] hormigón

### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 724,49$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 126,89$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 103,13$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 386,00$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 1055,24$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 370,46$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 342,39$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

## CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,22 < 1,00$  **verificado** (0,22)

$M_{j,Rd,y} = 69,52$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,52 < 1,00$  **verificado** (0,52)

$M_{j,Rd,z} = 13,51$  [kN\*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,37 < 1,00$  **verificado** (0,37)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,89 < 1,00$  **verificado** (0,89)

## CIZALLAMIENTO

### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 534,41$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 64,00$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 206,26$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 246,09$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 767,94$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado (0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 767,94$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado (0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado (0,04)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 3,51$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,59$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 29,26$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 50,80$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,18 < 1,00$	verificado (0,18)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 19,29$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 36,96$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,32$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 43,21$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,16 < 1,00$	verificado (0,16)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 19,59$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 19,59$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,43$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -4,24$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	verificado (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	verificado (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	verificado (0,10)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 88,67$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 88,67$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 48,77$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 196,44$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,55 < 1,00$	verificado (0,55)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 67,65$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 67,65$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 37,21$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 149,87$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,42 < 1,00 **verificado** (0,42)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 57,47$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 57,47$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 64,77$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 160,61$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,39 < 1,00 **verificado** (0,39)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 31,14$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{\perp} = 31,14$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]  
 $\tau_{II} = 30,14$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]  
 $\sigma_z = 81,26$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]  
 $\beta_W = 0,80$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]  
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,20 < 1,00 **verificado** (0,20)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 20$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,y} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,y} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,y} = 0,70$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,y} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [Tabla 6.12]  
 $S_{j,rig,y} = 47984,33$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = 21$  [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]  
 $k_{15,z} = 4$  [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]  
 $k_{16,z} = 2$  [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]  
 $\lambda_{0,z} = 1,17$  Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,z} = 35906,72$  [kN\*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]  
 $S_{j,rig,z} = 17069,49$  [kN\*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,89

**ANEXO 3.** Silo 80 Tn. Resultados de cálculo de la estructura de suportación

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
104	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.10	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
105	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
106	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
107	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
108	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
109	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
110	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
111	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
112	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
113	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
114	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
115	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
116	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
117	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
118	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
119	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.53	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
120	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.52	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
121	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.32	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
122	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.31	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
123	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.32	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
124	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
125	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.09	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
126	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
127	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
128	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
129	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35



						+ 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
130	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
131	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
132	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.09	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
133	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
134	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.38	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
135	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.37	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
136	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.39	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
137	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.51	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
138	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.51	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
139	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
140	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
141	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
142	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
143	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
144	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	41 ELU/2=1*1.35 + 18*1.50 + 16*0.90
145	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
146	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
147	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	140 ACC:SEI/31=1*1.0 0 + 19*0.80 + 37*1.00
148	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
149	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
150	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
151	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
152	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
153	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
154	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 +

						16*0.90 + 17*1.50
155	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
156	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
157	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
158	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
159	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
160	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
161	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
162	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
163	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
164	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	131 ACC:SEI/22=1*1.00 + 19*0.80 + 28*1.00
165	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	131 ACC:SEI/22=1*1.00 + 19*0.80 + 28*1.00
166	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
167	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
168	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	115 ACC:SEI/6=1*1.00 + 18*0.80 + 28*1.00
169	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.51	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
170	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.53	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
171	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.40	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
172	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.37	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
173	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.39	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
174	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.09	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
175	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
176	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
177	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
178	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
179	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
180	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
181	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50

182	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
183	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.09	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
184	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.31	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
185	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.31	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
186	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.32	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
187	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.55	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
188	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.54	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
189	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	140 ACC:SEI/31=1*1.00 + 19*0.80 + 37*1.00
190	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
191	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
192	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	140 ACC:SEI/31=1*1.00 + 19*0.80 + 37*1.00
193	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	140 ACC:SEI/31=1*1.00 + 19*0.80 + 37*1.00
194	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
195	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
196	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	45 ELU/6=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90
197	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
198	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.05	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
199	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
200	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
201	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
202	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
203	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.10	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
207 Pilar_207	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.37	131 ACC:SEI/22=1*1.00 + 19*0.80 + 28*1.00
208 Pilar_208	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.41	131 ACC:SEI/22=1*1.00 + 19*0.80 + 28*1.00
209 Pilar_209	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.67	131 ACC:SEI/22=1*1.00 + 19*0.80 + 28*1.00
210 Pilar_210	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.68	127 ACC:SEI/18=1*1.00 + 19*0.80 + 24*1.00

211	Pilar_211	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.40	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
212	Pilar_212	HEB 160	S 275	55.92	46.81	0.41	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
226	Barras_226	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.24	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
227	Barras_227	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.11	135 ACC:SEI/26=1*1.0 0 + 19*0.80 + 32*1.00
228	Barras_228	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.25	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
229	Barras_229	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.28	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
230	Barras_230	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.11	135 ACC:SEI/26=1*1.0 0 + 19*0.80 + 32*1.00
231	Barras_231	HEB 160	S 275	20.29	33.96	0.21	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
232	Barras_232	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
233	Barras_233	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.23	115 ACC:SEI/6=1*1.00 + 18*0.80 + 28*1.00
234	Barras_234	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.11	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
235		TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.27	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
236	Barras_236	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z
237		TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z
238	Barras_238	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
239	Barras_239	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.32	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
240	Barras_240	TCAR 80x5	S 275	73.93	73.93	0.10	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
241	Barras_241	TCAR 80x5	S 275	74.43	74.43	0.30	127 ACC:SEI/18=1*1.0 0 + 19*0.80 + 24*1.00
242	Barras_242	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	131 ACC:SEI/22=1*1.0 0 + 19*0.80 + 28*1.00
243	Barras_243	TCAR 80x5	S 275	73.43	73.43	0.16	28 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z
244		HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
245		HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
246		HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 +

						16*0.90 + 17*1.50
247	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
248	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
249	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
250	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
251	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
252	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
253	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
254	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
255	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
256	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
257	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
258	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
259	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
260	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
261	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
262	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
263	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
264	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
265	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
266	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
267	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
268	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
269	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
270	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
271	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
272	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
273	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50

274	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
275	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
276	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
277	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
278	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
279	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
280	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
281	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
282	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
283	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
284	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
285	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
286	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
287	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
288	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
289	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
290	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
291	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
292	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
293	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
294	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
295	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
296	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
297	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
298	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
299	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
300	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
301	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35

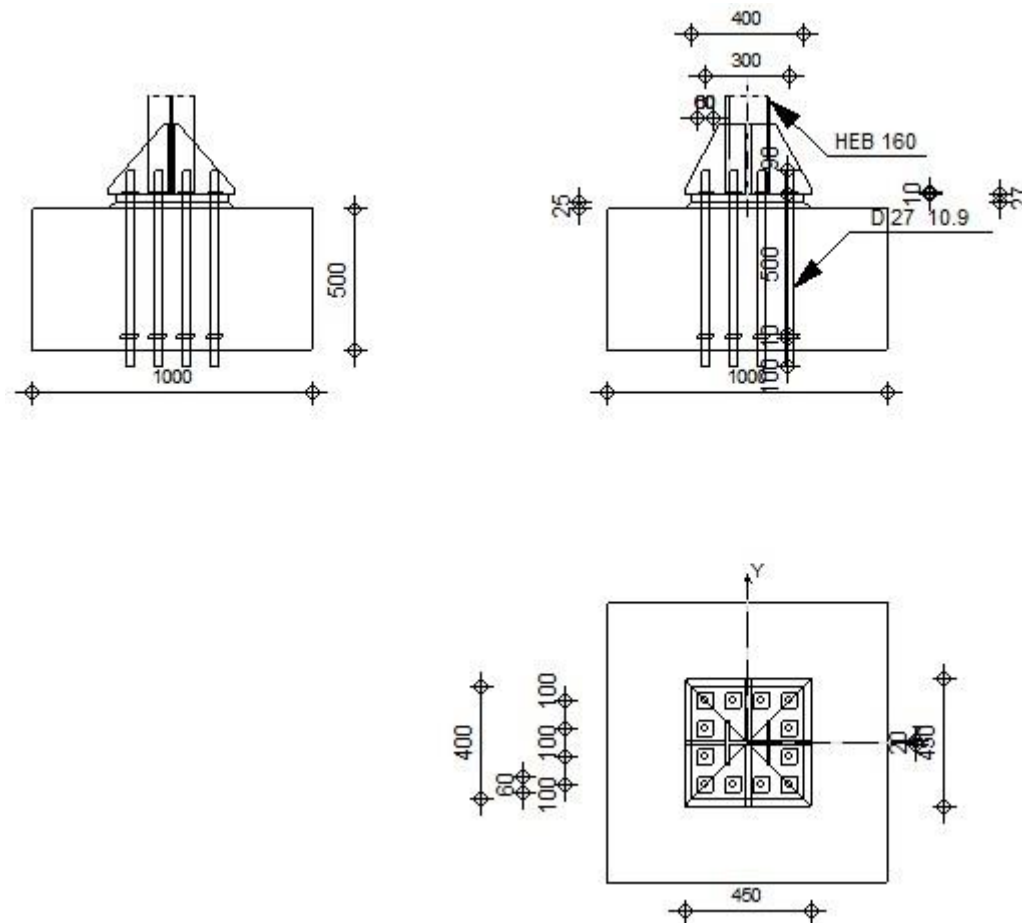
						+ 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
302	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
303	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
304	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
305	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
306	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
307	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
308	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
309	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
310	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.23	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
311	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
312	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
313	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
314	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
315	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
316	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
317	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
318	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
319	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
320	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
321	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
322	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
323	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
324	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
325	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
326	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.11	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
327	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.22	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
328	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.22	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 +

						16*0.90 + 17*1.50
329	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.06	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
330	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
331	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
332	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
333	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
334	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
335	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
336	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
337	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.01	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
338	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.02	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
339	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
340	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.03	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
341	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
342	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
343	HEB 160	S 275	1.27	2.13	0.04	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
345 Barras_345	HEB 160	S 275	4.41	7.38	0.12	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
346 Barras_346	HEB 160	S 275	25.23	42.24	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
347	HEB 160	S 275	25.23	42.24	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
348 Barras_348	HEB 160	S 275	4.41	7.38	0.13	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
349 Barras_349	HEB 160	S 275	25.23	42.24	0.07	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50
350	HEB 160	S 275	25.23	42.24	0.08	71 ELU/33=1*1.35 + 19*1.50 + 16*0.90 + 17*1.50



## ANEXO 4. Silo 80 Tn. Resultados de cálculo de la base empotrada de los pilares

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Cálculo de la base de columna empotrada</b> Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



### GENERAL

Unión N.º: 1  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 510  
Barras de la estructura: 210

### GEOMETRÍA

#### PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 210

$L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

### **CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR**

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

### **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

### **RIGIDIZADOR**

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

### **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

### **CIMENTACIÓN**

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

#### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

#### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

### **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

### **CARGAS**

---

Caso: 33: 1 \* X -0.3 \* Y 0.3 \* Z 21\*-1.00+22\*-0.30+23\*0.30

$N_{j,Ed} = 131,72$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = 6,02$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -29,06$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = 34,17$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = -6,35$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

---

### ZONA COMPRIMIDA

#### COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$c = 47$  [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]  
 $f_{jd} = 39,77$  [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]  
 $F_{c,Rd,y} = 1417,70$  [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en flexión My [6.2.8.3.(1)]  
 $F_{c,Rd,z} = 1245,91$  [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en flexión Mz [6.2.8.3.(1)]

#### ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$M_{c,Rd,y} = 292,93$  [kN\*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,y} = 189$  [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1549,07$  [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]  
 $M_{c,Rd,z} = 264,63$  [kN\*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,z} = 127$  [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,z} = 2091,60$  [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$   
 $F_{c,Rd,y} = 1417,70$  [kN] Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]  
 $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$   
 $F_{c,Rd,z} = 1245,91$  [kN] Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]  
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 0$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 913,32$ [kN]	Resistencia de la cimentación en tracción axial	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 304,44$ [kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$		
$F_{T,Rd,z} = 304,44$ [kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]

## CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,14 < 1,00$	verificado	(0,14)
$M_{j,Rd,y} = 54,56$ [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,63 < 1,00$	verificado	(0,63)
$M_{j,Rd,z} = 22,22$ [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,29 < 1,00$	verificado	(0,29)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,91 < 1,00$	verificado	(0,91)

## CIZALLAMIENTO

### **APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$ [kN]	Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$ [kN]	Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base	[6.2.2.(7)]

### **CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$ [kN]	Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 69,42$ [kN]	Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo	CEB [9.3.1]

### **RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA**

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$ [kN]	Resistencia del hormigón al efecto de palanca	CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	-------------

### **DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 181,16$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde	CEB [9.3.1]

### **DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]
------------------------	------------------------------	-------------

### **CONTROL DEL CIZALLAMIENTO**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 832,99$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado	(0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 832,99$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verificado	(0,03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)

## CONTROL DE RIGIDIZADORES

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_d = 4,64$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 33,5$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\tau = 40,2$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 69,9$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{Mo}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,25 < 1,00$	verificado (0,25)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_d = 14,3$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 26,9$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]

$\sigma_d = 14,3$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau = 24,7$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z = 45,2$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,16 < 1,00$		verificado (0,16)

### **SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE**

$\sigma_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,67$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -5,71$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$		verificado (0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$		verificado (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$		verificado (0,11)

### **SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES**

#### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 79,77$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 79,77$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 67,15$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 197,43$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,51 < 1,00$		verificado (0,51)

#### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 48,99$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 48,99$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 41,24$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 121,26$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,31 < 1,00$		verificado (0,31)

### **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

#### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 98,92$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 98,92$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 86,80$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 248,49$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,64 < 1,00$		verificado (0,64)

#### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 37,20$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 37,20$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 31,62$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 92,38$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,24 < 1,00$		verificado (0,24)

### **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

#### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 16$ [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
----------------------	--	--------------

$k_{13,y} = 16$ [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} = 9$ [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,64$	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 17648,29$ [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} = 41423,75$ [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RÍGIDA	[5.2.2.5.(2)]
<b>Flexión debida al momento <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = 17$ [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} = 9$ [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,08$	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 18802,84$ [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 14781,46$ [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RÍGIDA	[5.2.2.5.(2)]

### **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,91



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

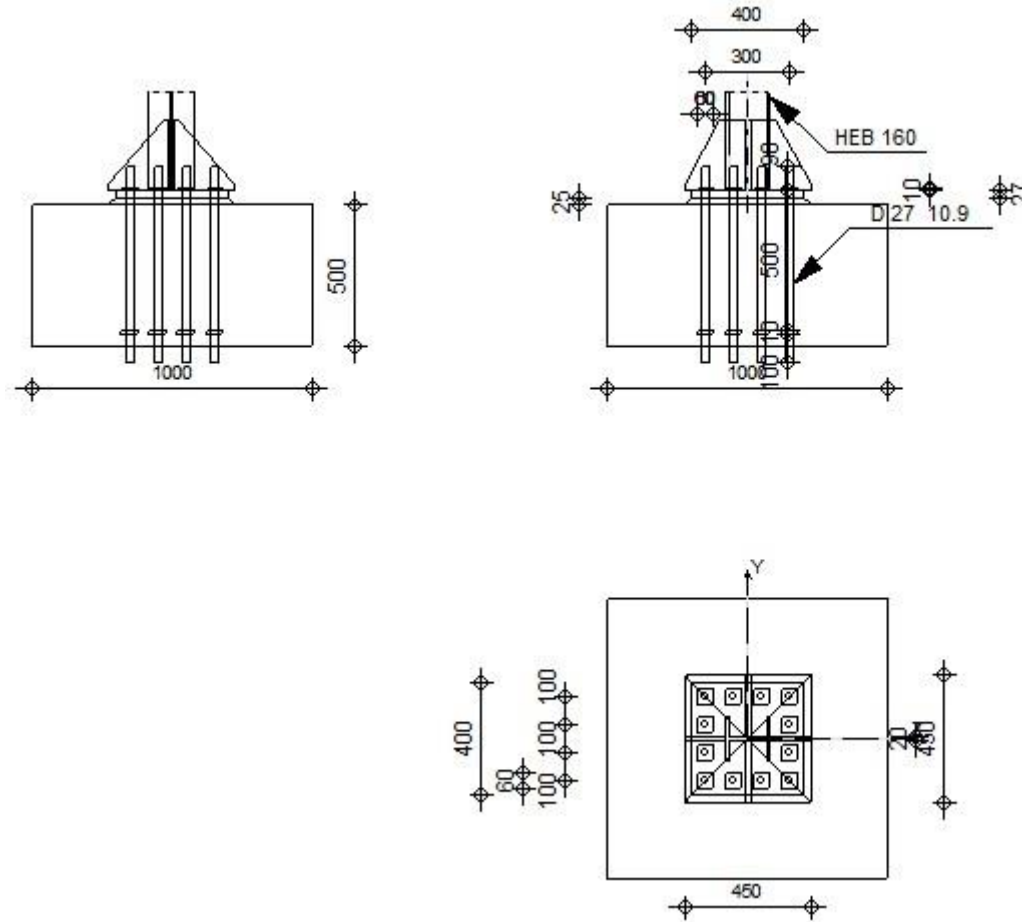
### **Cálculo de la base de columna empotrada**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,49**



## GENERAL

Unión N.º: 2  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 505  
Barras de la estructura: 207

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 207  
 $L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

### ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

## **RIGIDIZADOR**

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## **CIMENTACIÓN**

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

### **Hormigón**

Clase  $H_A - 30$   
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## **CARGAS**

---

Caso: 37: 0.3 \* X -1 \* Y 0.3 \* Z 21\*-0.30+22\*-1.00+23\*0.30

$N_{j,Ed} = 94,96$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = 1,02$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -3,90$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = -7,59$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = -8,67$  [kN\*m] Momento flector

## **RESULTADOS**

---

### **ZONA TRACCIONADA**

**RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE**



$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]  
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

**ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN**

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

**RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 0$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:8.4.2.(2)  
 $=$  ] hormigón

**ROTURA DEL BETÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

**RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

**FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

**RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN**

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

**RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA**

$N_{j,Rd} = 913,32$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$   
 $F_{T,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$   
 $F_{T,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

**CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)
$M_{j,Rd,y} = 31,76$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,24 < 1,00$	verificado	(0,24)
$M_{j,Rd,z} = 34,56$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,25 < 1,00$	verificado	(0,25)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,49 < 1,00$	verificado	(0,49)

**CIZALLAMIENTO**

**APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

**CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]  
 $F_{v,Rd,sm} = 76,48$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

**RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA**

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

**DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]  
 $F_{v,Rd,c,z} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

**DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

**CONTROL DEL CIZALLAMIENTO**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 917,71$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verificado	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 917,71$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verificado	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado	(0,01)

## CONTROL DE RIGIDIZADORES

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_d = 1,93$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 14,0$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 16,8$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 29,1$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,11 < 1,00$	verificado	(0,11)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_d = 10,0$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 18,8$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 17,3$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 31,6$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,12 < 1,00$	verificado	(0,12)

## SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 10,39$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 10,39$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,11$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -0,77$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,05 < 1,00$	verificado	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)

## SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 33,25$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 33,25$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 27,99$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 82,31$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,21 < 1,00$	verificado	(0,21)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 34,32$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 34,32$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 28,89$ [MPa]	Tensión tangente paralela		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 84,94$ [MPa]	Tensión equivalente total		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,22 < 1,00$	verificado	(0,22)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	41,24 [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	41,24 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	36,02 [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	103,42 [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,27 < 1,00 <b>verificado</b> (0,27)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	26,06 [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	26,06 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	25,38 [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	68,18 [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,18 < 1,00 <b>verificado</b> (0,18)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	16 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	9 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,64	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	18802,84 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	41423,75 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	17 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	9 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,08	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	18802,84 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	14781,46 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,49



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

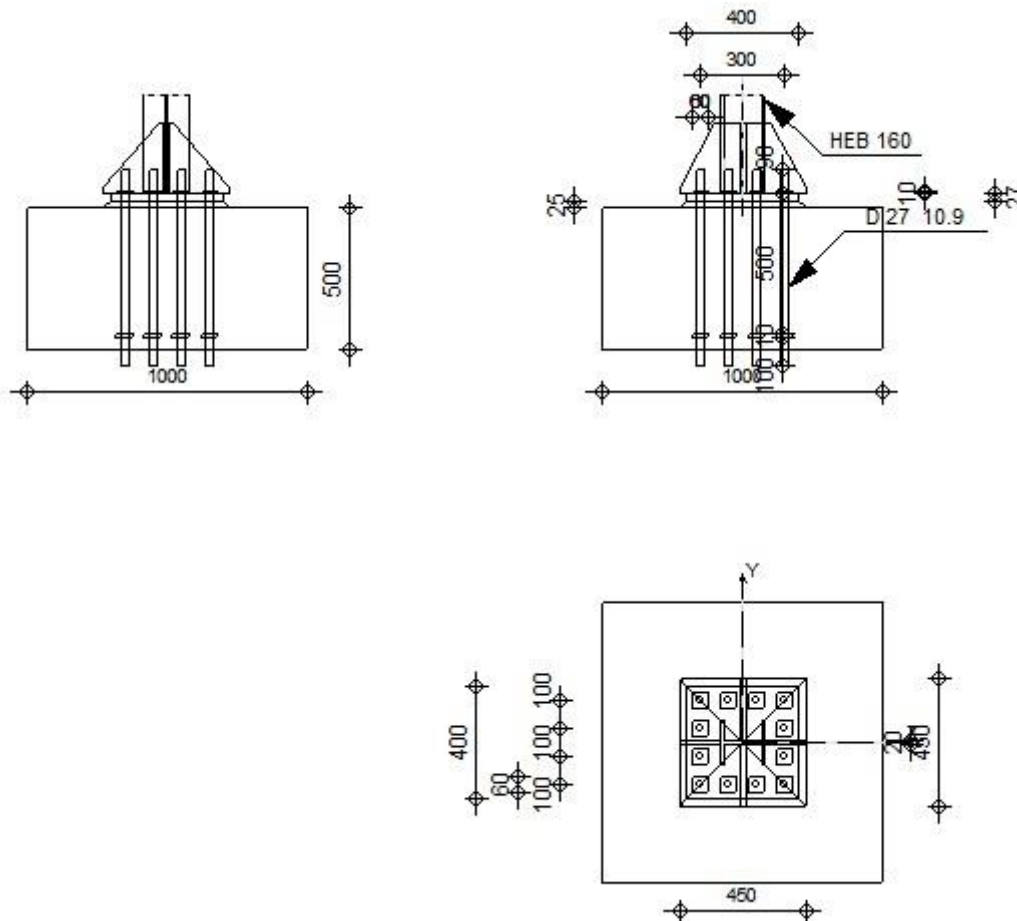
## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,46**



## GENERAL

Unión N.º: 3  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 507  
Barras de la estructura: 208

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 208  
 $L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

## CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

## RIGIDIZADOR

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## CIMENTACIÓN

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

### Hormigón

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### Capa de arena

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## SOLDADURAS

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## CARGAS

---

Caso: 37: 0.3 \* X -1 \* Y 0.3 \* Z 21\*-0.30+22\*-1.00+23\*0.30  
 $N_{j,Ed} = 94,95$  [kN] Esfuerzo axial

$N_{j,Ed} =$	94,95	[kN]	Esfuerzo axial
$V_{j,Ed,y} =$	3,90	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z} =$	2,28	[kN]	Esfuerzo cortante
$M_{j,Ed,y} =$	11,35	[kN*m]	Momento flector
$M_{j,Ed,z} =$	-2,00	[kN*m]	Momento flector

## RESULTADOS

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 913,32$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

### CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)
$M_{j,Rd,y} = 40,51$ [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,28 < 1,00$	verificado	(0,28)
$M_{j,Rd,z} = 11,26$ [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,18 < 1,00$	verificado	(0,18)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,46 < 1,00$	verificado	(0,46)

### CIZALLAMIENTO

#### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

#### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]  
 $F_{v,Rd,sm} = 77,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

#### RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

#### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

#### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

#### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 924,79$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **verificado** (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 924,79$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **verificado** (0,00)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  **verificado** (0,01)

### CONTROL DE RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 2,09$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa] pletina

$\sigma_g = 15,1$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa]

$\tau = 18,1$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa]

$\sigma_z = 31,5$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa] pletina

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,11 < 1,00$  **verificado** (0,11)

#### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 7,84$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa] pletina

$\sigma_g = 14,6$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa]

$\tau = 13,5$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa]

$\sigma_z = 24,6$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = [MPa] pletina

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,09 < 1,00$  **verificado** (0,09)

### SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 11,33$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 11,33$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,44$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,45$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,04 < 1,00$  **verificado** (0,04)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,06 < 1,00$  **verificado** (0,06)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  **verificado** (0,05)

### SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

#### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 36,01$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 36,01$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	36,01	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	30,31	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	89,13	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,23 < 1,00 <b>verificado</b> (0,23)

**Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	26,76	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	26,76	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	22,52	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	66,22	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,17 < 1,00 <b>verificado</b> (0,17)

**SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

**Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	44,66	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	44,66	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	39,32	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	112,32	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,29 < 1,00 <b>verificado</b> (0,29)

**Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	20,31	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	20,31	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	20,83	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	54,34	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,14 < 1,00 <b>verificado</b> (0,14)

**RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	16	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	9	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,64		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	18802,84	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	41423,75	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	17	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	9	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,08		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	18802,84	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	14781,46	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

**COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN



Unión conforme con la Norma

Relación 0,46



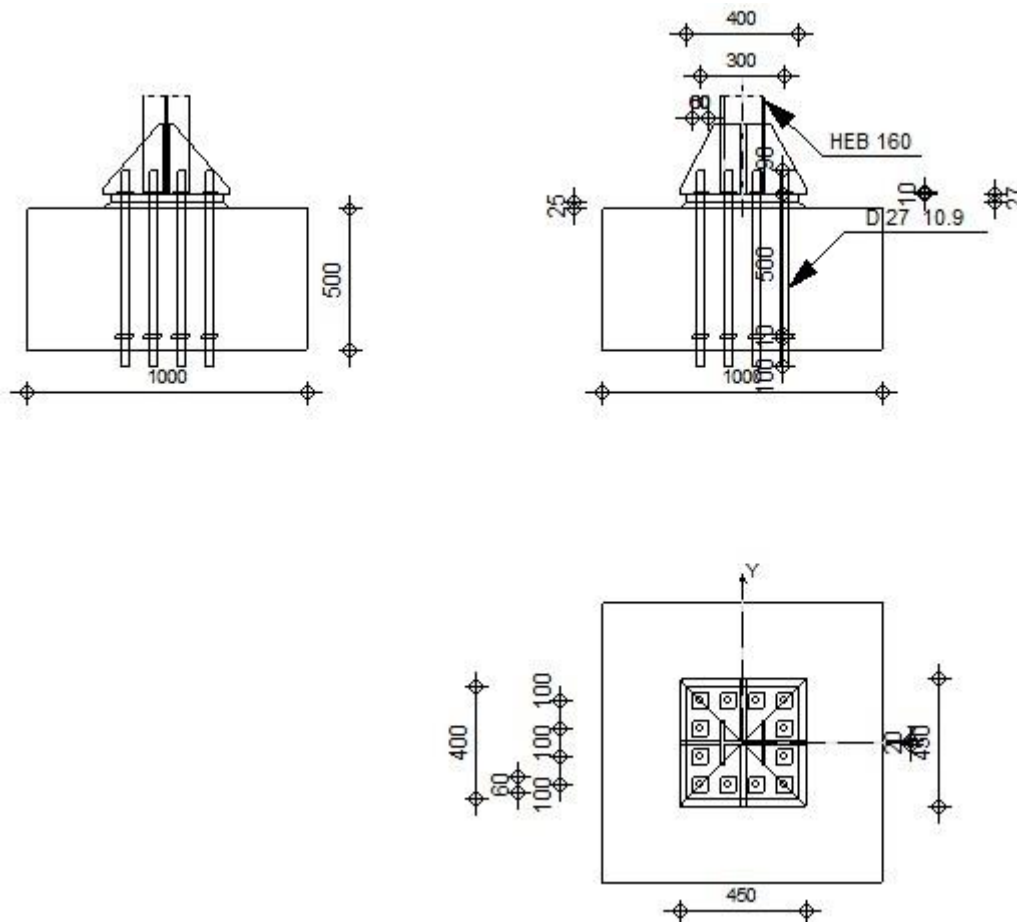
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,91**



## GENERAL

Unión N.º: 4  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 509  
Barras de la estructura: 209

## GEOMETRÍA

## PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 209  
 $L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

### **CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR**

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

### **ANCLAJE**

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

### **RIGIDIZADOR**

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

### **COEFICIENTES DE MATERIAL**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

### **CIMENTACIÓN**

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

#### **Hormigón**

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

#### **Capa de arena**

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

### **SOLDADURAS**

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## CARGAS

Caso: 33: 1 \* X -0.3 \* Y 0.3 \* Z 21\*-1.00+22\*-0.30+23\*0.30

$N_{j,Ed} = 131,71$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = 6,02$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -29,06$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = 34,17$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = -6,35$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

### ZONA COMPRIMIDA

#### COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$c = 47$  [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo [6.2.5.(4)]  
 $f_{jd} = 39,77$  [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo [6.2.5.(7)]  
 $F_{c,Rd,y} = 1417,70$  [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en flexión My [6.2.8.3.(1)]  
 $F_{c,Rd,z} = 1245,91$  [kN] Resistencia del hormigón al apoyo en flexión Mz [6.2.8.3.(1)]

#### ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$M_{c,Rd,y} = 292,93$  [kN\*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,y} = 189$  [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1549,07$  [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]  
 $M_{c,Rd,z} = 264,63$  [kN\*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,z} = 127$  [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,z} = 2091,60$  [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$   
 $F_{c,Rd,y} = 1417,70$  [kN] Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]  
 $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$   
 $F_{c,Rd,z} = 1245,91$  [kN] Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]  
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 0$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:[8.4.2.(2)]  
 $=$  ] hormigón

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

**RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA**

$N_{j,Rd} = 913,32$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

**CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,14 < 1,00$	verificado	(0,14)
$M_{j,Rd,y} = 54,57$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,63 < 1,00$	verificado	(0,63)
$M_{j,Rd,z} = 22,23$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,29 < 1,00$	verificado	(0,29)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,91 < 1,00$	verificado	(0,91)

**CIZALLAMIENTO**

**APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

**CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 69,42$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

**RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA**

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

**DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

**DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

**CONTROL DEL CIZALLAMIENTO**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 833,00$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  verificado (0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 833,00$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,03 < 1,00$  verificado (0,03)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  verificado (0,04)

**CONTROL DE RIGIDIZADORES**

**Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_d = 4,64$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 33,58$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 40,29$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 69,94$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,25 < 1,00$  verificado (0,25)

**Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_d = 14,36$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_d = 14,3$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g = 26,9$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau = 24,7$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z = 45,2$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,16 < 1,00$		verificado (0,16)

### **SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE**

$\sigma_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,67$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -5,71$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$		verificado (0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$		verificado (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$		verificado (0,11)

### **SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES**

#### **Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 79,77$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 79,77$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 67,15$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 197,43$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,51 < 1,00$		verificado (0,51)

#### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 48,99$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 48,99$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 41,24$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 121,26$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,31 < 1,00$		verificado (0,31)

### **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

#### **Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 98,92$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 98,92$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 86,80$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 248,48$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,64 < 1,00$		verificado (0,64)

#### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 37,20$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 37,20$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 31,62$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 92,38$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,24 < 1,00$		verificado (0,24)

### **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 16$ [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} = 9$ [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,64$	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 17648,47$ [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} = 41423,75$ [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RÍGIDA	[5.2.2.5.(2)]

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = 17$ [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} = 9$ [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,08$	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 18802,84$ [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 14781,46$ [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RÍGIDA	[5.2.2.5.(2)]

**COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,91



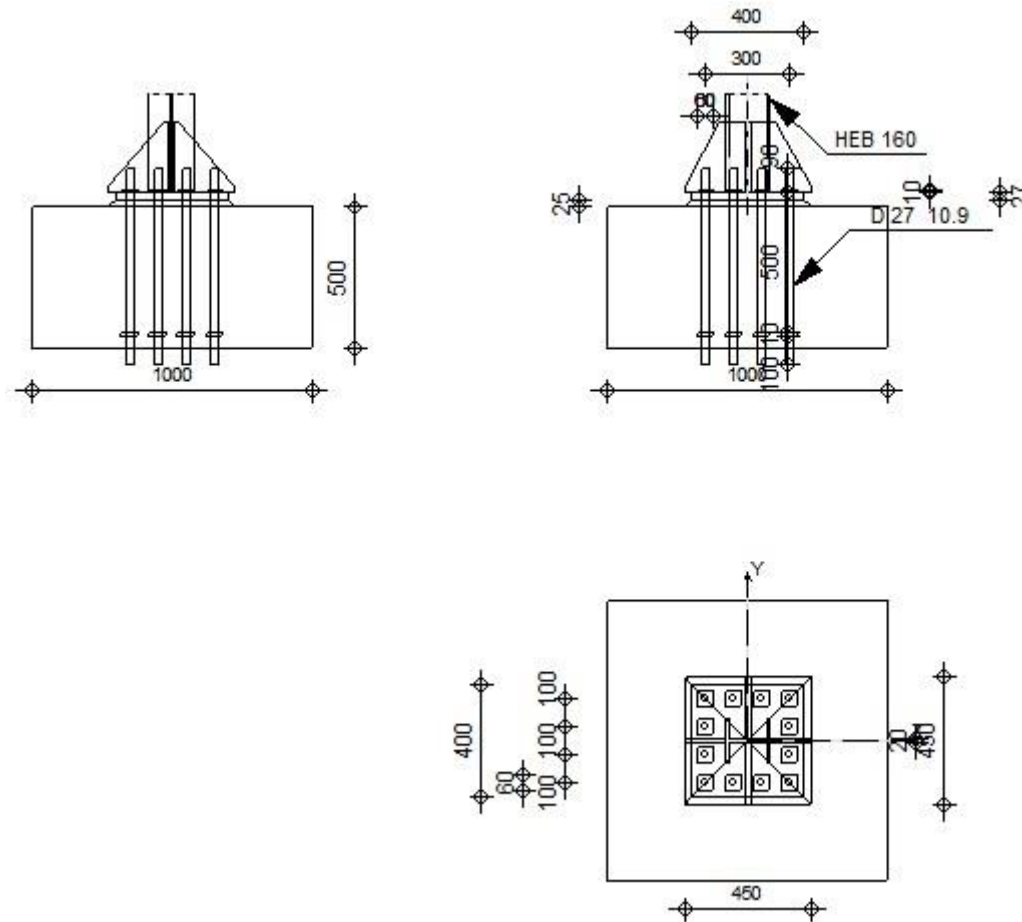
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

**Cálculo de la base de columna empotrada**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design  
Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,46**



## GENERAL

Unión N.º: 5  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 511  
Barras de la estructura: 211

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 211  
 $L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

### ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

## RIGIDIZADOR

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## CIMENTACIÓN

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

### Hormigón

Clase  $H_A - 30$   
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### Capa de arena

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## SOLDADURAS

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## CARGAS

---

Caso: 37: 0.3 \* X -1 \* Y 0.3 \* Z 21\*-0.30+22\*-1.00+23\*0.30

$N_{j,Ed} = 94,98$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = -2,46$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = -2,28$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $M_{j,Ed,y} = -11,35$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = 2,00$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

---

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE



$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]  
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$   
 $F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

**ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN**

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

**RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 0$  ]  
 $F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1:8.4.2.(2)  
 $=$  ] hormigón

**ROTURA DEL BETÓN**

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]  
 $F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

**RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$   
 $F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

**FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]  
 $F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

**RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN**

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

**RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA**

$N_{j,Rd} = 913,32$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$   
 $F_{T,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]  
 $F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$   
 $F_{T,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

**CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)
$M_{j,Rd,y} = 40,50$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,28 < 1,00$	verificado	(0,28)
$M_{j,Rd,z} = 11,26$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,18 < 1,00$	verificado	(0,18)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,46 < 1,00$	verificado	(0,46)

**CIZALLAMIENTO**

**APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

**CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE**

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]  
 $F_{v,Rd,sm} = 77,06$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

**RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA**

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

**DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]  
 $F_{v,Rd,c,z} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

**DESIZALLAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

**CONTROL DEL CIZALLAMIENTO**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 924,78$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verificado (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 924,78$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verificado (0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verificado (0,01)

## CONTROL DE RIGIDIZADORES

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_d = 2,09$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 15,1$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\tau = 18,1$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 31,5$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,11 < 1,00$	verificado (0,11)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_d = 7,85$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 14,7$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\tau = 13,5$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 24,6$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,09 < 1,00$	verificado (0,09)

## SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 11,33$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 11,33$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -0,27$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -0,45$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	verificado (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,06 < 1,00$	verificado (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,05 < 1,00$	verificado (0,05)

## SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 36,02$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 36,02$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 30,32$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 89,14$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,23 < 1,00$	verificado (0,23)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} = 26,76$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26,76$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 22,53$ [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 66,24$ [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,17 < 1,00$	verificado (0,17)

## **SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

### **Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	44,66 [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	44,66 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	38,61 [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	111,59 [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,29 < 1,00 <b>verificado</b> (0,29)

### **Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	20,32 [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	20,32 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	19,94 [MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	53,33 [MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,14 < 1,00 <b>verificado</b> (0,14)

## **RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	16 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	9 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,64	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	18802,84 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	41423,75 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

### **Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	17 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	9 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,08	Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	18802,84 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	14781,46 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

## **COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,46



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

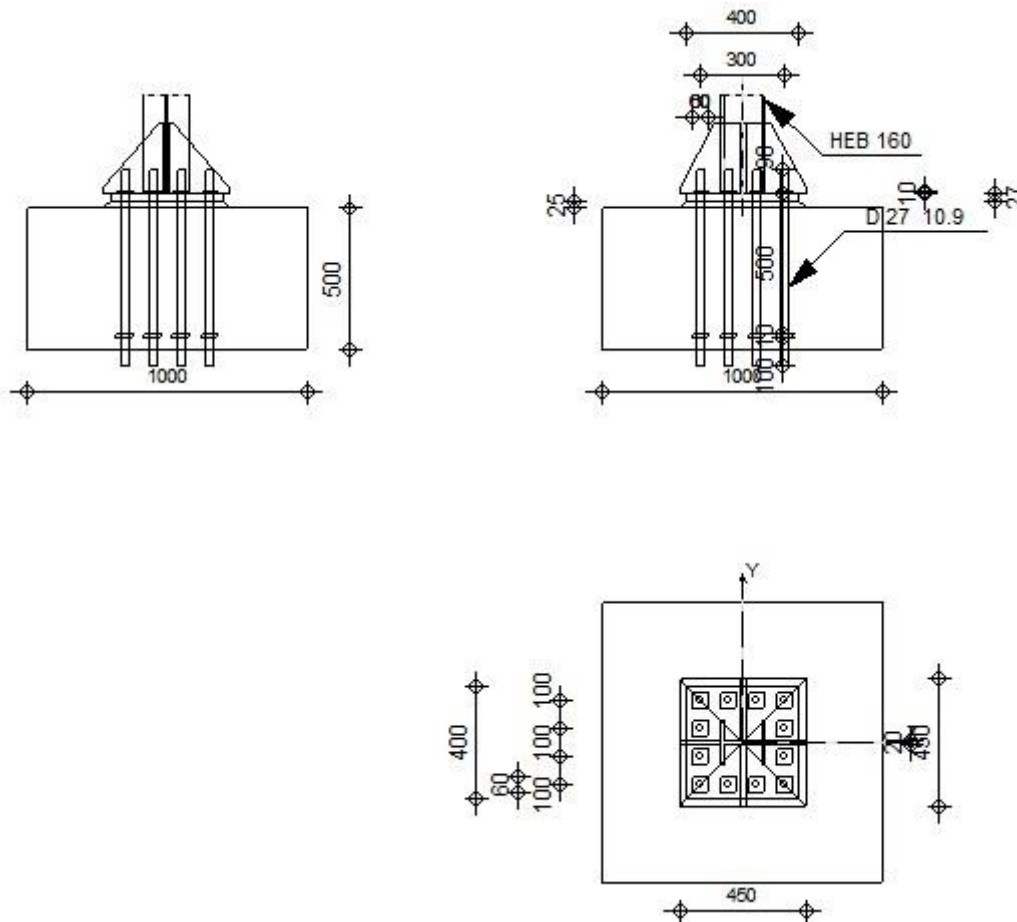
## Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete



Relación  
**0,49**



## GENERAL

Unión N.º: 6  
Nombre de la unión: Pié de pilar engastado  
Nudo de la estructura: 513  
Barras de la estructura: 212

## GEOMETRÍA

### PILAR

Perfil: HEB 160  
Barra N.º: 212  
 $L_c = 3,79$  [m] Longitud del pilar  
Material: S 275

### CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud

$l_{pd} = 400$  [mm] Longitud  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Anchura  
 $t_{pd} = 27$  [mm] Espesor  
Material: S 275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistencia  
 $f_{upd} = 410,00$  [MPa] Límite de resistencia del material

## ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 10.9 Clase de anclajes  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción  
 $d = 27$  [mm] Diámetro del tornillo  
 $n_H = 4$  Número de columnas de tornillos  
 $n_V = 4$  Número de líneas de tornillos  
Separación horizontal  $e_{Hi} = 100;100$  [mm]  
Separación vertical  $e_{Vi} = 100;100$  [mm]

## RIGIDIZADOR

$l_s = 450$  [mm] Longitud  
 $w_s = 450$  [mm] Anchura  
 $h_s = 250$  [mm] Altura  
 $t_s = 20$  [mm] Espesor  
 $d_1 = 20$  [mm] Entalla  
 $d_2 = 20$  [mm] Entalla

## COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coeficiente de seguridad parcial  
 $\gamma_C = 1,50$  Coeficiente de seguridad parcial

## CIMENTACIÓN

$L = 1000$  [mm] Longitud de la cimentación  
 $B = 1000$  [mm] Anchura de la cimentación  
 $H = 500$  [mm] Altura de la cimentación

### Hormigón

Clase HA - 30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión

### Capa de arena

$t_g = 25$  [mm] Espesor de la capa de arena  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Resistencia característica a la compresión  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

## SOLDADURAS

$a_p = 6$  [mm] Pletina principal del pie del pilar  
 $a_s = 6$  [mm] Rigidizadores

## CARGAS

Caso: 37:  $0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z 21*-0.30+22*-1.00+23*0.30$

$N_{j,Ed} = 94,97$  [kN] Esfuerzo axial  
 $V_{j,Ed,y} = 0,42$  [kN] Esfuerzo cortante  
 $V_{j,Ed,z} = 3,90$  [kN] Esfuerzo cortante

$N_{j,Ed} = 94,97$  [kN] Esfuerzo axial  
 $M_{j,Ed,y} = 7,60$  [kN\*m] Momento flector  
 $M_{j,Ed,z} = 8,67$  [kN\*m] Momento flector

## RESULTADOS

### ZONA TRACCIONADA

#### RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]  
 $F_{t,Rd,s2} = 344,25$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 280,91$  [kN] Resistencia del tornillo a la ruptura

#### ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$F_{t,Rd,p} = 315,36$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.3]

#### RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$N_{Rk,c}^0 = 175,7$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]  
 $= 0$  ]

$F_{t,Rd,c} = 81,34$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de EN 1992-1: [8.4.2.(2)]  
 $=$  ] hormigón

#### ROTURA DEL BETÓN

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$  [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 86,55$  [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

#### RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 81,34$  [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

#### FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la pletina en tracción [6.2.4]

#### RESISTENCIA DEL ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

$F_{t,wc,Rd,z} = 305,42$  [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.3.(1)]

#### RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$N_{j,Rd} = 913,32$  [kN] Resistencia de la cimentación en tracción axial [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z} = 304,44$  [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

### CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,10 < 1,00$	verificado	(0,10)
$M_{j,Rd,y} = 31,76$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,24 < 1,00$	verificado	(0,24)
$M_{j,Rd,z} = 34,56$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,25 < 1,00$	verificado	(0,25)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,49 < 1,00$	verificado	(0,49)

### CIZALLAMIENTO

#### APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

$F_{1,vb,Rd,y} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 343,55$  [kN] Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base [6.2.2.(7)]

#### CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$F_{2,vb,Rd} = 91,07$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 76,48$  [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

### RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$F_{v,Rd,cp} = 162,68$  [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

### DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

$F_{v,Rd,c,y} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 181,16$  [kN] Resistencia del hormigón debido a la desctrucción del borde CEB [9.3.1]

### DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Resistencia al deslizamiento [6.2.2.(6)]

### CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 917,71$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **verificado** (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 917,71$  [kN] Resistencia de la unión al cortante CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **verificado** (0,00)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **verificado** (0,00)

## CONTROL DE RIGIDIZADORES

### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_d = 1,93$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 1,93 [MPa] pletina

$\sigma_g = 14,0$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 14,0 [MPa]

$\tau = 16,8$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 16,8 [MPa]

$\sigma_z = 29,1$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 29,1 [MPa] pletina

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,11 < 1,00$  **verificado** (0,11)

### Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_d = 10,0$  [MPa] Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 10,0 [MPa] pletina

$\sigma_g = 18,8$  [MPa] Tensión normal en las fibras superiores EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 18,8 [MPa]

$\tau = 17,3$  [MPa] Tensión tangente en el rigidizador EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 17,3 [MPa]

$\sigma_z = 31,6$  [MPa] Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la EN 1993-1-1:6.2.1.(5)  
 = 31,6 [MPa] pletina

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,12 < 1,00$  **verificado** (0,12)

## SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 10,39$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 10,39$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 0,05$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 0,77$  [MPa] Tensión tangente paralela a  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$  Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,04 < 1,00$  **verificado** (0,04)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  **verificado** (0,05)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,04 < 1,00$  **verificado** (0,04)

## SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

### Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 33,26$  [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 33,26$  [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{||} = 27,99$  [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 82,31$  [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	33,26	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
<b>max</b> ( $\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$ ) / ( $f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ ) $\leq 1.0$ (4.1) 0,21 < 1,00				verificado (0,21)

**Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	34,32	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	34,32	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	28,89	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	84,95	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
<b>max</b> ( $\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$ ) / ( $f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ ) $\leq 1.0$ (4.1) 0,22 < 1,00				verificado (0,22)

**SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**

**Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	41,24	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	41,24	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	35,96	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	103,35	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
<b>max</b> ( $\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$ ) / ( $f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ ) $\leq 1.0$ (4.1) 0,27 < 1,00				verificado (0,27)

**Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	26,06	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	26,06	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	26,92	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	69,93	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
<b>max</b> ( $\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$ ) / ( $f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ ) $\leq 1.0$ (4.1) 0,18 < 1,00				verificado (0,18)

**RIGIDEZ DE LA UNIÓN**

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	16	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,y} =$	9	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,64		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	18802,84	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	41423,75	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

**Flexión debida al momento  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	17	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$k_{15,z} =$	9	[mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,08		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	18802,84	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	14781,46	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

**COMPONENTE MÁS DÉBIL:**

PLETINA DE BASE EN FLEXIÓN

**Unión conforme con la Norma**

Relación 0,49