



ANEJO N.º 04

DISEÑO Y COMPROBACIÓN

ESTRUCTURAL



Índice

ANEJO N.º 04.....	1
DISEÑO Y COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL.....	1
1. GENERALIDADES	9
1.1. OBJETO	9
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	9
2. BASES DE CÁLCULO	11
2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN	11
2.2. REQUISITOS FUNDAMENTALES. VIDA ÚTIL DE PROYECTO	11
2.3. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS	11
2.4. MATERIALES DE PROYECTO	12
2.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD	12
2.5.1. Estados Límite Últimos.....	12
2.5.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	12
2.5.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	12
2.5.2. Estados Límite de Servicio.....	13
2.5.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	13
2.5.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	13
2.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES	13
2.6.1. Coeficientes de simultaneidad.....	13
2.6.2. Combinaciones ELS persistentes o transitorias.....	14
2.6.2.1. Combinación característica – Poco probable.....	14
2.6.2.2. Combinación frecuente.....	14
2.6.2.3. Combinación casi permanente.....	15
2.6.3. Combinaciones ELU persistentes o transitorias.....	15
2.6.4. Combinación accidental. Sismo.	15
3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	15
3.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).....	15
3.1.1. Peso propio	15
3.1.2. Cargas muertas	15
3.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*).....	16
3.2.1. Presolicitaciones	16
3.2.2. Acciones reológicas	16
3.3. ACCIONES VARIABLES (Q).....	18
3.3.1. Sobrecarga de uso	18
3.3.1.1. División de la plataforma en carriles	18
3.3.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos	18
3.3.1.3. Cargas horizontales debidas al frenado y arranque	20
3.3.2. Viento.....	21
3.3.2.1. Velocidad básica del viento.....	21
3.3.2.2. Empuje horizontal del viento	21

3.3.2.3. Empuje vertical del viento	23
3.3.2.4. Empuje longitudinal del viento	23
3.3.2.5. Empuje del viento sobre pilas.....	24
3.3.2.6. Efectos aerolásticos	24
3.3.3. Acción térmica	24
3.3.3.1. Acción térmica en tableros	24
3.3.3.2. Temperaturas máximas y mínimas del aire	25
3.3.3.3. Componente uniforme de la temperatura	26
3.3.3.4. Rango de la componente uniforme de la temperatura	26
3.3.3.5. Diferencia vertical	27
3.3.3.6. Diferencia horizontal	27
3.3.3.7. Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura	27
3.3.4. Nieve.....	28
3.3.5. Acción sísmica.....	29
3.3.5.1. Caracterización del terreno	29
3.3.5.2. Aceleración sísmica horizontal de cálculo	29
3.3.5.3. Espectro de aceleración de la componente horizontal y vertical	29
4. MODELO DE CÁLCULO.....	31
4.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO	31
4.1.1. Coordenadas de nudos y coacciones.....	31
4.1.2. Propiedades de los materiales.....	32
4.1.3. Definición de las secciones	32
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	33
5.1. CONSIDERACIONES GENERALES	33
5.1.1. Limitaciones tensionales.....	33
5.2. HIPÓTESIS DE CARGA PROCESADAS	34
5.2.1. Combinaciones ELS persistentes o transitorias	34
5.2.1.1. Combinación característica – Poco probable.....	34
5.2.1.2. Combinación frecuente	34
5.2.1.3. Combinación casi permanente	34
5.2.2. Combinaciones ELU persistentes o transitorias	34
5.2.3. Combinación accidental. Sismo.	35
5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA	35
5.3.1. Dimensionamiento a nivel sección	36
5.3.2. Huso de paso y encaje de parábolas	38
5.3.3. Momento hiperestático.....	39
5.3.4. Pérdidas instantáneas.....	40
5.3.5. Pérdidas diferidas	43
5.3.6. Pérdidas totales de pretensado.....	44
5.3.7. Resultados finales	45
5.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL PASIVA FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	46
5.4.1. Esfuerzos de dimensionamiento en ELU de resistencia	46
5.4.2. Esfuerzos proceso constructivo	47



5.4.3.	Ley de esfuerzos a considerar para el dimensionamiento de la armadura pasiva	48
5.4.4.	Obtención de la cuantía de cálculo	48
5.4.5.	Cuantías mínimas geométricas y mecánicas	49
5.4.6.	Armado longitudinal dispuesto	50
5.4.7.	Separaciones máximas y mínimas	51
5.4.8.	Longitudes de anclaje y solapo	51
5.5.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL	52
5.5.1.	Esfuerzos de dimensionamiento	53
5.5.2.	Cuantía de cálculo	53
5.5.3.	Cuantías mínimas geométricas y mecánicas	53
5.5.4.	Armadura transversal dispuesta	54
5.5.5.	Separaciones máximas y mínimas	54
5.5.6.	Análisis de la fisuración	54
5.5.7.	Longitudes de anclaje y solapo	55
5.6.	COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE	55
5.6.1.	Comprobaciones V_{u1} y V_{u2}	55
5.6.2.	Cuantía mínima a disponer	57
5.6.3.	Disposiciones geométricas	57
5.7.	COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A TORSIÓN	57
5.7.1.	Ley de esfuerzos pésimos	57
5.7.2.	Clasificación del dominio de la torsión	57
5.7.3.	Comprobación resistente frente a torsión	58
5.8.	ANÁLISIS Y COMPROBACIÓN FRENTE AL SISMO	61
5.8.1.	Frecuencias y modos propios de vibración	61
5.8.2.	Esfuerzos y deformaciones	63
5.9.	COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN	64
5.10.	COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN	64
6.	APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE DILATACIÓN	65
6.1.	APOYOS ELSTOMÉRICOS	65
6.1.1.	Descripción de la solución	65
6.1.2.	Localización de los apoyos elastoméricos	65
6.1.3.	Apoyos elastoméricos de los estribos	65
6.1.3.1.	Características y justificaciones de cálculo	65
6.1.4.	Apoyo elastomérico estribo izquierdo	66
6.1.4.1.	Compresión media máxima	67
6.1.4.2.	Seguridad al deslizamiento	67
6.1.4.3.	Distorsión máxima admisible	68
6.1.4.4.	Rotación máxima admisible	68
6.1.4.5.	Estabilidad en el aparato de apoyo	68
6.1.4.6.	Espesor de las chapas de acero	68
6.1.5.	Apoyo elastomérico estribo derecho	68
6.1.5.1.	Comprobación	69
6.1.6.	Apoyo elastomérico en la pila del paso superior	70
6.1.6.1.	Comprobación	71
6.2.	JUNTAS DE DILATACIÓN	71
6.2.1.	Objeto	71
6.2.2.	Elección y caracterización	72
6.2.3.	Elección y caracterización	72
6.2.4.	Comprobación mediante formulación	72
6.2.4.1.	Movimientos irreversibles	72
6.2.5.	Movimientos reversibles	73
6.2.5.1.	Dilatación y contracción térmica	73
6.2.5.2.	Movimientos totales	73
6.2.6.	Comprobación mediante simulación estructural	74
7.	REFERENCIAS	75

ANEXO 1. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 76

1.	METODOLOGÍA E IMPLMETACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO DE PRETENSADO	77
2.	OBTENCIÓN DEL PRIMER TRAZADO DE PRETENSADO	78
2.1.	SECCIONES DE CONTROL, CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS, LEYES DE ESFUERZOS Y BASES DE CÁLCULO.....	78
2.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1.....	79
2.3.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2.....	80
2.4.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3.....	81
2.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4.....	82
2.6.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5.....	83
2.7.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6.....	84
2.8.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7.....	85
2.9.	FUERZA DE PRETENSADO MÍNIMA Y HUSO DE PASO	86
2.10.	ENCAJE DE PARÁBOLAS Y MOMENTO HIPERESTÁTICO ASOCIADO	87
2.11.	HUSO DE PASO Y TRAZADO DEL CABLE DE PRETENSADO (ITERACIÓN 1)	88
3.	OBTENCION DEL NUEVO TRAZADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO	89
3.1.	ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO OBTENIDOS COMPUTANDO EL PRIMER TRAZADO DE PRETENSADO	89
3.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1 ..	90
3.3.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2 ..	91
3.4.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3 ..	92
3.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4 ..	93
3.6.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5 ..	94
3.7.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6 ..	95
3.8.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7 ..	96
3.9.	FUERZA DE PRETENSADO MÍNIMA Y HUSO DE PASO TRAS COMPUTAR EL MOMENTO HIPERESTÁTICO Y LOS MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO	97
3.10.	ENCAJE DE PARÁBOLAS Y MOMENTO HIPERESTÁTICO ASOCIADO	98
3.11.	HUSO DE PASO Y TRAZADO DEL CABLE COMPUTADO EL MOMENTO HIPERESTÁTICO Y EL MOMENTO ORIGINADO POR LA CURVATURA EN ALZADO.....	99
3.12.	CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS CON EL TRAZADO DEL CABLE CALCULADO	100
4.	OBTENCIÓN DEL TRAZADO DEFINITIVO ITERANDO CON MOMENTO HIPERESTÁTICO CALCULADO Y PÉRDIDAS CALCULADAS PARTIENDO DE LOS RESULTADOS ANTERIORES.....	102
4.1.	ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO PARTIENDO DEL TRAZADO Y FUERZA DE PRETENSADO ANTERIOR	102

4.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1	103
4.3.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2	104
4.4.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3	105
4.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4	106
4.6.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5	107
4.7.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6	108
4.8.	DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7	109
4.9.	FUERZA DE PRETENSADO MÍNIMA Y HUSO DE PASO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS	110
4.10.	ENCAJE DE PARÁBOLA Y MOMENTO HIPERESTÁTICO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS	111
4.11.	CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS REALES DEL TRAZADO FINAL DEL CABLE TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS	112
4.12.	TRAZADO DEFINITIVO DE LOS CABLES DE PRETENSADO TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS Y COMPROBACIÓN DE LAS LIMITACIONES TENSIONALES EN LAS SECCIONES DE CONTROL	114
5.	CÓDIGO IMPLEMENTADO EN VBA PARA EL CÁLCULO COMPLETO DE LA FUERZA DE PRETENSADO Y EL TRAZADO FINAL	115

ANEXO 2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA 125

6.	CUANTÍA DE CÁLCULO CON CalcFlex	126
6.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA PARA LOS ESFUERZOS ELU.....	126
6.2.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA PARA LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA FASE CONSTRUCTIVA	139



Índice de figuras

Figura 1. Sección transversal con la disposición de armaduras activas, pasivas y aligeramientos.	9
Figura 2. Alzado de la solución como paso superior.....	10
Figura 3. Detalle de los aligeramientos de polietileno expandido en una sección.....	10
Figura 4. Detalle del apoyo tipo POT y la junta de dilatación en el estribo derecho.....	11
Figura 5. Recubrimiento mínimo y máximo en armaduras postesas. Figura 37.2.4.2. de la EHE-08	12
Figura 6. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos	12
Figura 7. Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme con los carriles virtuales según la IAP-11.	19
Figura 8. Distribución de vehículos pesados para comprobaciones locales según la IAP-11.....	19
Figura 9. Configuración transversal de las cargas para la obtención de la máxima flexión longitudinal y la máxima torsión concomitante.	20
Figura 10. Configuración transversal de las cargas para la obtención de la máxima flexión transversal sobre la viga longitudinal.....	20
Figura 11. Configuración 3 para la obtención del máximo momento flector transversal positivo en la losa.	21
Figura 12. Coeficiente de fuerza en función de las características geométricas en proyección a un plano perpendicular del empuje del viento del elemento expuesto según la IAP-11.	22
Figura 13. Figura 4.3-a de la IAP-11. Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C].....	25
Figura 14. Figura 4.3-b de la IAP-11. Zonas climáticas de invierno	25
Figura 15. Tasa de amortiguamiento en función de la tipología del paso superior y la combinación de la acción sísmica.	30
Figura 16. Espectro de respuesta elástica horizontal y vertical.....	30
Figura 17. Modelo estructural del tablero.....	31
Figura 18. Modelo estructural del tablero-pila.....	31
Figura 19. Ejes locales de los nudos del modelo implementado	31
Figura 20. Ejes locales de los elementos tipo barra.....	31
Figura 21. Ley de flectores obtenida en el paso superior por una fuerza de compresión axial centrada (KN ·m)	36
Figura 22. Esquema conceptual del proceso de cálculo empleado para el dimensionamiento de la armadura activa	36
Figura 23. Ley de momentos flectores en el momento del tesado.	37
Figura 24. Ley de momentos flectores para la combinación poco probable en servicio.	37
Figura 25. Representación gráfica de la nomenclatura seccional empleada en el cálculo.....	38
Figura 26. Rectas de Magniel para la sección crítica de pretensado.	38
Figura 27. Huso de paso en la última iteración, para una fuerza de pretensado mínima de 69849 KN	39
Figura 28. Encaje de la parábola al huso de paso obtenido del dimensionamiento.	39
Figura 29. Ley de momentos hiperestáticos inducida.	39
Figura 30. Ley de momentos hiperestáticos	39
Figura 31. Representación gráfica de las pérdidas por rozamiento a lo largo de la longitud	41
Figura 32. Pérdidas por penetración de cuñas hasta la distancia c de afección	41
Figura 33. Representación gráfica de las pérdidas por penetración de cuñas.....	42
Figura 34. Representación gráfica de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.....	43
Figura 35. Representación gráfica de las pérdidas diferidas a lo largo de la longitud	44
Figura 36. Representación gráfica de las pérdidas instantáneas, diferidas y totales.	45
Figura 37. Ley de momentos flectores para la combinación poco probable en servicio incluyendo el pretensado	45
Figura 38. Ley de momentos flectores para la combinación frecuente en servicio incluyendo el pretensado.	46
Figura 39. Ley de flectores originada por el pretensado.....	46
Figura 40. Ley de momentos flectores desfavorable en Estado Límite Último.....	46
Figura 41. Ley de momentos flectores en la fase 1 del proceso constructivo.	47
Figura 42. Ley de momentos flectores en la fase 2 del proceso constructivo.	47
Figura 43. Ley de momentos flectores en la fase 3 del proceso constructivo.	48
Figura 44. Envolvente de esfuerzos torsores pésima en ELU.....	57
Figura 45. Características mecánicas torsionales de la sección de los estribos	58
Figura 46. Características mecánicas torsionales de la sección central.	58
Figura 47. Sección Estribo 1.....	61
Figura 48. Primer modo de vibración longitudinal. $f = 1.0922$ Hz	61
Figura 49. Segundo modo de vibración longitudinal. $f = 1.97527$ Hz.....	61
Figura 50. Tercer modo de vibración longitudinal. $f = 4.4658$ Hz	61
Figura 51. Cuarto modo de vibración longitudinal. $f = 6.0008$ Hz.....	62
Figura 52. Primer modo de vibración transversal. $f = 7.8169$ Hz.	62
Figura 53. Segundo modo de vibración transversal. $f = 9.1025$ Hz.	62
Figura 54. Tercer modo de vibración transversal. $f = 42.8743$ Hz.....	62
Figura 55. Cuarto modo de vibración transversal. $f = 25.4235$	62
Figura 56. Ley de momentos flectores producida por la acción sísmica.....	63
Figura 57. Deformación del paso superior debido a la acción sísmica.....	63
Figura 58. Ley de momentos flectores producida por la combinación accidental.....	63
Figura 59. Deformada del paso superior para la combinación frecuente de la sobre carga de uso.....	64
Figura 60. Emplazamiento de los apoyos elastoméricos.	65
Figura 61. Apoyo Armado Standard Tipo 1	65
Figura 62. Apoyo elastomérico en el estribo izquierdo	67
Figura 63. Apoyo tipo POT fijo. Fuente MK4.	69
Figura 64. Apoyo tipo POT. Fuente MK4.	70
Figura 65. Detalle del apoyo tipo POT escogido.	71
Figura 66. Detalle junta de dilatación.	72
Figura 67. Dimensiones de las juntas de dilatación.	72
Figura 68. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo en la sección $x = 0$ m.	126
Figura 69. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 5$ m.	126



Figura 70. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 5$ m.	126
Figura 71. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 5$ m.	126
Figura 72. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 5$ m.	127
Figura 73. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 10$ m.	127
Figura 74. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 10$ m.	127
Figura 75. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 15$ m.	127
Figura 76. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 15$ m.	128
Figura 77. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 20$ m.	128
Figura 78. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20$ m.	128
Figura 79. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.	128
Figura 80. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.	129
Figura 81. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 25$ m.	129
Figura 82. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 25$ m.	129
Figura 83. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 30$ m.	129
Figura 84. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 30$ m.	130
Figura 85. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 35$ m.	130
Figura 86. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 35$ m.	130
Figura 87. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 40$ m.	130
Figura 88. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 40.5$ m.	131
Figura 89. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 45$ m.	131
Figura 90. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 45$ m.	131
Figura 91. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 50$ m.	131
Figura 92. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 50$ m.	132
Figura 93. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 50$ m.	132
Figura 94. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 50$ m.	132
Figura 95. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 54$ m.	132
Figura 96. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 54$ m.	133
Figura 97. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 60$ m.	133
Figura 98. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 60$ m.	133
Figura 99. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60$ m.	134
Figura 100. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 60$ m.	134
Figura 101. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.	134
Figura 102. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.	134
Figura 103. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 67.5$ m.	135
Figura 104. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 67.5$ m.	135
Figura 105. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 70$ m.	135
Figura 106. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 70$ m.	135
Figura 107. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 75$ m.	136
Figura 108. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 75$ m.	136
Figura 109. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 80.5$ m.	136

Figura 110. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 80.5$ m.	136
Figura 111. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.	137
Figura 112. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.	137
Figura 113. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 90$ m.	137
Figura 114. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 90$ m.	137
Figura 115. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 95$ m.	138
Figura 116. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 95$ m.	138
Figura 117. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 100$ m.	138
Figura 118. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 100$ m.	138
Figura 119. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo en la sección $x = 108$ m.	139
Figura 120. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 5$ m.	139
Figura 121. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 5$ m.	139
Figura 122. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 10$ m.	140
Figura 123. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 15$ m.	140
Figura 124. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.	140
Figura 125. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 25$ m.	140
Figura 126.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 30$ m.	141
Figura 127. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 40$ m.	141
Figura 128. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 40.5$ m.	141
Figura 129. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 45$ m.	141
Figura 130. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 50$ m.	142
Figura 131. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 50$ m.	142
Figura 132. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 50$ m.	142
Figura 133.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 50$ m.	142
Figura 134.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 54$ m.	143
Figura 135.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.	143
Figura 136. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 70$ m.	143
Figura 137. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 75$ m.	143
Figura 138. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 80$ m.	144
Figura 139.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 85$ m.	144
Figura 140. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.	144
Figura 141. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 95$ m.	144
Figura 142. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 100$ m.	145
Figura 143. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 105$ m.	145
Figura 144. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 108$ m.	145

Índice de tablas

Tabla 1. Recubrimiento mínimo en mm para las clases de exposición generales III y IV	12
Tabla 2. Materiales de proyecto.....	12



Tabla 3. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Equilibrio	12
Tabla 4. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (1).....	13
Tabla 5. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (2).....	13
Tabla 6. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (1).	13
Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (2)	13
Tabla 8. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (1).....	14
Tabla 9. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (2).....	14
Tabla 10. Coeficientes de simultaneidad de los grupos de tráfico para las sobrecargas de uso según la IAP-11	14
Tabla 11. Pesos específicos de los materiales más comunes en la construcción	15
Tabla 12. Valores del coeficiente K_e	17
Tabla 13. Coeficientes $ads1$ y $ads2$ según velocidad de endurecimiento del cemento	17
Tabla 14. División de la plataforma en carriles virtuales según la IAP-11	18
Tabla 15. División de la plataforma en carriles virtuales según la IAP-11	18
Tabla 16. Acciones a considerar en cada carril virtual y la anchura remanente según la IAP-11	19
Tabla 17. Velocidad básica del viento para el periodo de vida útil del viaducto.	21
Tabla 18. Esbeltez transversal para las secciones críticas del paso superior.	22
Tabla 19. Parámetros k_r , Z_0 [m] y Z_{min} [m] en función del tipo de entorno según la IAP-11.	23
Tabla 20. Parámetros k_r , Z_0 [m] y Z_{min} [m] en función del tipo de entorno.	23
Tabla 21. Empuje vertical del viento sobre el tablero (presión y succión).	23
Tabla 22. Empuje longitudinal del viento.....	24
Tabla 23. Empujes unitarios en puente con altura de pila $H_{max} \leq 10$ metros según la IAP-11	24
Tabla 24. Empuje horizontal sobre pilas	24
Tabla 25. Empujes unitarios en puente con altura de pila $H_{max} \leq 10$ metros según la IAP-11.	24
Tabla 26. Tabla 4.3-a de la IAP-11. Temperatura mínima anual del aire, T_{min} [°C]	26
Tabla 27. Temperatura máxima y mínima del aire para 50 y 100 años de periodo de retorno en °C.....	26
Tabla 28. Incremento máximo y mínimo de temperatura según la IAP-11	26
Tabla 29. Temperatura uniforme máxima y mínima en el tablero en °C.....	26
Tabla 30. Incremento máximo y mínimo de temperatura según la IAP-11	26
Tabla 31. Incremento máximo y mínimo de temperatura para el dimensionamiento de los apoyos según la IAP-11	27
Tabla 32. Valores ($ATM, heat$) y ($ATM, cool$). de la IAP-11	27
Tabla 33. Factor de corrección para distintos espesores según la IAP-11	27
Tabla 34. Diferencia horizontal de temperaturas según la IAP-11	27
Tabla 35. Diferencia de temperatura	27
Tabla 36. Combinación acciones temperatura	28
Tabla 37. Combinación acciones temperatura para el dimensionamiento del apoyo.	28
Tabla 38. Valor del valor característico S_k según la IAP-11	29
Tabla 39. Aceleración sísmica de cálculo	29
Tabla 40. Valores de los periodos limitantes del espectro elástico	30
Tabla 41. Coordenadas de los nudos y coacciones de los mismos.....	32
Tabla 42. Propiedades de los materiales.....	32
Tabla 43. Características mecánicas de las secciones	32
Tabla 44. Variaciones de sección a lo largo del paso superior	33
Tabla 45. Abertura de fisura exigida en función de la clase de exposición y el tipo de tipología de hormigón	33
Tabla 46. Valor de las limitaciones tensionales a cumplir en todas las secciones	34
Tabla 47. Secciones de control establecidas para el dimensionamiento del pretensado	37
Tabla 48. Momentos flectores actuantes en KN·m en el momento del tesado.....	37
Tabla 49. Momentos flectores actuantes en KN·m en servicio	37
Tabla 50. Valor del momento y excentricidad hiperestática.....	39
Tabla 51. Valor del coeficiente de rozamiento μ . Tabla 20.2.2.1.1.a de la EHE-08.....	40
Tabla 52. Valor de la relación. Tabla 20.2.2.1.1.b de la EHE-08	40
Tabla 53. Pérdidas por rozamiento del tendón y la vaina.	40
Tabla 54. Pérdidas por penetración de cuñas	42
Tabla 55. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.	42
Tabla 56. Valor de las pérdidas instantáneas totales	43
Tabla 57. Cálculo de las pérdidas diferidas (KN) a lo largo de la longitud del paso superior para el trazado final de la armadura activa.	44
Tabla 58. Valor de las pérdidas totales que se producirán en la fuerza de pretensado	44
Tabla 59. Datos técnicos sobre los torones del sistema de postensado adherente de la casa DYWIDAG. .	45
Tabla 60. Datos técnicos de la vaina que aloja el pretensado por la casa DYWIDAG.	45
Tabla 61. Momentos flectores (KN·m) para la combinación frecuente y poco probable en servicio incluyendo la acción del pretensado.....	45
Tabla 62. Comprobación tensional en fase de tesado	46
Tabla 63. Comprobación tensional en fase de servicio	46
Tabla 64. Valor de la ley de flectores en KN·m para Estado Límite Último de agotamiento cada 5 m de longitud aproximadamente.....	47
Tabla 65. Valor de la ley de flectores en KN·m para la fase 1 del proceso constructivo cada 5 m de longitud.....	47
Tabla 66. Valor de la ley de flectores en KN·m para la fase 2 del proceso constructivo cada 5 m de longitud aproximadamente	47
Tabla 67. Valor de la ley de flectores en KN·m para la fase 3 del proceso constructivo cada 5 m de longitud aproximadamente.....	48
Tabla 68. Esfuerzos flectores a considerar en el dimensionamiento de la armadura pasiva.	48
Tabla 69. Cuantía de cálculo para la ELU pésima y el proceso constructivo, en cm^2	49
Tabla 70. Cuantía mínima geométrica en tanto por mil sobre la sección bruta de hormigón.....	49
Tabla 71. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas cada 5 m, en cm^2	50
Tabla 72. Cuantía final a disponer en cm^2	50
Tabla 73. Armadura longitudinal. Armado base + Refuerzo.	51



Tabla 74. Coeficiente numérico m	51
Tabla 75. Coeficiente reductor β para el cálculo de la longitud de anclaje.....	52
Tabla 76. Coeficiente α de solapo.....	52
Tabla 77. Longitud de anclaje neta, longitud de solapo y decalaje.	52
Tabla 78. Características de dimensionamiento de la flexión transversal.....	53
Tabla 79. Zonas de dimensionamiento de la flexión transversal.....	53
Tabla 80. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas para la flexión transversal	53
Tabla 81. Armado transversal	54
Tabla 82. Separación y limitaciones de separación entre barras	54
Tabla 83. Momento crítico de fisuración y comprobación de fisuras.	55
Tabla 84. Longitud de anclaje en la cara superior del armado transversal	55
Tabla 85. Longitud de anclaje en la cara inferior del armado transversal.....	55
Tabla 86. Comprobación Vu1.....	56
Tabla 87. Comprobación Vu2 y armadura transversal a disponer.....	57
Tabla 88. Caracterización de la respuesta torsional de la estructura.....	58
Tabla 89. Valores de cálculo de la comprobación de la resistencia de las bielas a compresión frente a la torsión.....	59
Tabla 90. Resistencia de la armadura transversal superior frente a torsión.	59
Tabla 91. Resistencia de la armadura transversal inferior frente a torsión.	59
Tabla 92. Resistencia a torsión de la armadura pasiva longitudinal.....	60
Tabla 93. Resistencia frente a torsión de la armadura activa longitudinal.....	60
Tabla 94. Comprobación resistente a torsión mediante la formulación de Coulomb.....	61
Tabla 95. Frecuencias propias de vibración, porcentaje de masa movilizada en cada modo y clasificación del modo de vibración.	63
Tabla 96. Esfuerzos y deformaciones producidos por el sismo en las secciones críticas.	63
Tabla 97. Deformada de la combinación accidental sísmica.	63
Tabla 98. Comparativa entre la combinación accidental sísmica y la ELU pésima de resistencia.....	64
Tabla 99. Esfuerzos, giro y desplazamientos en los estribos para su dimensionamiento.....	66
Tabla 100. Dimensionamiento de los apoyos elastoméricos del catálogo de MecanoGumba. Estribo izquierdo.....	66
Tabla 101. Esfuerzos, giro y desplazamientos en los estribos para su dimensionamiento.....	69
Tabla 102. Condicionantes para el uso del Apoyo tipo POT fijo según MK4.....	69
Tabla 103. Dimensionamiento de del apoyo central con POT fijo según MK4.	70
Tabla 104. Características del Apoyo tipo POT fijo elegido según MK4.	70
Tabla 105. Esfuerzos, giro y desplazamientos en el apoyo central.....	70
Tabla 106. Condicionantes para el uso del Apoyo tipo POT multidireccional según MK4.....	71
Tabla 107. Dimensionamiento de del apoyo central con POT Multidireccional según MK4.	71
Tabla 108. Características del Apoyo tipo POT multidireccional escogido según MKA.	71

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETO

El objeto del presente anejo es el diseño y dimensionamiento de la solución propuesta de paso superior del enlace de acceso a Mercapalma sobre la Autopista de Llevant (Ma-19). En este anejo, se describirá el diseño planteado, así como la modelización, análisis y comprobación de la solución propuesta.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El diseño propuesto final como solución al paso superior del enlace de acceso a Mercapalma sobre la Autopista del Llevant Ma-19 se compone en un tablero, cuya sección transversal corresponde a una losa aligerada pretensada de canto variable.

La longitud del tablero que se ha estudiado es de un total de 108,1 metros medidos por el eje central de este. Dicha longitud queda dividida en dos vanos de mismo tamaño, 54,05 metros, los cuales quedarán apoyados en la pila central y en los estribos.

La propuesta de tablero para el paso superior está condicionada principalmente a la autopista Ma-19 sobre la cual se va a disponer. Los condicionantes de los alrededores y el entramado de viales que existen y se incluyen en el conjunto de proyectos, nos limita las posibilidades del trazado de este, obligando a realizar un trazado que por estas entre otras razones nos lleva a tomar decisiones que quedan justificadas con tal de salvar el gálibo con la autopista mencionada anteriormente.

Para salvar el gálibo mínimo, además se ha utilizado un canto variable a lo largo del trazado, disminuyendo desde 1,67 metros en el centro de ambos vanos, hasta 2,9 metros de canto en el apoyo central, donde se concentrarán la mayor parte de esfuerzos que se deberán resistir.

Otra de las características de la solución adoptada es el postesado que se realizará a la sección de hormigón mediante 4 cables, que adoptan distintas posiciones en función de los esfuerzos sometidos de la sección a lo largo del tablero. Las vainas se disponen paralelamente, donde el recorrido de las dos más próximas al eje de la sección es completamente vertical, mientras que las que se sitúan más a los extremos de la sección el recorrido que realizan es inclinado ya que la sección losa con las pendientes y los aligeramientos impiden que el recorrido de estos también sea vertical. Este pretensado nos ayudará a reducir y cumplir la limitación de luces que se pueden producir en un puente con las mismas dimensiones, las cuales serían imposibles de cumplir sin el uso del pretensado. Además, este pretensado ayudará a resistir las tracciones que se puedan originar en el tablero de hormigón, y nos permite la elección de esta tipología para salvar el problema planteado. Por razones técnicas, el tesado del paso superior se realizará desde el lado izquierdo, anclándolo al estribo derecho.

La disposición de las vainas se puede apreciar en la siguiente figura:

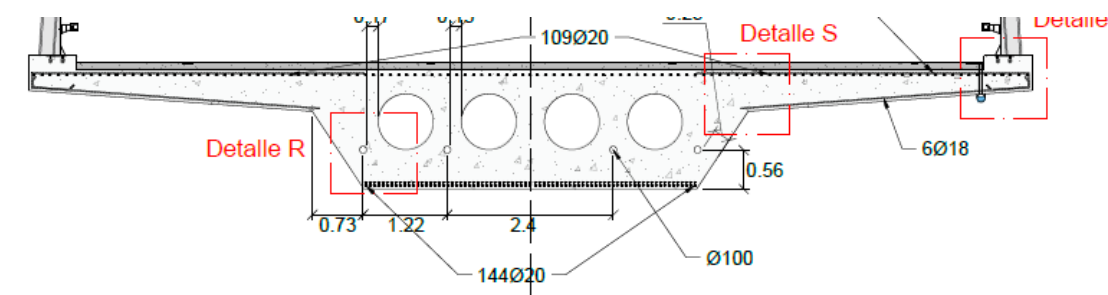


Figura 1. Sección transversal con la disposición de armaduras activas, pasivas y aligeramientos.

El gálibo mínimo de 5,5 metros que se ha de respetar, viene además con una limitación adicional debido no solo a las pendientes longitudinales a lo largo de la rasante, sino a que además el puente, tiene un peralte de 5,53% constante a lo largo del puente, por lo que la distancia vertical entre el paso superior y la Autopista Ma-19 se verá reducido por el peralte. Esta distancia, ha sido comprobada como se puede observar en el *Plano. 03. Planta, alzado y perfil. Alzado* existe una distancia de 5 centímetros entre la parte inferior del tablero y el gálibo, dibujado en el plano, quedando del margen de la seguridad y funcionamiento para el tráfico rodado sobre la autopista.

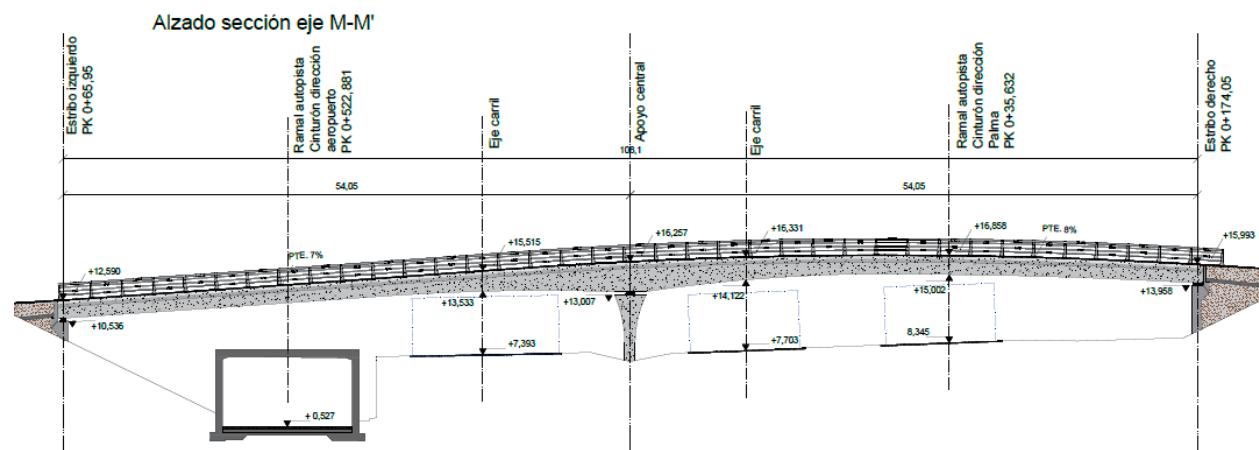


Figura 2. Alzado de la solución como paso superior.

En la *Figura 3. Detalle de los aligeramientos de polietileno expandido en una sección* se puede observar el peralte constante de 5,73% que se ha mencionado anteriormente. El hecho de tener un peralte constante de 5,73% viene impuesto por el trazado característico de este, el cual nos obliga a realizar apoyo en los estribos y en la pila central, dándole inclinación a los elementos de hormigón para poder encajar este efecto del tablero y transmitir los esfuerzos a la cimentación.

Por otro lado, la losa de hormigón postesado se encuentra aligerada en ambos vanos, con el fin de minimizar el peso propio de la estructura y así reducir los esfuerzos que puedan acarrear, debido a que en estas secciones no es necesario tener una sección maciza para resistir los esfuerzos a los que se ve exigido y transmitirlos a la subestructura. Las secciones aligeradas se encuentran en ambos vanos a la misma distancia, a 5 metros desde los estribos y hasta 6 metros antes de llegar a la pila central donde la sección deberá ser maciza para resistir los momentos y cortantes que se exigen. Estas secciones se conforman por cuatro cilindros de polietileno expandido con un radio de 0,4 metros, cuya separación es también de 0,4 metros entre estas. Por otro lado, el centro de los cilindros se encuentra a 0,75 metros desde la parte superior del tablero de hormigón.

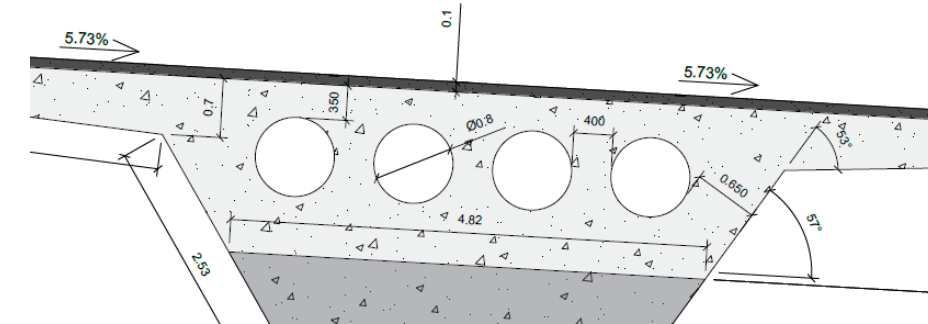


Figura 3. Detalle de los aligeramientos de polietileno expandido en una sección.

El trazado que deberá realizar el paso superior en planta es en forma curvilínea, por lo que esta característica nos induce otro condicionante para la realización del proyecto. Al tener un trazado curvilíneo los estribos no se encuentran enfrentados.

En cuanto al trazado longitudinal, para poder solucionar los problemas de trazado, se han trazado unas pendientes longitudinales excepcionales entre el 7 y el 8%, para poder salvar así los problemas que se encuentran en el emplazamiento.

La losa descansará en el estribo izquierdo sobre dos apoyos elastoméricos armados separados a una distancia de 4 metros desde el centro de esto. Por otro lado, sobre la pila del apoyo central se ha introducido un apoyo tipo POT Multidireccional, el cual permite el movimiento en todos los sentidos, mientras que, en el otro extremo del tablero, este descansará sobre dos apoyos tipo POT fijo, impidiendo el desplazamiento en el plano horizontal del tablero, sujetando así el tablero con el muro frontal.

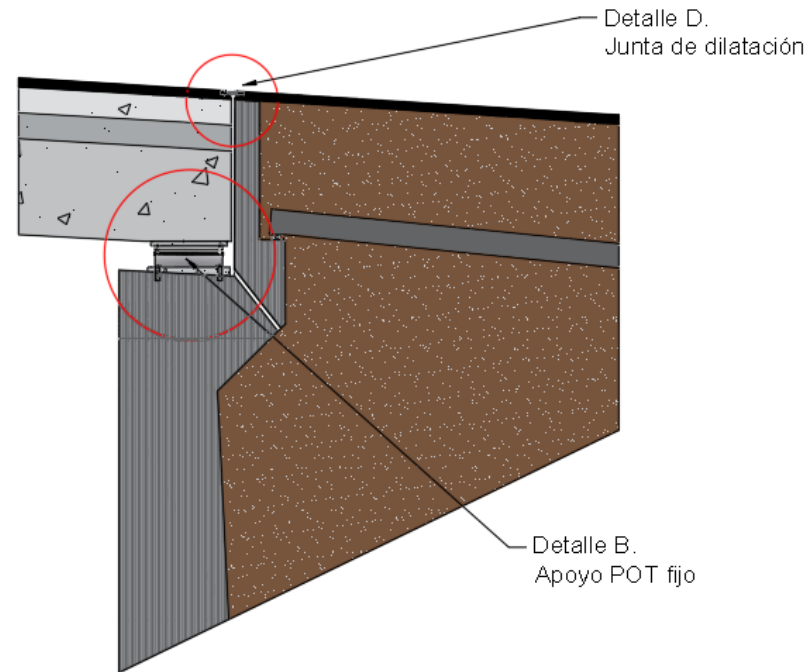


Figura 4. Detalle del apoyo tipo POT y la junta de dilatación en el estribo derecho.

Por último, se diseñarán dos juntas de dilatación en los extremos del tablero, los cuales permitirán al tablero de hormigón, dilatarse y contraerse debido a las variaciones de temperatura a las que se verá expuesto el paso superior.

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN

En el siguiente apartado se pretende discretizar las cargas que se considerarán para el análisis y comprobación de la estructura. Para ello, se utilizará la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*.

En dicha instrucción se pretende definir las acciones y combinaciones, así como los coeficientes de ponderación que se deben considerar para la verificación de puentes de la red de carreteras del Estado.

El cálculo estructural se apoyará en la Instrucción de Hormigón Estructural vigente en España (*EHE-08*).

2.2. REQUISITOS FUNDAMENTALES. VIDA ÚTIL DE PROYECTO

La estructura será proyectada con la capacidad de soportar las acciones a las que pueda quedar solicitada durante la construcción, uso y periodo de vida previsto, con unos costos de conservación y mantenimiento aceptables en su naturaleza.

La vida útil de proyecto para puentes de carretera será de cien (100) años, periodo de tiempo que empieza a partir de la fecha en la que se finaliza su ejecución. Durante dicho periodo, se podrán realizar tareas de mantenimiento, sin requerir operaciones de relativa rehabilitación.

2.3. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS

En la tabla 8.2.2. de la *EHE-08* se exponen las clases generales de exposición. El emplazamiento del paso superior sobre la Ma-19 se encuentra a menos de 5 km de la costa, por tanto, se encuentra en un ambiente IIIa, en el que predomina la corrosión por cloruros presentes en el aire.

Según el artículo 37.2.4.2. de la *EHE-08*, se indica que para armaduras posteadas el recubrimiento de oscilar entre los siguientes valores:

$$c_{min} \geq \begin{cases} a \\ 0,5 b \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_{min} \leq 8 \text{ cm}$$

En la siguiente figura se acota a modo de ejemplo la nomenclatura anterior:

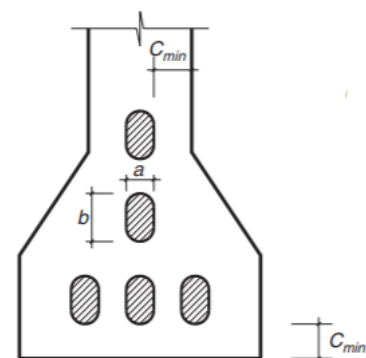


Figura 5. Recubrimiento mínimo y máximo en armaduras postesas. Figura 37.2.4.2. de la EHE-08

En cuanto a las armaduras pasivas, el recubrimiento mínimo a adoptar viene recogido en la tabla 37.2.4.1.b de la EHE-08, mostrada a continuación. Para un ambiente IIIa y una vida útil de 100 años, el recubrimiento mínimo a adoptar es de 65 mm, que puede verse incrementado según el control de ejecución. Estos valores de recubrimiento resultan algo excesivos desde el punto de vista de ejecución del elemento. Con el fin de no disponer de recubrimientos excesivos, se utilizará cemento del tipo III/A en el proyecto, reduciendo así el recubrimiento mínimo a 30 mm.

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_p) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26°	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

Tabla 1. Recubrimiento mínimo en mm para las clases de exposición generales III y IV

Este recubrimiento se incrementará 10 mm, suponiendo un control de ejecución escaso, tal como se indica en el artículo 37.2.4. de la EHE-08, siendo este recubrimiento de:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r \rightarrow r_{nom} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

2.4. MATERIALES DE PROYECTO

Los materiales de proyecto son los siguientes:

	Hormigón	Acero activo	Acero pasivo
Tablero	HP-45/B/20/IIIa	Y 1670 S7	B500S

Tabla 2. Materiales de proyecto.

2.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

2.5.1. Estados Límite Últimos

2.5.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes parciales de seguridad a adoptar en los materiales empleados son los siguientes:

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

Figura 6. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

2.5.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Para las acciones analizadas en combinación de equilibrio, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN	EFECTO		
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G^*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Tabla 3. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Equilibrio

Para las acciones analizadas en combinación de resistencia, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:



ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1.0	1.35
	Carga muerta	1.0	1.35
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	1.0	1.0/1.2 ⁽³⁾ /1.3 ⁽⁴⁾
	Pretensado P_2	1.0	1.35
	Otras presolicitaciones	1.0	1.0
	Reológicas	1.0	1.35
	Empuje del terreno	1.0	1.5
	Asientos	0	1.2/1.35 ⁽⁵⁾
	Rozam. de apoyos desliz.	1.0	1.35

Tabla 4. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (1).

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1.35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1.5
	Acciones climáticas	0	1.5
	Empuje hidrostático	0	1.35
	Empuje hidrodinámico	0	1.5
	Sobrecargas de construcción	0	1.35

Tabla 5. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (2).

2.5.2. Estados Límite de Servicio

2.5.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

2.5.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Para las acciones evaluadas en servicio, los coeficientes de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1.0	1.0
	Carga muerta	1.0	1.0
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	0.9 ⁽¹⁾	1.1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1.0	1.0
	Otras presolicitaciones	1.0	1.0
	Reológicas	1.0	1.0
	Empuje del terreno	1.0	1.0
	Asientos	0	1.0
	Rozam. de apoyos desliz.	1.0	1.0

Tabla 6. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (1).

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1.0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1.0
	Acciones climáticas	0	1.0
	Empuje hidrostático	0	1.0
	Empuje hidrodinámico	0	1.0
	Sobrecargas de construcción	0	1.0

Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (2)

2.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

2.6.1. Coeficientes de simultaneidad

Para la definición de las combinaciones se ha de tener en cuenta la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso para los grupos de carga de tráfico que se indican en la siguientes tablas:

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0.75	0.75	0
	gr 1, Cargas verticales			
	Sobrecarga uniforme	0.4	0.4	0/0.2 ⁽¹⁾
	Carga en aceras	0.4	0.4	0
	gr 2, Fuerzas Horizontales	0	0	0
	gr 3, Peatones	0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0
Sobrecarga de uso en pasarelas		0.4	0.4	0

Tabla 8. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (1)

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0.6	0.2	0
		En construcción	0.8	0	0
		En pasarelas	0.3	0.2	0
Acción térmica	T_k	0.6	0.6	0.5	
Nieve	$Q_{sn,k}$	En construcción	0.8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1.0	1.0	1.0
		Empuje hidrodinámico	1.0	1.0	1.0
Sobrecarga en construcción	Q_c	1.0	0	1.0	

Tabla 9. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (2)

GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	–	–	–	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	–	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	–
gr 3 (Peatones)	–	–	–	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

- (1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo
(2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:
 $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados
 $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Tabla 10. Coeficientes de simultaneidad de los grupos de tráfico para las sobrecargas de uso según la IAP-11

2.6.2. Combinaciones ELS persistentes o transitorias

2.6.2.1. Combinación característica – Poco probable

La combinación característica (poco probable o rara) que habrá que utilizar según la IAP-11 es la

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G^*,m} * G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \varphi_{0,i} * Q_{k,i}$$

2.6.2.2. Combinación frecuente

La combinación frecuente que habrá que utilizar según la IAP-11 es la siguiente:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G^*,m} * G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} * \varphi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,j} * \varphi_{2,j} * Q_{k,j}$$

2.6.2.3. Combinación casi permanente

La combinación casi permanente que habrá que utilizar según la IAP-11 es la siguiente:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G^*,m} * G^*_{k,m} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,j} * \varphi_{2,i} * Q_{k,j}$$

2.6.3. Combinaciones ELU persistentes o transitorias

Las combinaciones persistentes o transitorias, tanto para el análisis de resistencia como para el de equilibrio, que habrá que utilizar según la IAP-11 son las siguientes:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G^*,m} * G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \varphi_{0,i} * Q_{k,i}$$

2.6.4. Combinación accidental. Sismo.

La combinación accidental en estado límite último que habrá que utilizar según la IAP-11 es la siguiente:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G^*_{k,m} + \varphi_{2,i} * Q_{k,i} + A_{ED}$$

La combinación sísmica se realiza según lo dispuesto en el apartado 4.2.4.3. de la NCSP-07. En dicho apartado, se indica alternativamente la utilización como acción sísmica de proyecto A_{ED} la peor de las siguientes tres combinaciones:

$$A_{Ex} \cup 0.30 \cdot A_{Ey} \cup 0.30 \cdot A_{Ez}$$

$$0.30 \cdot A_{Ex} \cup A_{Ey} \cup 0.30 \cdot A_{Ez}$$

$$0.30 \cdot A_{Ex} \cup 0.30 \cdot A_{Ey} \cup A_{Ez}$$

3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

3.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas que se entienden como permanentes son las producidas por el peso de los distintos elementos que forman el paso superior. Estas se clasifican a efectos de cálculo como peso propio y cargas muertas.

3.1.1. Peso propio

El peso propio que se considera corresponde a los elementos estructurales y el valor característico al peso propio se puede deducir de la siguiente tabla, extraída de la IAP-11.

MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	PESO ESPECÍFICO (KN/m ³)
Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito y caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahrros, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

Tabla 11. Pesos específicos de los materiales más comunes en la construcción

La carga considerada como peso propio corresponde a Hormigón pretensado, cuyo valor característico es:

$$PP = 25 \text{ kN/m}^3$$

3.1.2. Cargas muertas

Las cargas muertas son todos los elementos que se encuentran sobre el tablero del puente apoyándose en elementos estructurales, por lo que se consideran no estructurales. Estos elementos, entre otros, pueden ser los siguientes:

- Pavimento de la calzada.
- Aceras.
- Elementos de contención como barreras y barandillas.
- Dotaciones viales.
- Conducciones de servicio.

A pesar de que estos elementos no forman parte de la función estructural, son necesarios para el buen funcionamiento final del paso superior por lo que su peso debe tenerse en cuenta para el cálculo, ya que pueden tener un efecto significativo sobre el puente.

Para el cálculo de las cargas muertas de nuestro paso superior se han tenido en cuenta varios aspectos y limitaciones:

- Los pesos específicos que se encuentra en la *Tabla 1. Pesos específicos de los materiales más comunes en la construcción.*, extraída de la normativa IAP-11 sobre puentes de carreteras.
- Pavimentos. El espesor máximo del pavimento bituminoso no será en ningún caso superior a 10cm, salvo aprobación expresa de la dirección general de carreteras. Para esta acción, se deben tomar dos valores extremos:
 - Valor inferior: determinado con los espesores teóricos.
 - Valor superior: determinado con un aumento del 50% de los espesores teóricos estudiados en proyecto.Además, el valor estimado para el peso de los pavimentos será el mismo para toda la estructura.
- Conducciones: para la carga muerta de las tuberías y otros servicios similares que necesite el puente para su correcto funcionamiento se tendrán también en cuenta dos valores extremos:
 - Valor inferior: determinado por el -20% de desviación respecto a su valor medio.
 - Valor superior: determinado por el +20% de desviación respecto a su valor medio.

El valor resultante de las cargas muertas son los siguientes:

- Elementos de contención
Pretil APE-38 (H4b-W4-B) según el catálogo de Asebal se considera una carga 5 kN/ml. A ambos lados y a lo largo de todo el puente de 108,1 metros.
$$G_{cont} = 5 \text{ kN/ml}$$
- Pavimentos
La sección de firme que se proyecta es de 10 cm sobre paso de estructuras, por lo que las dos posibles solicitaciones debido al pavimento son las siguientes:

$$G_{pav,inf} = 0,10 \cdot 23 = 2,3 \text{ kN/m}^2$$
$$G_{pav,sup} = G_{pav,inf} + G_{pav,inf} \cdot 0,5 = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

3.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

3.2.1. Presolicitaciones.

- Pretensado.
A efectos de aplicación de la instrucción comentada anteriormente, la carga que ha de ser introducida corresponde al pretensado correspondiente dentro del canto de la estructura, y se considerará lo especificado en la vigente Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).

Después del proceso iterativo que se adjunta como APÉNDICE XXXXX, la carga resultante es la siguiente:

$$G_{pret,1} = 9168 \text{ kN/ml}$$

3.2.2. Acciones reológicas

En este apartado se tendrán en cuenta las acciones reológicas de retracción y fluencia del hormigón. Se tratan de acciones que generan deformaciones no instantáneas, es decir que dependen del tiempo.

Para la evaluación del valor de retracción, han de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

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

Donde;

ε_{cs} = Deformación de retracción por secado.

ε_{cs} = Deformación de retracción autógena.

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

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

Donde;

t = Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.

t_s = Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días.

β_{ds} = Coeficiente evolución temporal que se obtiene a través de la siguiente fórmula:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot e^{\frac{3}{2}}}$$

e = Espesor medio en milímetros.

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

Donde;

A_c = Área de la sección transversal.

u = Perímetro en contacto con la atmósfera.

ke = Coeficiente que depende del espesor medio

e	ke
100	1
200	0,85
300	0,75
>500	0,7

Tabla 12. Valores del coeficiente ke

$\varepsilon_{cd,\infty}$ = Coeficiente de retracción a tiempo infinito que se obtiene como:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

Según la humedad relativa, el valor de β_{HR} se calcula del siguiente modo:

$$\beta_{HR} = 0,25 \text{ si } HR \geq 99\%$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left(1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3\right) \text{ si } HR < 99\%$$

Donde;

HR = Humedad relativa en tanto por ciento.

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

α_{ds1} y α_{ds2} = dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento.

	Velocidad de endurecimiento del cemento		
	Lento	Normal	Rápido
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,12	0,11

Tabla 13. Coeficientes α_{ds1} y α_{ds2} según velocidad de endurecimiento del cemento

Por otra parte, la componente autógena puede calcularse del siguiente modo:

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

Donde;

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{ds}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

Donde, para distintos valores de variables involucradas, tomando como origen el final del curado, es decir 7 días, se puede obtener según las tablas 39,7 c y d del EHE-08, o interpolando entre los datos de estas.

La fluencia del hormigón se debe a una tensión o deformación constante en el tiempo, para una tensión constante menor que 0,45fcm aplicada en un tiempo determinado (t_0) la cual puede estimarse según el siguiente criterio:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma(t_0) \left(\frac{1}{E_{c,t_0}} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right)$$

El primer sumando del paréntesis representa la deformación instantánea para una tensión unidad, y el segundo la de fluencia, siendo;

$$\sigma(t_0) = \text{tensiones en el rango lineal} < 0,45 f_{cm,t_0}$$

Humedad relativa entre el 40 y el 100%

Temperaturas entre 5 y 30°C

Hormigones entre 12 y 80 MPa siempre que no se utilice humo sílice.

E_{c28} , Módulo de deformación longitudinal instantánea hormigón, tangente en origen, a los 28 días de edad

E_{c,t_0} Módulo de deformación longitudinal secante del hormigón en el instante t_0 de aplicación de la carga

$$E_c = \beta_E * E_{cm}$$

Donde;

$$E_{cm} = 8500 * \sqrt[3]{f_{cm}}$$

$$\beta_E = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1,175$$

$\varphi(t, t_0)$, Coeficiente de fluencia; expresa la deformación diferida en relación a la deformación elástica (valores típicos oscilan entre 2 y 6, para la máxima fluencia alcanzada).

El coeficiente de fluencia puede obtenerse mediante la siguiente formulación:

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

Donde;

$$\varphi_o = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \quad \text{Coeficiente básico de fluencia}$$

Siendo;

$$\varphi_{HR} = \text{coeficiente de influencia de la humedad relativa (HR)}$$

Para valores de $f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot e_o^{\frac{1}{3}}} \right]$$

Para valores de $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot h_o^{\frac{1}{3}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

Por otro lado;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} \quad \text{Factor que permite tener en cuenta la resistencia hormigón en fluencia}$$

$$\beta(t_o) = \left[\frac{1}{0,1 + t_o^{0,2}} \right] \quad \text{Factor de influencia de la edad de carga en fluencia}$$

$$\beta_c(t - t_o) = \left[\frac{(t - t_o)}{\beta_H + (t - t_o)} \right]^{0,3} \quad \text{Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo}$$

Para valores de $f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$

$$\beta_H = 1,5 \cdot h_o \cdot [1 + (0,012 \cdot HR)^{18}] + 250 \leq 1500$$

Para valores de $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$

$$\beta_H = 1,5 \cdot h_o \cdot [1 + (0,012 \cdot HR)^{18}] + 250 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

Y donde α_1 , α_2 y α_3 tiene en cuenta la influencia de la resistencia con el hormigón

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \geq 1 \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \geq 1 \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \geq 1$$

3.3. ACCIONES VARIABLES (Q)

3.3.1. Sobrecarga de uso

3.3.1.1. División de la plataforma en carriles

La sobrecarga de uso se establecerá según la IAP-11, válida para longitudes cargadas de vanos inferiores a 200 metros, como es nuestro caso (54,05). Para definir las acciones solicitantes es necesario definir los carriles virtuales donde se aplicarán las cargas y la magnitud de estas en cada uno de ellos.

Para la definición de los carriles virtuales se dispone de la siguiente tabla:

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (W)	NUMERO DE CARRILES VIRTUALES (W ₁)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (W ₁)	ANCHURA REMANENTE
w - 5,4m	n ₁ = 1	3m	w - 3m
5,4 ≤ w < 6m	n ₁ = 2	w/2	0
w ≥ 6m	n ₁ = ent(w/3)	3m	w - 3n ₁

Tabla 14. División de la plataforma en carriles virtuales según la IAP-11

El viaducto presenta una anchura de plataforma de 14,5 metros, computándose los pretiles cuya área de trabajo es 1 metro. Por tanto, el número de carriles virtuales, la anchura de carril virtual y la anchura remanente son las siguientes:

Proporciones de los carriles virtuales	
N.º de carriles virtuales	4
Anchura del carril virtual	3 m
Anchura del área remanente	0,5 m

Tabla 15. División de la plataforma en carriles virtuales según la IAP-11

Una vez obtenidas las dimensiones de los carriles virtuales y de la anchura remanente, se procede a definir las cargas actuantes en cada uno de ellos. Por conveniencia, el carril 1 será aquel que presente efecto más desfavorable, el segundo más desfavorable corresponderá al carril virtual 2, y así sucesivamente.

3.3.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

En la siguiente tabla se recogen las acciones solicitantes que se consideran en cada carril virtual y en la anchura remanente.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO ($2Q_{ik}$) kN	SOBRECARGA UNIFORME ($2Q_{ik}$) kN
CARRIL VIRTUAL 1	2x300	9,0
CARRIL VIRTUAL 2	2x200	2,5
CARRIL VIRTUAL 3	2x100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Tabla 16. Acciones a considerar en cada carril virtual y la anchura remanente según la IAP-11

El tren de cargas correspondiente a los vehículos pesados y a la sobrecarga uniforme se recoge en la siguiente figura de la IAP-11:

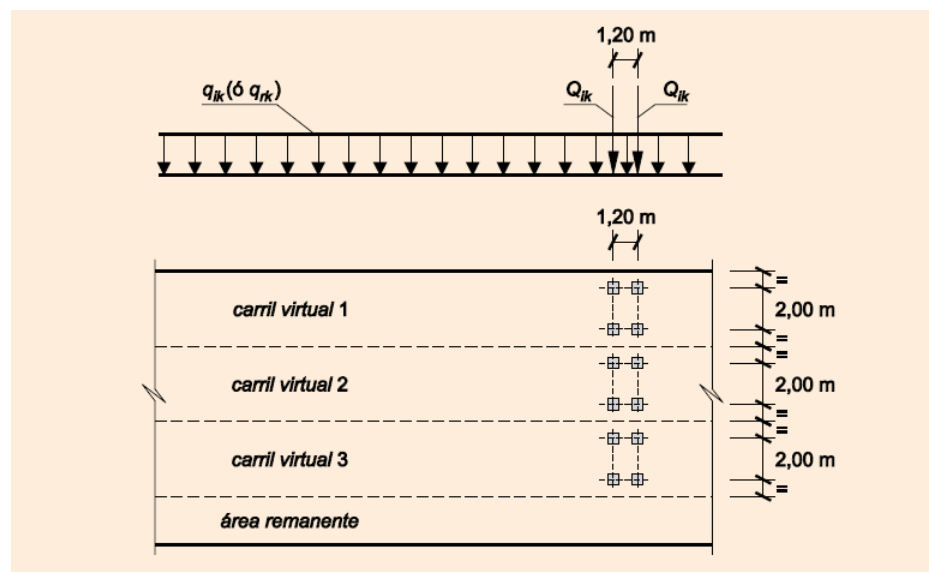


Figura 7. Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme con los carriles virtuales según la IAP-11.

Por otro lado, para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda se colocará uniformemente distribuida sobre un área de 0,4m x 0,4m, repartiendo la carga a través de la losa del tablero.

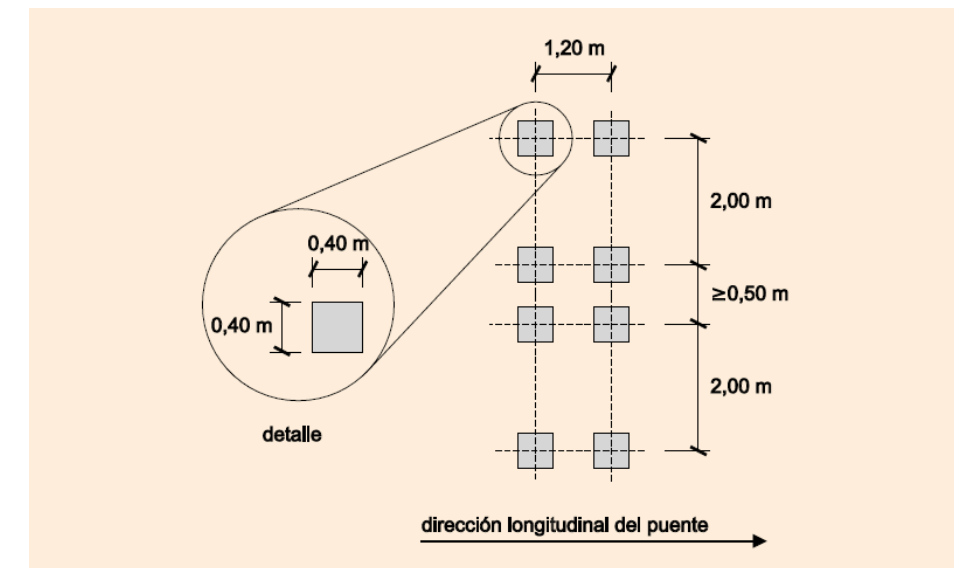


Figura 8. Distribución de vehículos pesados para comprobaciones locales según la IAP-11.

De este modo, se procede a definir los carriles virtuales y la anchura remanente, además de las acciones que actúan en cada uno, se procederá a combinar la posición de estos según el efecto más desfavorable que se pretenda estudiar sobre el paso superior

A continuación, se muestran las combinaciones a considerar para el cálculo y dimensionamiento de la estructura.

- **Flexión longitudinal.**

Con el objetivo de analizar la máxima flexión asociada a la máxima torsión concomitante en el tablero del paso superior, se disponen los carriles virtuales lo más próximo a los extremos, desplazando así las cargas lo máximo posible del centro de esfuerzo cortantes. A nivel de obtener la máxima flexión basta con cargar toda la sección.

De esta forma la disposición transversal de las cargas es la siguiente:

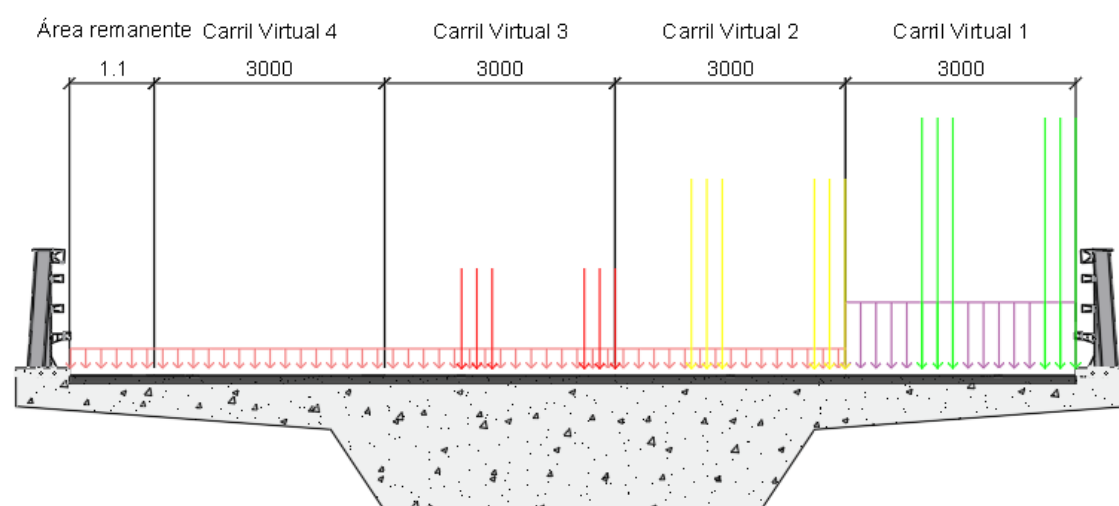


Figura 9. Configuración transversal de las cargas para la obtención de la máxima flexión longitudinal y la máxima torsión concomitante.

A nivel global, la determinación de los esfuerzos más desfavorables depende de las condiciones de contorno y cinemáticas para cada esfuerzo. En el caso de la flexión se trata de una viga apoyada de dos vanos de luces simétricas, donde para obtener el máximo flector positivo basta con cargar únicamente un vano y para la flexión negativa se cargará toda la longitud del tablero, originándose éste en el apoyo intermedio.

Respecto a la torsión, las condiciones de contorno y cinemáticas son las mismas, ya que en el apoyo intermedio no se permite el giro. Así mismo, el caso evaluado para la máxima flexión negativa también produce el máximo momento torsor en el apoyo intermedio.

- **Flexión transversal sobre la viga longitudinal.**

En cuanto a la flexión transversal sobre la viga longitudinal, bastaría con cargar el voladizo con la sobrecarga uniforme además de las cargas puntuales en este extremo.

Para conocer la posición más desfavorable se va a proceder a incluir el carril virtual 1, y parte del carril virtual 2, ya que el voladizo no alcanza para la inclusión de ambos carriles sobrecargados.

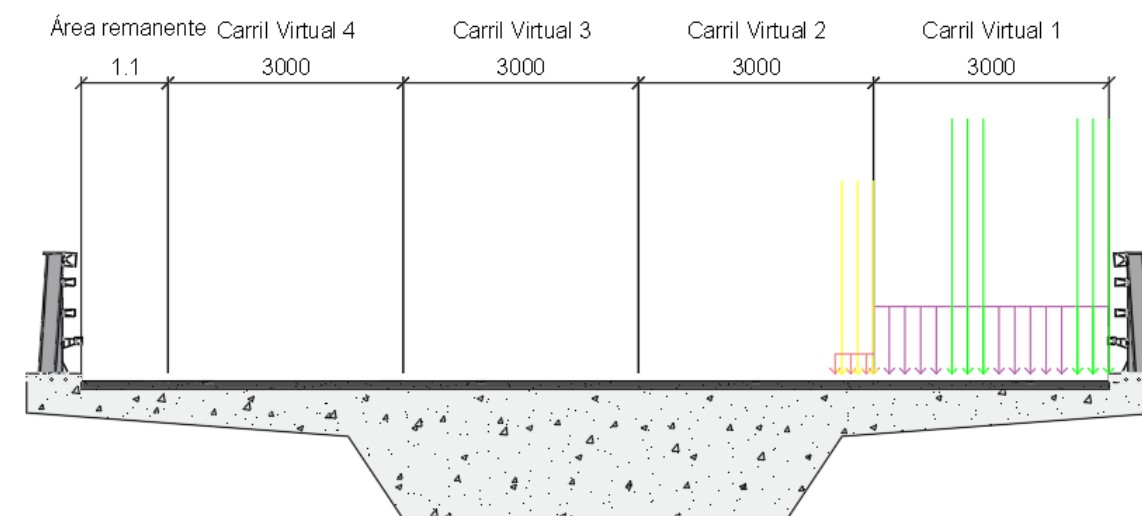


Figura 10. Configuración transversal de las cargas para la obtención de la máxima flexión transversal sobre la viga longitudinal.

3.3.1.3. Cargas horizontales debidas al frenado y arranque

Las cargas que se originan debidas al frenado y arranque de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal del tablero, que se aplicará en la superficie del pavimento. Para considerar los esfuerzos más desfavorables, teniendo en cuenta que en nuestro paso superior existen carriles con ambos sentidos de dirección, se proyectará como sentido único para obtener una hipótesis más desfavorable.

Por lo tanto, este valor característico Q_{IK} será igual a una tracción del valor de esta carga, que se considere actuando sobre el carril virtual 1.

La expresión utilizada para el cálculo de este valor es la siguiente:

$$Q_{IK} = 0,6 * Q_{1K} + 0,1 * q_{1K} * w_1 * L$$

Donde,

Q_{1K} = Vehículo pesado en el carril virtual 1

q_{1K} = Sobrecarga uniforme en el carril virtual 1

w_1 = Ancho carril virtual 1

L = Longitud o distancia entre juntas contiguas, o del mismo puente en caso de no existir esta.

Para el caso en el que el carril virtual sea de 3 metros, la expresión queda como:

$$Q_{IK} = 360 + 2.7 \cdot L$$

De esta forma el valor de la tracción y arranque a considerar es de

$$Q_{IK} = 360 + 2.7 \cdot L = 360 + 2.7 \cdot 108,1 = 651,87 \text{ kN/m}$$

El valor de Q_{IK} está comprendido en el rango que dicta la IAP-11. Siendo este 180 y 900 kN.

3.3.2. Viento

Según la norma IAP-11, la acción del viento debe considerarse como una acción estática equivalente, siempre y cuando las luces del vano sean inferiores a 200 metros, por lo que nosotros aplicaremos la acción estática a nuestro paso superior.

3.3.2.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento se define como una magnitud escalar y corresponde con la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, para un periodo de retorno de 50 años, en la cual habrá que tener en cuenta dos coeficientes correctores como es la estación del año y la dirección del viento. Dichos coeficientes, a falta de estudios más precisos se pueden tomar igual a 1.

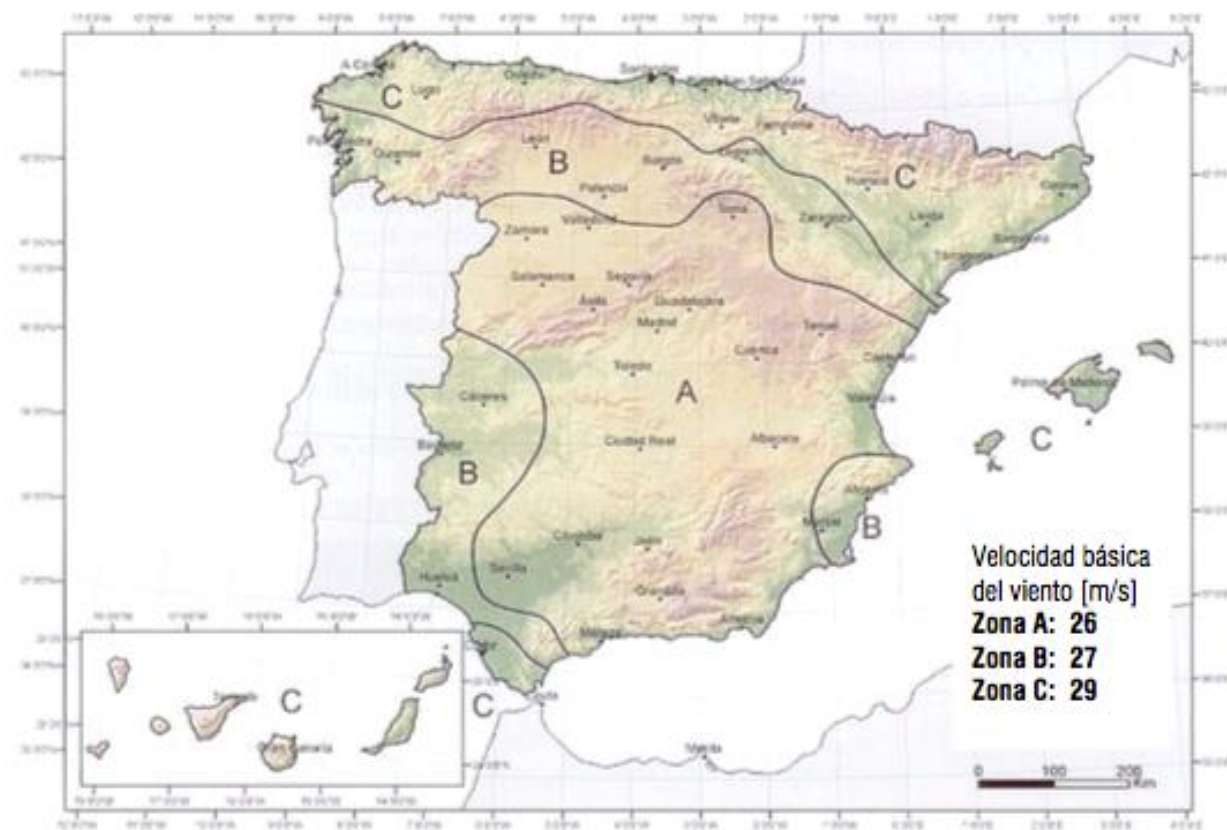


Figura 11. Configuración 3 para la obtención del máximo momento flector transversal positivo en la losa.

De esta forma, la velocidad básica del viento en Mallorca para un periodo de retorno de 50 años es la siguiente:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 29 = 29 \text{ m/s}$$

Puesto a que la vida útil de los pasos superiores de carretera según la IAP-11 han de ser de 100 años, y la velocidad básica se calcula para un periodo de retorno de 50 años, se debe utilizar la siguiente expresión que permite calcular la velocidad básica para un periodo de retorno diferente a 50 años, en nuestro caso 100 años.

$$V_b(T) = V_b \cdot C_{prob}$$

Donde, C_{prob} adopta la siguiente expresión:

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T})]}{1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - \frac{1}{50})]} \right)^{\frac{1}{2}}$$

En la siguiente tabla se adjunta el valor de dicho coeficiente junto con la velocidad básica para un periodo de retorno de 100 años.

Obtención de la velocidad básica de cálculo	
V_b (100 años)	30,12 m/s
C_{prob}	1,04

Tabla 17. Velocidad básica del viento para el periodo de vida útil del viaducto.

3.3.2.2. Empuje horizontal del viento

Respecto al empuje horizontal producido por el viento se determinará para cada elemento por separado. La expresión siguiente nos permite obtener dicho empuje:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_f \cdot A_{ref}$$

Donde:

F_w = Empuje horizontal del viento en N

$\rho \cdot V_b^2(T)$ = Presión de la velocidad básica del viento ($\frac{N}{m^2}$)

ρ = Densidad del aire ($1,25 \frac{Kg}{m^3}$)

$V_b(T)$ = Velocidad básica del viento $\left(\frac{m}{s}\right)$ para un periodo de retorno T

C_f = Coeficiente de fuerza

A_{ref} = Área de referencia (Área expuesta al viento)

$C_e(z)$ = Coeficiente de exposición en función de la altura z

Donde, el coeficiente de exposición se obtiene de las siguientes expresiones, proporcionadas por la IAP-11:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{Z}{Z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \right] \quad \text{para } Z \geq Z_{min}$$

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \right] \quad \text{para } Z < Z_{min}$$

Donde:

Z_0 = Longitud de la rugosidad según la tabla 9

c_0 = Factor de topografía. Se adoptará 1,1

k_r = Factor del terreno según la tabla 9

Z_{min} = Altura mínima según la tabla 9

K_l = Factor de turbulencia, el cual adopta el valor de 1,0

Z = Altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente en metros.

El coeficiente de fuerza se obtiene en función de la geometría, tal y como se indica en la figura 6. La geometría del tablero pese a no ser rectangular, se adoptará la forma rectangular, considerando más desfavorable frente a otras secciones a lo largo de su longitud.

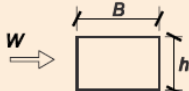

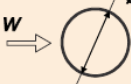

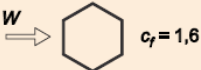
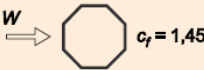




	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	≥ 10	
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9	
	 sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m/s}$ $c_f = 0,7$									
	sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m/s}$ $c_f = 1,2$									
										
	$c_f = 1,8$		$c_f = 1,6$		$c_f = 1,45$		$c_f = 1$			
										
	$c_f = 1,6$		$c_f = 2,2$		$c_f = 2$					

Figura 12. Coeficiente de fuerza en función de las características geométricas en proyección a un plano perpendicular del empuje del viento del elemento expuesto según la IAP-11.

En la siguiente tabla se muestran las relaciones de la esbeltez transversal B/h para las secciones más extremas del paso superior, las secciones de mayor y menor canto.

SECCIONES	B/h	C_f
SECCIÓN MAYOR CANTO	5,047	1,0
SECCIÓN MENOR CANTO	8,678	0,926

Tabla 18. Esbeltez transversal para las secciones críticas del paso superior.

Ya que el paso superior es de canto variable, el área de referencia varía en función del canto y a su vez del empuje horizontal del viento. Para simplificar la implementación y quedarnos del lado de la seguridad adoptaremos el empuje del viento constante a lo largo de toda la longitud del paso superior, siendo el valor de éste el más desfavorable que pueda darse, es decir, donde haya mayor superficie de exposición al viento y mayor coeficiente de fuerza.

De esta forma, la sección más desfavorable corresponde a la sección 1, que presenta un área de exposición de $310,5 \text{ m}^2$ y un coeficiente de fuerza de 1.

Teniendo en cuenta que en el entorno donde se ubica el viaducto es tipo 0, ya que nos encontramos una zona expuesta a mar abierto, ya que se encuentra a menos de 2km de la costa, y según la siguiente tabla, se pueden obtener los parámetros expuestos anteriormente:

TIPO DE ENTORNO	(k_r)	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,3	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 19. Parámetros k_r , z_0 [m] y z_{min} [m] en función del tipo de entorno según la IAP-11.

Una vez se han definido todos los parámetros que intervienen en el cálculo del empuje del viento horizontal se muestra en la siguiente tabla el empuje horizontal del viento a adoptar junto con los correspondientes parámetros que intervienen en el cálculo del mismo.

Empuje horizontal del viento	
$F_{w,H}$ [KN/m]	8,59
Presión de la velocidad básica del viento [Pa]	566,85
$C_e(z)$	3,11
C_f	1
A_{ref} [m ² /m]	4,87
K_i	1
K_r	0,156
Z [m]	4,87
z_0 [m]	0,003
z_{min}	1
C_0	1,1

Tabla 20. Parámetros k_r , z_0 [m] y z_{min} [m] en función del tipo de entorno.

3.3.2.3. Empuje vertical del viento

En el siguiente apartado se pretende describir el empuje vertical que ejerce el viento en el paso superior. El empuje que ejerce es tanto de succión como de presión y el cual se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

Donde los parámetros que intervienen son los mismos que para el empuje horizontal calculado anteriormente, con la salvedad del área de referencia y el coeficiente de fuerza, que se determinan para la sección en planta del tablero.

Por lo tanto, en la siguiente tabla se expone el valor del empuje vertical del viento a adoptar junto con los parámetros que intervienen en el cálculo de éste.

Empuje vertical del viento	
$F_{w,V}$ [KN/m²]	23,01
Presión de la velocidad básica del viento [Pa]	566,85
$C_e(z)$	3,11
C_f	0,9
A_{ref} [m ² /m]	14,5
K_i	1
K_r	0,235
Z [m]	4,87
z_0 [m]	0,003
z_{min} [m]	1
C_0	1,1

Tabla 21. Empuje vertical del viento sobre el tablero (presión y succión).

3.3.2.4. Empuje longitudinal del viento

El empuje longitudinal del viento corresponde a un empuje que se produce en la dirección de la directriz del puente. Para la determinación del mismo, la instrucción IAP-11 establece que el valor del mismo será una fracción del empuje horizontal actuante en el tablero. La expresión es la siguiente:

$$F_{w,L} = \kappa(z) \cdot F_{w,H}$$

Donde;

$$\kappa(z) = 1 - \left[\frac{7}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) + 7} \right] \cdot \Phi[L/L(z)]$$

Siendo $\Phi[L/L(z)]$ el término que interviene en el cálculo del coeficiente reductor, obtenido mediante la siguiente expresión:

$$\Phi[L/L(z)] = 0.230 + 0.182 \ln[L/L(z)]$$

Por otro lado, L necesaria para el cálculo corresponde a la longitud sobre la que actúa el viento, siendo ésta la longitud total del puente. Por último, $L(z)$ correspondería a la longitud integral de la turbulencia, que queda definida según la IAP-11 con la siguiente formulación:

$$L(z) = \begin{cases} 300 \cdot \left(\frac{Z_{min}}{200}\right)^\alpha & \text{para } Z < Z_{min} \\ 300 \cdot \left(\frac{Z}{200}\right)^\alpha & \text{para } Z_{min} \leq Z \leq 200 \\ 300 & \text{para } 200 < Z \end{cases}$$

De este modo, una vez se han definido todos los parámetros que intervienen en el cálculo del empuje longitudinal del viento, se recogen en la siguiente tabla los valores que adaptan para el paso superior en cuestión y la magnitud del empuje.

Empuje longitudinal del viento	
$F_{w,L}$ [kN/m ²]	6,70
$\kappa(z)$	0,78
C_0	1,1
Z [m]	4,87
Z_0 [m]	0,003
Z_{min} [m]	1
L [m]	108,1
$L(z)$ [m]	78,44
$\Phi[L/L(z)]$	0,48
α	0,38

Tabla 22. Empuje longitudinal del viento

3.3.2.5. Empuje del viento sobre pilas

Por último, respecto al empuje del viento sobre las pilas.

Puesto que la altura máxima de la pila es inferior a 20 m se podrá considerar el empuje transversal por el área de referencia. Ya que el área de exposición es variable, se deberá calcular el viento por tramos para considerar su efecto. A modo de simplificar la implementación, se considerará el empuje actuando sobre una superficie constante, siendo ésta la máxima área de exposición existente en la pila.

De esta forma, el empuje a considerar en la pila viene dado por la siguiente tabla, donde dividiendo por el área de exposición, se obtiene el empuje transversal del viento sobre la directriz de la pila.

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE TABLERO (kN/m)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m)		
	$V_{b,0} = 26$	$V_{b,0} = 27$	$V_{b,0} = 29$	$V_{b,0} = 26$	$V_{b,0} = 27$	$V_{b,0} = 29$
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95

III	1,47	1,58	1,83	1,90	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

Tabla 23. Empujes unitarios en puente con altura de pila $H_{max} \leq 10$ metros según la IAP-11

Así pues, el empuje a considerar en la pila es el siguiente:

Empuje horizontal sobre pilas	
$F_{w,L}$ [kN/m]	17,685
$F_{w,L}$ [kN/m ²]	3,93
A_{ref} [m ²]	4,5

Tabla 24. Empuje horizontal sobre pilas

3.3.2.6. Efectos aerolásticos

Según la Instrucción, no es necesario el cálculo y comprobación de los efectos aerolásticos en puentes que cumplan simultáneamente los tres condicionantes siguientes con aplicación a nuestro paso superior sobre en carretera:

- Luces inferiores a 200 metros en puentes
- Luz efectiva inferior a 30 veces el canto (2,9 metros)
- Anchura del tablero superior a una décima parte entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal (50 metros)

Las comprobaciones quedan resumidas en la siguiente tabla, pudiéndose apreciar de la nula necesidad de comprobación de los efectos aerolásticos.

EFECTOS AEROLÁSTICOS		
$L < 200m$	$54,05 < 200$	Cumple
$L_{efpp} < 30 * h$	$34 < 87$	Cumple
$B < 0,1 * l_{efwind}$	$14,5 < 50$	Cumple

Tabla 25. Empujes unitarios en puente con altura de pila $H_{max} \leq 10$ metros según la IAP-11.

3.3.3. Acción térmica

3.3.3.1. Acción térmica en tableros

Para el cálculo y determinación de la acción térmica la instrucción diferencia en tres tipos de tableros (acero, mixtos y de hormigón). El tablero del viaducto se ha diseñado con estructura de

hormigón, siendo una losa aligerada con pretensado y como se definió en el Anejo nº 1. Estudio de soluciones.

Para la evaluación de los valores térmicos se considerarán los componentes de la diferencia entre la temperatura vertical y horizontal y los componentes uniformes de la misma acción térmica.

3.3.3.2. Temperaturas máximas y mínimas del aire

Los valores característicos de las temperaturas máximas del aire, T_{max} , depende tanto del clima del lugar y de la altitud para un periodo de retorno de 50 años, utilizando una probabilidad de 0,02. El valor se indica en la Figura 7.

Por otro lado, el valor característico de la temperatura mínima del aire, T_{min} , se tomará igualmente para un periodo de retorno de 50 años, que se podrá deducir de la Figura 8 y la Tabla 16 que está en función de la altitud de emplazamiento y zona climática.

Para obtener la magnitud de la acción térmica para periodos de retorno diferentes a 50, la instrucción recoge las siguientes expresiones:

$$T_{max,p} = T_{max} \left[0,781 - 0,056 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right]$$

$$T_{min,p} = T_{min} \left[0,393 - 0,156 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right]$$

donde:

T_{max} = Temperatura máxima del aire a la sombra para un periodo de retorno de 50 años, la cual se puede obtener de la Figura 4.3 – a de la IAP – 11

T_{min} = Temperatura mínima del aire a la sombra para un periodo de retorno de 50 años, la cual se puede obtener de la figura 4.3 – b y la tabla 4.3 – a de la IAP – 11

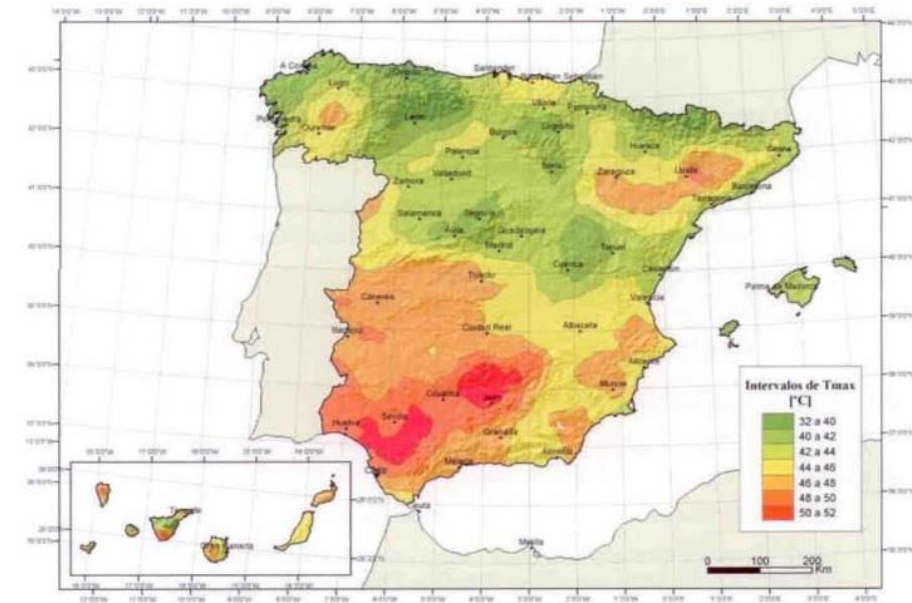


Figura 13. Figura 4.3-a de la IAP-11. Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C]



Figura 14. Figura 4.3-b de la IAP-11. Zonas climáticas de invierno

ALTITUD [m]	ZONA CLIMÁTICA INVERNAL (según Figura 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Tabla 26. Tabla 4.3-a de la IAP-11. Temperatura mínima anual del aire, T_{min} [°C]

La ubicación de nuestro puente de carretera se sitúa en una zona costera, a una altitud prácticamente de 0 metros, además de situarse en una zona climática 5, por lo que la temperatura mínima para un periodo de retorno de 50 años es de -5 °C. La temperatura máxima es de 42 °C.

De esta forma, en la siguiente tabla se resumen los valores que adoptan la temperatura máxima y mínima establecida para 50 años de periodo de retorno y la calculada para el periodo de retorno correspondiente a la vida útil establecida para el viaducto.

$T_{e,min(50)}$	$T_{e,max(50)}$	$T_{max(p)}$	$T_{min(p)}$
-5	42	43,62	-14,54

Tabla 27. Temperatura máxima y mínima del aire para 50 y 100 años de periodo de retorno en °C

3.3.3.3. Componente uniforme de la temperatura

Respecto a la componente uniforme de la temperatura del tablero, la temperatura media de la sección transversal es la que se ha de tener en cuenta, la cual tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que según la normativa se deben calcular con las siguientes funciones:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Donde;

T_{min} = Valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del Emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno

T_{max} = Valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del Emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno

T_{min} = Incremento de temperatura, indicados en la tabla 4.3 – b de la IAP – 11

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,min}$ °C	$\Delta T_{e,max}$ °C
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 1: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Tabla 28. Incremento máximo y mínimo de temperatura según la IAP-11

De esta forma, la temperatura uniforme a considerar es la siguiente:

$\Delta T_{e,max}$	$\Delta T_{e,min}$	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$
+2°C	+8°C	45,2°C	-6,54°C

Tabla 29. Temperatura uniforme máxima y mínima en el tablero en °C

3.3.3.4. Rango de la componente uniforme de la temperatura

En cuanto al alargamiento o acortamiento de los elementos de la estructura es necesario conocer la variación de dicha temperatura, a la que tendrá que hacer frente a lo largo de su vida útil, siendo el día inicial, el momento de coacción del tablero (T_0). Si no se obtienen dicha información, se podrá adoptar (T_0). con valor de 15 °C, por lo que se adoptará dicho valor.

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Donde;

$\Delta T_{N,con}$ = Variación de la componente uniforme de temperatura en contracción

$\Delta T_{N,exp}$ = Variación de la componente uniforme de la temperatura en dilatación

Como resultado, la variación de temperatura a considerar es la siguiente:

ΔT_N	$\Delta T_{N,CON}$	$\Delta T_{N,EXP}$
52,16°C	21,54°C	30,62°C

Tabla 30. Incremento máximo y mínimo de temperatura según la IAP-11

Además, para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo, se realizará considerando como máxima variación de la contracción y de la dilatación los siguientes factores:

$\Delta T_{N,EXP}$	$\Delta T_{N,CON}$
15°C	15°C

Tabla 31. Incremento máximo y mínimo de temperatura para el dimensionamiento de los apoyos según la IAP-11

Para evaluar dicho efecto, se han tenido en cuenta los valores especificados anteriormente para un puente cuyo material principal es el hormigón. De este modo, los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia entre la temperatura vertical y la horizontal.

3.3.3.5. Diferencia vertical

En cuanto al efecto de la diferencia vertical de temperatura en tableros de hormigón, tipo 3 según la IAP-11, se considera que, a lo largo de un periodo de tiempo, existe un calentamiento y enfriamiento de la capa superior del tablero existe una variación de la temperatura a lo largo de la altura, que tendrá un valor máximo de calentamiento y un valor mínimo de enfriamiento, la capa superior más caliente y la capa superior más fría respectivamente.

La diferencia vertical de temperatura provoca un efecto que se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $(AT_{M,heat})$ y $(AT_{M,cool})$. Dichos valores, son las diferencias de temperatura entre las fibras superiores e inferiores del tablero.

Para nuestro tablero de hormigón, se utilizarán los valores extraídos de la siguiente tabla:

TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE $\Delta T_{M,heat}$ [°C]	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA $\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
▪ Sección en cajón	10	5
▪ Sección de vigas	15	8
▪ Sección losa	15	8

Tabla 32. Valores $(AT_{M,heat})$ y $(AT_{M,cool})$ de la IAP-11

Por lo que los valores que se utilizarán serán los siguientes:

$$(AT_{M,heat}) = 15^{\circ}\text{C}$$

$$(AT_{M,cool}) = 8^{\circ}\text{C}$$

Además, las diferencias de temperatura están muy influenciadas por el tipo y espesor del pavimento. Según la siguiente tabla de la IAP-11 se debe aplicar un factor de corrección ya que nuestro pavimento no es distinto de 50 mm.

ESPESOR DEL PAVIMENTO	k_{sur} en TABLERO TIPO 1		k_{sur} en TABLERO TIPO 3	
	Fibra sup. más caliente	Fibra sup. más fría	Fibra sup. más caliente	Fibra sup. más fría
Sin impermeabilización ni pavimento	0.7	0.9	0.8	1.1
Con impermeabilización y sin pavimento ⁽¹⁾	1.6	0.6	1.5	1.0
50 mm	1.0	1.0	1.0	1.0
100 mm	0.7	1.2	0.7	1.0
150 mm	0.7	1.2	0.5	1.0

Tabla 33. Factor de corrección para distintos espesores según la IAP-11

El factor de corrección (k_{sur}) para la fibra superior más caliente es 0,7 y para la fibra superior más fría es de 1.

3.3.3.6. Diferencia horizontal

Por otro lado, la diferencia entre un lado y otro de la sección del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce cuando nuestro tablero tiene una orientación oeste este, con mayor soleamiento general en la cara sur, pero también puede ser en puentes con orientación norte-sur tienen mayor exposición durante los meses de verano, y en lado oeste con un máximo en los meses de invierno.

TABLEROS TIPO 1 Y TIPO 2		TABLEROS TIPO 3	
$l_v \leq 2h_a$	$l_v > 2h_a$	$l_v \leq 2h_a$	$l_v > 2h_a$
18°C	-	5°C	-

Tabla 34. Diferencia horizontal de temperaturas según la IAP-11

En nuestro caso, los siguientes valores han sido calculados:

Diferencia horizontal Tableros Tipo 3			
l_v	$2 \cdot h_a$	$l_v \leq 2 \cdot h_a$	$l_v > 2 \cdot h_a$
4,36	5,74	5°C	-

Tabla 35. Diferencia de temperatura

De este modo, se debe considerar el valor característico debido a la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas, de valor 5°C.

3.3.3.7. Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Como se ha comentado anteriormente y debido a nuestro esquema estructural, será necesario tener en cuenta la simultaneidad de las componentes de temperatura, siendo la variación de la componente uniforme, $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$, y la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ o $\Delta T_{M,cool}$, considerándose las siguientes expresiones:

$$\Delta T_M + \omega_N * \Delta T_N$$

$$\omega_M * \Delta T_M + * \Delta T_N$$

Donde:

$$\omega_M = 0,75$$

$$\omega_N = 0,35$$

Así, según las expresiones nombradas anteriormente, existen ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica. Una vez analizadas las ocho, se elegirá aquella que dé lugar a efectos más desfavorables para el paso superior.

$$COMB\ 1 \rightarrow \Delta T_{M,HEAT} + 0,35 * \Delta T_{N,EXP}$$

$$COMB\ 2 \rightarrow \Delta T_{M,HEAT} + 0,35 * \Delta T_{N,CON}$$

$$COMB\ 3 \rightarrow \Delta T_{M,COOL} + 0,35 * \Delta T_{N,EXP}$$

$$COMB\ 4 \rightarrow \Delta T_{M,COOL} + 0,35 * \Delta T_{N,CON}$$

$$COMB\ 5 \rightarrow 0,75 * \Delta T_{M,HEAT} + * \Delta T_{N,EXP}$$

$$COMB\ 6 \rightarrow 0,75 * \Delta T_{M,HEAT} + * \Delta T_{N,CON}$$

$$COMB\ 7 \rightarrow 0,75 * \Delta T_{M,COOL} + * \Delta T_{N,EXP}$$

$$COMB\ 8 \rightarrow 0,75 * \Delta T_{M,COOL} + * \Delta T_{N,CON}$$

En nuestro caso, las combinaciones anteriores nos dan los siguientes valores para la variación de temperatura:

Combinación para la variación de temperaturas	
COMBINACIÓN 1	24,72 °C
COMBINACIÓN 2	21,54 °C
COMBINACIÓN 3	13,72 °C
COMBINACIÓN 4	10,54 °C
COMBINACIÓN 5	41,12 °C
COMBINACIÓN 6	32,04 °C
COMBINACIÓN 7	32,87 °C
COMBINACIÓN 8	23,79 °C

Tabla 36. Combinación acciones temperatura

De las anteriores combinaciones, la más desfavorable es la combinación número 5, por lo que será la que se introduzca en el modelo con el objetivo del análisis de la estructura.

Por otro lado, las mismas combinaciones para el dimensionamiento del apoyo

Combinación para la variación de temperaturas	
COMBINACIÓN 1	19,25 °C
COMBINACIÓN 2	19,25 °C
COMBINACIÓN 3	8,25 °C
COMBINACIÓN 4	8,25 °C
COMBINACIÓN 5	25,5 °C
COMBINACIÓN 6	25,5 °C
COMBINACIÓN 7	17,25 °C
COMBINACIÓN 8	17,25 °C

Tabla 37. Combinación acciones temperatura para el dimensionamiento del apoyo.

Siendo la combinación más desfavorable para el estudio y dimensionamiento del apoyo la combinación número 5.

3.3.4. Nieve

El valor característico de la sobrecarga de la nieve sobre tableros q_k adoptará el valor de la siguiente expresión según la IAP-11:

$$q_k = 0,8 * s_k$$

Donde,

s_k = valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal

Según la zona climática 5 a la que corresponde la ubicación del paso superior, y la siguiente tabla podemos definir como valor característico $s_k = 0,2$.

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 38. Valor del valor característico S_k según la IAP-11

En consecuencia el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros será:

$$q_k = 0,8 * s_k = 0,8 * 0,2 = 0,16 \frac{kN}{m^2} \rightarrow 0,16 * h = 0,16 * 14,5 = 2,32 kN/m$$

3.3.5. Acción sísmica

En el presente apartado tratará de definirse la acción sísmica actuante en el emplazamiento, siguiendo lo dispuesto en la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSP-07).

3.3.5.1. Caracterización del terreno

En el apartado 3.2 de la NCSP-07 se define el criterio de clasificación del terreno para el cálculo sísmico. El suelo sobre el que se encuentra ubicada la estructura está compuesto de limos y costras calcáreas, de consistencia firme a muy firme. De esta forma, la clasificación del terreno pertenece a la de tipo III.

En la tabla 3.1 de la norma se establece el coeficiente C a adoptar, siendo éste de 1,6 para un terreno tipo III.

3.3.5.2. Aceleración sísmica horizontal de cálculo

Según el apartado 3.4 de la presente norma, la aceleración sísmica de cálculo se define como:

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

Donde:

- a_b Aceleración sísmica básica recogida en el Anejo 1 de la presente norma
- ρ Coeficiente adimensional de riesgo, obtenido de la siguiente manera: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$
 - γ_I Factor de importancia del puente. Se adopta el valor de 1.30
 - γ_{II} Factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente a 500 años.
La expresión que lo define es la siguiente: $\gamma_{II} = \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0,4}$
- S Coeficiente de amplificación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ adopta el valor de $S = \frac{C}{1,25}$

El factor de importancia del puente viene definido en la tabla 2.1. de la NCSP-07, donde se adopta 1.30 por ser de importancia especial. En la IAP-11, se especifica que entrarán en dicha clasificación aquellos puentes situados en las calzadas principales de la red de alta capacidad (autovías y autopistas) y en las carreteras convencionales y vías de servicio cuya IMD sea superior a 7000 vehículos/día. De esta forma, siendo un paso superior que salva el cruce a distinto nivel con la Ma-19, el puente entra en consideración de importancia especial.

Así pues, en la siguiente tabla se recogen los valores que adoptan dichos parámetros y la aceleración de cálculo a considerar.

Aceleración sísmica de cálculo	
a_b	0,04g
ρ	0,6825
γ_I	1,30
γ_{II}	0,525
S	1,28
a_c	0,343

Tabla 39. Aceleración sísmica de cálculo

3.3.5.3. Espectro de aceleración de la componente horizontal y vertical

Para las componentes de la acción sísmica horizontal, se considerará el siguiente espectro de respuesta elástica de aceleraciones correspondiente a un oscilador lineal simple.

$$0 \leq T \leq T_A \quad S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5v - 1)\right] a_c$$

$$T_A \leq T \leq T_B \quad S_a(T) = 2,5 v a_c$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_a(T) = 2,5 \, v \, \frac{T}{T_A} a_c$$

$$T_C \leq T \quad S_a(T) = 2,5 \, v \, \frac{T_B T_C}{T^2} a_c$$

donde:

- a_c Aceleración sísmica de cálculo definida en el apartado anterior
- v Factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura, que puede obtenerse mediante la siguiente expresión: $v = \left(\frac{5}{\xi}\right)^u \geq 0,55$
- $T_A T_B T_C$ Valores del periodo que delimitan el espectro
- K Coeficiente de contribución que se puede obtener a partir de Anejo 1 de la norma.
- C Coeficiente de terreno definido anteriormente

En la tabla 3.2 de la norma se muestran las expresiones para obtener los valores de los periodos que delimitan el espectro, adoptando los siguientes valores:

Valores de los periodos del espectro elástico	
T_A	0,16
T_B	0,64
T_C	3,6

Tabla 40. Valores de los periodos limitantes del espectro elástico

La tasa de amortiguamiento adoptada para puentes de hormigón pretensado bajo la acción última de cálculo es de un 4%, tal y como se indica en la tabla 4.2. de la norma sismorresistente, mostrada a continuación.

Tipo de estructura	Bajo la acción del simo frecuente de cálculo	Bajo la acción del simo último de cálculo
Puentes de acero Puentes de hormigón pretensado Puentes mixtos	2	4
Puentes de hormigón armado	3	5

Figura 15. Tasa de amortiguamiento en función de la tipología del paso superior y la combinación de la acción sísmica.

Así pues, en la siguiente gráfica se muestra el espectro elástico horizontal y vertical, siendo este último el 70 % del espectro elástico horizontal.

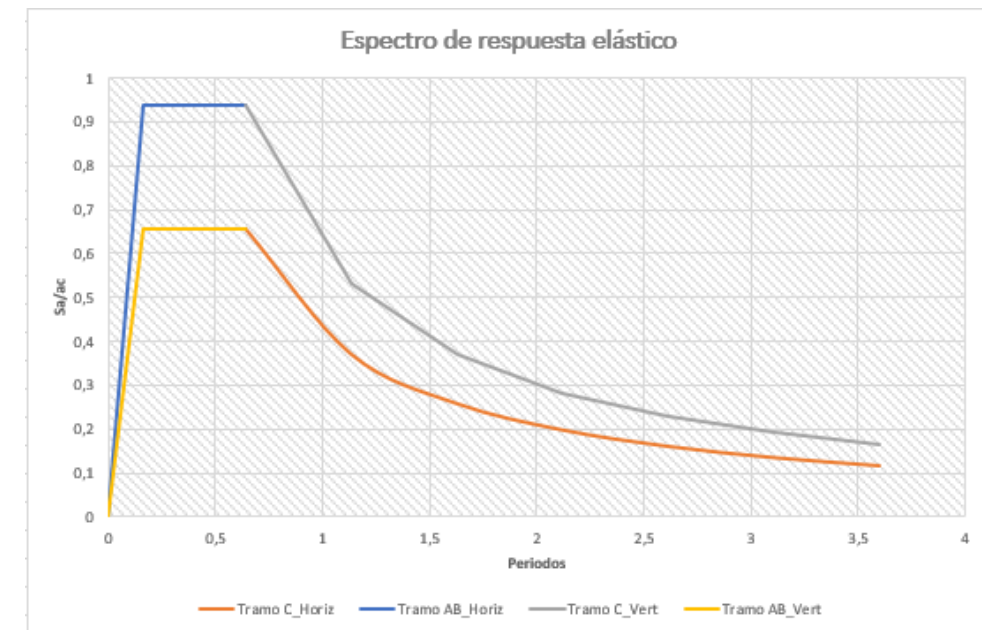


Figura 16. Espectro de respuesta elástica horizontal y vertical.

4. MODELO DE CÁLCULO

4.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO

El modelo de cálculo se realiza mediante el Software *SAP2000* de Elementos Finitos. La modelización del tablero se realiza mediante elementos tipo viga discretizados en función de la variación de canto, tal y como se especifica en el apartado 4.2.1 del presente Anejo. El modelo empleado para efectuar las comprobaciones pertinentes del tablero es el siguiente:

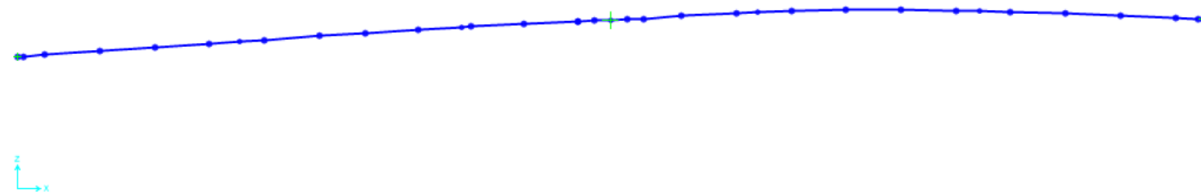


Figura 17. Modelo estructural del tablero

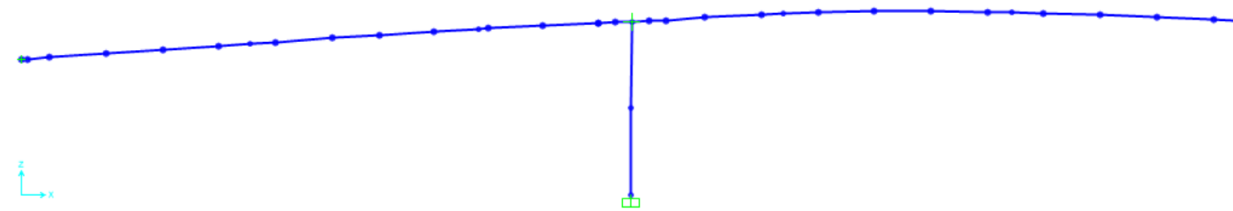


Figura 18. Modelo estructural del tablero-pila.

A modo visual, en las siguientes figuras se representan los ejes locales de los nudos y de los elementos tipo barra.

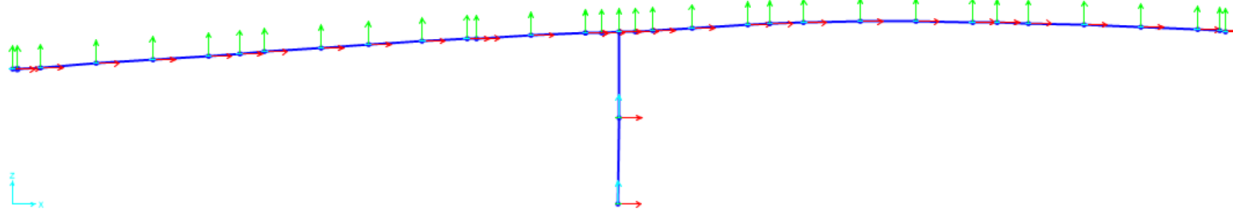


Figura 19. Ejes locales de los nudos del modelo implementado

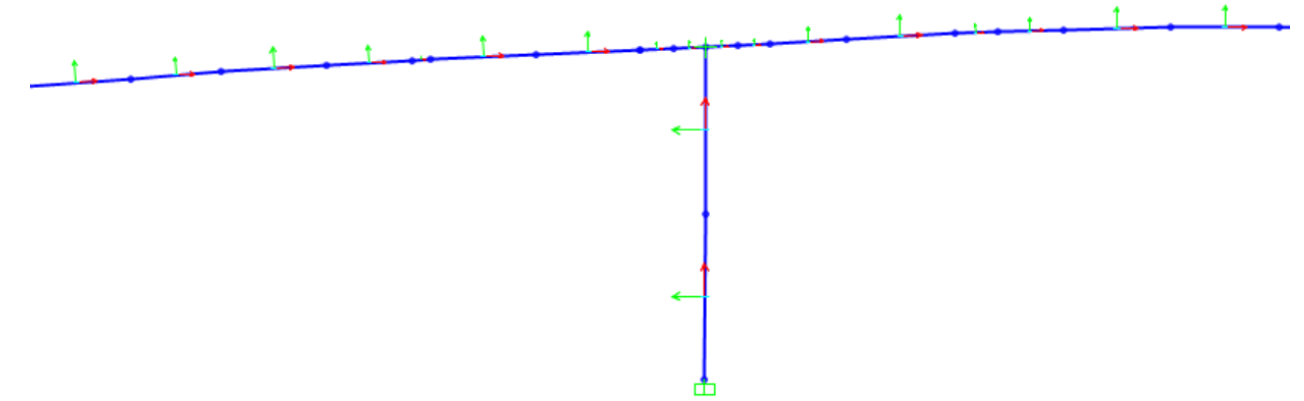


Figura 20. Ejes locales de los elementos tipo barra

Los nudos se han definido en dos bloques: Tablero (TAB_) y pila (PIL_). Los nudos del tablero se han ordenado de izquierda a derecha mediante el prefijo anterior y un indicador numérico posterior de tres dígitos.

La nomenclatura empleada en los elementos tipo barra es idéntica a la nodal, cambiando los prefijos por (T_) y (P_).

4.1.1. Coordenadas de nudos y coacciones

En la siguiente tabla se muestran las coordenadas de los nudos y las coacciones de los mismos. Los nudos nombrados numéricamente hacen referencia a las secciones críticas de control para el pretensado, diferenciándolos del resto de secciones. Las condiciones cinemáticas impuestas a los nudos de apoyo se pueden apreciar en la siguiente tabla, siendo los desplazamientos coartados aquellos marcados con "Yes"

	XorR	Y	Z	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	20.25	0	13.3662	No	Yes	Yes	Yes	No	No
2	40.5	0	14.70671	---	---	---	---	---	---
3	67.5	0	16.00872	---	---	---	---	---	---
4	87.75	0	16.14208	---	---	---	---	---	---
A	0	0	11.982	---	---	---	---	---	---
B	0.5	0	12.0052	---	---	---	---	---	---
C	2.5	0	12.1582	---	---	---	---	---	---
D	7.5	0	12.4933	---	---	---	---	---	---
E	12.5	0	12.8324	---	---	---	---	---	---
F	17.5	0	13.1754	---	---	---	---	---	---
G	22.5	0	13.5223	---	---	---	---	---	---
H	27.5	0	13.8731	---	---	---	---	---	---
I	31.7127	0	14.1718	---	---	---	---	---	---
J	36.5476	0	14.4779	---	---	---	---	---	---



K	41.3825	0	14.7578	---	---	---	---	---	---
L	46.2174	0	14.997	---	---	---	---	---	---
M	51.0523	0	15.1806	---	---	---	---	---	---
N	52.5513	0	15.262	---	---	---	---	---	---
Ñ	54.0503	0	15.309	No	Yes	Yes	No	No	No
O	55.5503	0	15.3715	---	---	---	---	---	---
P	57.0503	0	15.4395	---	---	---	---	---	---
Q	65.5402	0	15.9368	---	---	---	---	---	---
R	70.5402	0	16.1203	---	---	---	---	---	---
S	75.5402	0	16.2243	---	---	---	---	---	---
T	80.5402	0	16.2288	---	---	---	---	---	---
U	85.5402	0	16.1838	---	---	---	---	---	---
V	90.5402	0	16.0894	---	---	---	---	---	---
W	95.5402	0	15.9455	---	---	---	---	---	---
X	100.5402	0	15.752	---	---	---	---	---	---
Y	105.6	0	15.5054	---	---	---	---	---	---
Z	107.6	0	15.3841	---	---	---	---	---	---
B1	108.1	0	15.3749	Yes	Yes	Yes	Yes	No	No
MX	51.0523	0	15.1906	---	---	---	---	---	---
PX	60.5402	0	15.6803	---	---	---	---	---	---
PILA_001	54	0	0	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
PILA_002	54.02515	0	7.6545						

Tabla 41. Coordenadas de los nudos y coacciones de los mismos

4.1.2. Propiedades de los materiales

A continuación se muestran las propiedades de los materiales empleados en el cálculo. El primero de los hormigones, hace referencia a la pila, mientras que el segundo hace referencia a la pila.

Material	γ_H (KN/m ³)	Densidad (Kg/m ³)	E1 (KPa)	G12 (KPa)	ν	α (°C ⁻¹)
HA-25	25	2.55	32035249.1	13348020.5	0.2	1E-6
HA-45	25	2.55	37515904	15631626.7	0.2	1E-6

Tabla 42. Propiedades de los materiales

4.1.3. Definición de las secciones

Las secciones introducidas para el cálculo se muestran en la siguiente tabla, con sus respectivas propiedades mecánicas. El nombre de las secciones hace referencia al nudo que pertenecen. En los diferentes nudos discretizados, se extraen las secciones pertinentes, realizando la variación de sección entre ellas conforme se muestra en las siguientes tablas.

	A (m ²)	J (m ⁴)	I33 (m ⁴)	I22 (m ⁴)	I23 (m ¹²)	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Sección 2	12.63	9.68	4.84	123.80	6.91	9.11	11.58	3.69	16.97	6.64	31.80	0.62	3.13

Sección 3	12.94	10.43	5.29	124.33	6.92	9.33	11.87	3.92	17.04	7.06	32.15	0.64	3.10
Sección A	13.32	7.39	3.38	125.04	7.04	11.46	12.14	2.95	17.15	5.55	32.66	0.50	3.06
Sección A1	13.71	8.29	3.80	125.80	7.07	11.74	12.45	3.18	17.25	5.97	33.13	0.53	3.03
Sección B	13.49	7.76	3.55	125.36	7.06	11.58	12.27	3.04	17.20	5.72	32.85	0.51	3.05
Sección B1	13.57	7.96	3.64	125.53	7.06	11.64	12.34	3.09	17.22	5.81	32.96	0.52	3.04
Sección C-D-E-F-G-H-I-1	11.50	7.23	3.43	121.72	6.85	8.49	10.42	2.90	16.69	5.25	30.47	0.55	3.25
Sección Cx	13.49	7.76	3.55	125.36	7.06	11.58	12.27	3.04	17.20	5.72	32.85	0.51	3.05
Sección J	11.92	8.10	3.91	122.52	6.88	8.66	10.86	3.18	16.80	5.74	30.97	0.57	3.21
Sección K	12.83	10.15	5.12	124.14	6.92	9.25	11.77	3.84	17.01	6.90	32.02	0.63	3.11
Sección L	14.09	13.45	7.23	126.08	6.93	10.22	12.87	4.83	17.27	8.72	33.38	0.72	2.99
Sección M	15.46	17.78	10.25	127.80	6.89	11.44	13.96	6.04	17.49	10.99	34.70	0.81	2.88
Sección Mx	17.44	20.90	10.46	131.45	7.08	14.70	15.05	6.05	17.99	11.36	37.09	0.77	2.75
Sección N	17.88	22.82	11.66	131.90	7.04	15.11	15.31	6.46	18.05	12.16	37.47	0.81	2.72
Sección Ñ	18.14	24.03	12.44	132.16	7.02	15.37	15.46	6.72	18.08	12.66	37.69	0.83	2.70
Sección O	18.38	25.15	13.21	132.38	6.99	15.62	15.59	6.96	18.11	13.13	37.89	0.85	2.68
Sección P	15.89	19.34	11.42	128.26	6.86	11.86	14.27	6.45	17.54	11.77	35.09	0.85	2.84
Sección Px	17.88	22.85	11.67	131.91	7.04	15.12	15.31	6.47	18.05	12.17	37.47	0.81	2.72
Sección Q	14.78	15.55	8.65	127.01	6.92	10.82	13.45	5.43	17.38	9.84	34.07	0.77	2.93
Sección R	13.39	11.56	6.00	125.06	6.93	9.66	12.27	4.27	17.13	7.69	32.65	0.67	3.06
Sección S	12.38	9.11	4.50	123.37	6.90	8.94	11.33	3.51	16.91	6.31	31.52	0.60	3.16
Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	11.85	7.96	3.83	122.39	6.87	8.67	10.79	3.13	16.78	5.66	30.89	0.57	3.21
Sección Zx	13.84	8.59	3.94	126.04	7.08	11.82	12.54	3.26	17.29	6.11	33.28	0.53	3.02
PILA 2	9.90	13.66	8.98	7.43	0.00	8.25	8.25	5.45	4.95	8.17	7.43	0.95	0.87
PILA_1	1.00	0.14	0.08	0.08	0.00	0.83	0.83	0.17	0.17	0.25	0.25	0.29	0.29

Tabla 43. Características mecánicas de las secciones

Variación de secciones	Sección inicial	Sección final	Longitud unitaria	EI33Var	EI22Var
PILA	PILA_1	PILA 2	1	Lineal	Cubic
SEC-A1-to-B1	Sección A1	Sección B1	0.5	Parabólica	Lineal
SEC-A-to-B	Sección A	Sección B	0.5	Parabólica	Lineal
SEC-B-to-Cx	Sección B	Sección Cx	2	Parabólica	Lineal
SEC-C-to-D	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	5	Parabólica	Lineal
SEC-D-to-E	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	5	Parabólica	Lineal
SEC-E-to-F	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	5	Parabólica	Lineal
SEC-F-to-G	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	5	Parabólica	Lineal
SEC-G-to-H	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	5	Parabólica	Lineal
SEC-H-to-I	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	4.2127	Parabólica	Lineal



SEC-I-to-J	Sección C-D-E-F-G-H-I-1	Sección J	4.8349	Parabólica	Lineal
SEC-J-to-K	Sección J	Sección K	4.8349	Parabólica	Lineal
SEC-K-to-L	Sección K	Sección L	4.8349	Parabólica	Lineal
SEC-L-to-M	Sección L	Sección M	4.8349	Parabólica	Lineal
SEC-Mx-to-N	Sección Mx	Sección N	1.499	Parabólica	Lineal
SEC-N-to-Ñ	Sección N	Sección Ñ	1.499	Parabólica	Lineal
SEC-Ñ-to-O	Sección Ñ	Sección O	1.5	Parabólica	Lineal
SEC-O-to-Px	Sección O	Sección Px	1.5	Parabólica	Lineal
SEC-P-to-Q	Sección P	Sección Q	3.4899	Parabólica	Lineal
SEC-Q-to-R	Sección Q	Sección R	5	Parabólica	Lineal
SEC-R-to-S	Sección R	Sección S	5	Parabólica	Lineal
SEC-S-to-T	Sección S	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-T-to-U	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-U-to-V	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-V-to-W	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-W-to-X	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-X-to-Y	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-Y-to-Z	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	Sección T-U-V-W-X-Y-Z-4	5	Parabólica	Lineal
SEC-Zx-to-A1	Sección Zx	Sección A1	2	Parabólica	Lineal

Tabla 44. Variaciones de sección a lo largo del paso superior

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1. CONSIDERACIONES GENERALES

En el presente apartado se recogen las consideraciones generales de proyecto necesaria para el correcto dimensionamiento y comprobación de los elementos que conforman el paso superior.

5.1.1. Limitaciones tensionales

Existen dos tipos de limitaciones tensionales que se deben cumplir, correspondiente a la aparición de fisuras por compresión y flexión. La limitación tensional a cumplir para evitar las fisuras de compresión expuesta en el artículo 49.2. de la EHE-08 es la siguiente, siendo σ_c la obtenida de la combinación más desfavorable en servicio.

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

Donde:

- σ_c Tensión a compresión del hormigón para la situación de comprobación
- $f_{ck,j}$ Resistencia característica del hormigón a los j días después de hormigonar

La limitación tensional impuesta por la aparición de fisuras por flexión viene recogida en el artículo 5.1.1.2. de la EHE-08. Dicha comprobación se realiza para la combinación de acciones frecuente, especificando la abertura de fisura permitida en función de la clase de exposición. Para hormigón pretensado y una clase de exposición IIIa se exige un estado de descompresión, en el cual no pueden aparecer fisuras, por lo que todas las fibras del hormigón deben estar comprimidas. En la siguiente tabla se muestran dichas limitaciones especificadas en la EHE-08

Clase de exposición, según artículo 8°	w_{\max} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

Tabla 45. Abertura de fisura exigida en función de la clase de exposición y el tipo de tipología de hormigón

Para los materiales de proyecto, las limitaciones tensionales quedan conforme a la siguiente tabla:

MATERIALES			
fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fp,max	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
$\sigma_{c,min,ser}$	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
$\sigma_{c,max,ser}$	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
$\sigma_{c,max,tes}$	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
fcm	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm(t)	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			
Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

Tabla 46. Valor de las limitaciones tensionales a cumplir en todas las secciones

5.2. HIPÓTESIS DE CARGA PROCESADAS

5.2.1. Combinaciones ELS persistentes o transitorias

5.2.1.1. Combinación característica – Poco probable

Las combinaciones características realizadas son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 ELS_1 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr1 + 1 * 0,6 * V. Predominante \\
 ELS_2 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr1 + 1 * 0,6 * Temperatura \\
 ELS_3 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr2 + 1 * 0,6 * Temperatura \\
 ELS_4 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * V. Predominante \\
 ELS_5 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * V. Longitudinal \\
 ELS_6 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Temperatura + 1 * 0,75 * Veh. Pesado + 1 * 0,4 * Carril Virtual \\
 ELS_7 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Nieve + 1 * 0,6 * V. Predominante \\
 ELS_8 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Nieve + 1 * 0,6 * V. Longitudinal \\
 ELS_9 &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Nieve + 1 * 0,6 * Temperatura \\
 ELS_{10} &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr1 + 1 * 0,6 * V. Longitudinal \\
 ELS_{11} &= 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr4 + 1 * 0,6 * V. Longitudinal
 \end{aligned}$$

$$EL_{S12} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr4 + 1 * 0,6 * V. Predominante$$

$$EL_{S13} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * Gr4 + 1 * 0,6 * Temperatura$$

5.2.1.2. Combinación frecuente

Las combinaciones frecuentes realizadas son las siguientes:

$$EL_{S1} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 1 * 0,75 * Veh. Pesado + 1 * 0,4 * Carril Virtual$$

$$EL_{S2} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 1 * 0,75 * Veh. Pesado + 1 * 0,4 * Carril Virtual + 1 * 0,5 * Temperatura$$

$$EL_{S3} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 0,2 * V. Predominante$$

$$EL_{S4} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 0,2 * V. Longitudinal$$

$$EL_{S5} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 0,6 * Temperatura$$

5.2.1.3. Combinación casi permanente

Las combinaciones casi permanentes procesadas son las siguientes:

$$EL_{S1} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst$$

$$EL_{S2} = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 1 * 0,5 * Temperatura$$

5.2.2. Combinaciones ELU persistentes o transitorias

Las combinaciones persistentes o transitorias en situación de equilibrio realizadas son las siguientes:

$$ELU_1 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_2 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_3 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr2 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_4 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * V. Predominante$$

$$ELU_5 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * V. Longitudinal$$

$$ELU_6 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Temperatura + 1,35 * 0,75 * Veh. Pesado + 1,35 * 0,4 * Carril Virtual$$

$$ELU_7 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_8 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_9 = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_{10} = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_{11} = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_{12} = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_{13} = 1,1 * Qperm. Const. + 1,1 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

Por otro lado, las combinaciones a tener en cuenta para la situación persistente o transitoria son las siguientes:

$$ELU_1 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_2 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_3 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr2 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_4 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * V. Predominante$$

$$ELU_5 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * V. Longitudinal$$

$$ELU_6 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Temperatura + 1,35 * 0,75 * Veh. Pesado + 1,35 * 0,4 * Carril Virtual$$

$$ELU_7 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_8 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_9 = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,5 * Nieve + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

$$ELU_{10} = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr1 + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_{11} = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * V. Longitudinal$$

$$ELU_{12} = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * V. Predominante$$

$$ELU_{13} = 1,35 * Qperm. Const. + 1,35 * Qperm. NoConst. + 1,35 * Gr4 + 1,5 * 0,6 * Temperatura$$

5.2.3. Combinación accidental. Sismo.

Por lo tanto, las combinaciones realizadas son las siguientes:

$$ELU_1 = 1 * Qperm. Const. + 1 * Qperm. NoConst. + 0,2 * Sobre. Unif. Grupo 1 + 0,5 * Temperatura + A_{ED}$$

5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA

El dimensionamiento de la armadura activa se realiza con el objetivo fundamental de poder cumplir los requisitos del Estado Límite de deformaciones y fisuración.

En primer lugar, es de vital importancia hacer referencia al proceso constructivo para entender el cálculo. El proceso constructivo consta de la realización de los vanos en fases distintas, construyendo el primero y a los 10 días construir el segundo. En la fase constructiva se colocarán dos apeos aproximadamente equidistantes para reducir la ley de flectores, ya que los esfuerzos serán resistidos con armadura pasiva, quedando las vainas y aligeramientos embebidos en el hormigón. El tesado se realizará anclando el cable en el estribo derecho y tesando los 108 m de cable desde el estribo izquierdo, a los 14 días de haberse hormigonado el segundo vano del paso superior.

El cálculo del pretensado se realiza con ayuda de una hoja de cálculo. El planteamiento consiste en establecer un primer trazado de pretensado necesario que cumpla las solicitaciones para las cuales está sometido. Una vez obtenido el primer trazado se puede conocer los efectos del pretensado sobre la estructura, computando el momento hiperestático inducido. De esta forma se modifican los esfuerzos

actuales sobre el paso superior, realizando de nuevo el dimensionamiento en las secciones de control, y a consecuencia de éste surge un nuevo trazado y un nuevo valor del momento hiperestático. Así pues, se itera hasta la convergencia del trazado del cable junto con el momento hiperestático inducido.

Obtenido el trazado ajustado considerando el momento hiperestático, se calculan las pérdidas instantáneas y diferidas reales para el trazado impuesto. Puesto que dichas pérdidas serán diferentes a las supuestas en un principio para poder obtener un primer trazado, se deberá iterar de nuevo. Así pues, con las nuevas pérdidas calculadas se realiza de nuevo el proceso de dimensionamiento y el ajuste del nuevo momento hiperestático, obteniendo un nuevo trazado con diferentes pérdidas. El proceso finalizará en el momento en el que el trazado calculado con las respectivas pérdidas converja con las pérdidas calculadas anteriormente.

Además de todo ello, la curvatura que presenta en alzado el paso superior induce a esfuerzos de flexión del propio pretensado. La ley de flectores inducida en el paso superior por una fuerza de compresión axial unitaria es la siguiente:

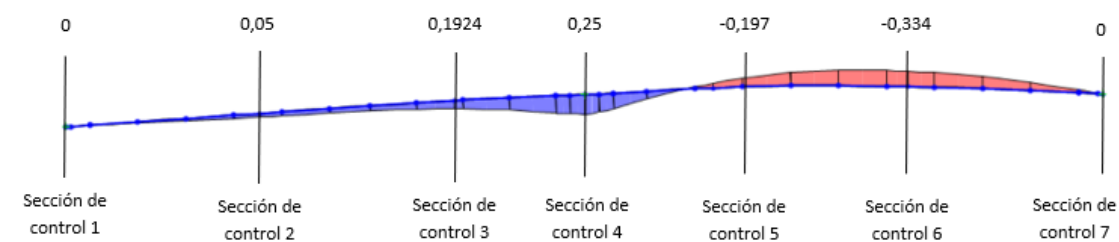


Figura 21. Ley de flectores obtenida en el paso superior por una fuerza de compresión axial centrada (KN · m)

Así pues, en cada iteración se obtendrá una fuerza de pretensado diferente, por lo que variará la ley de flectores inducida por el pretensado y por tanto los flectores exteriores actuantes.

A modo de resumen, la siguiente figura explica conceptualmente el cálculo seguido y los procesos iterativos que se realizan en el mismo.

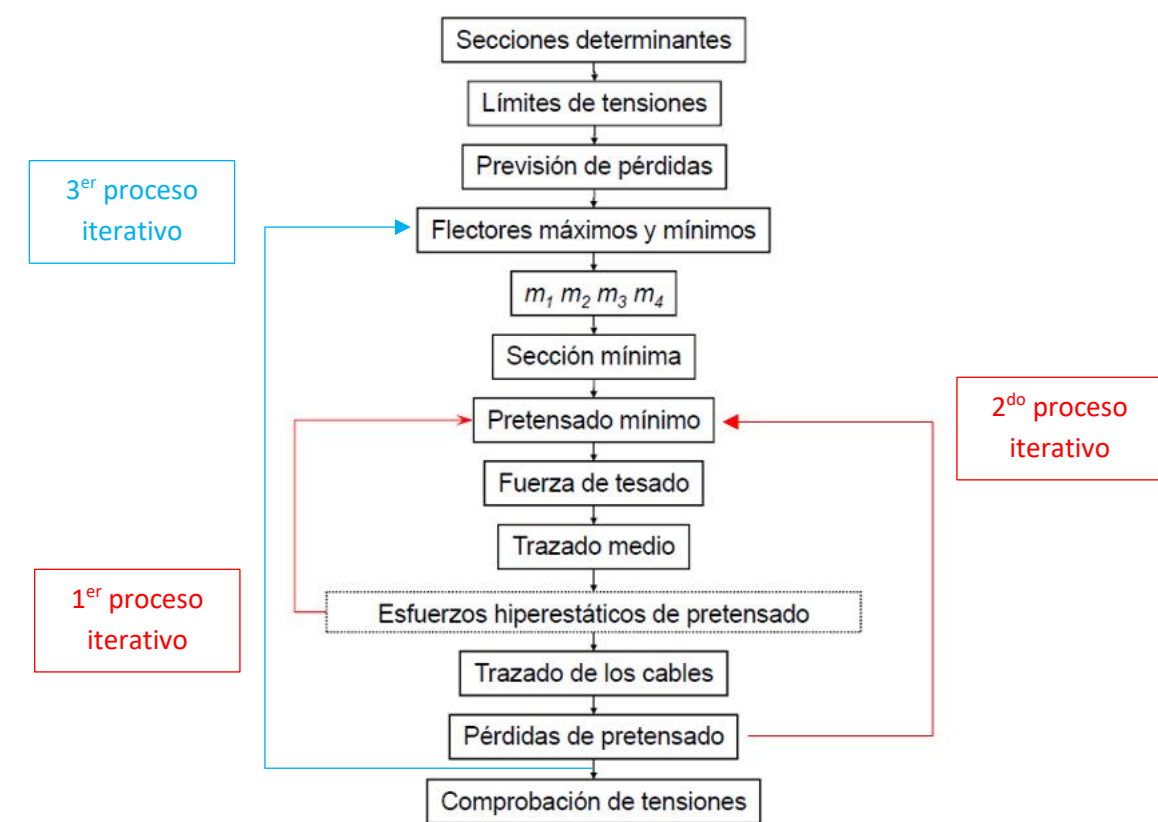


Figura 22. Esquema conceptual del proceso de cálculo empleado para el dimensionamiento de la armadura activa

En el presente apartado se mostrarán los resultados obtenidos en la iteración final, una vez haya convergido la fuerza de pretensado, siendo el valor del momento hiperestático y las pérdidas, las reales del trazado final dispuesto. En el "Anexo 1" se muestran los cálculos obtenidos al final de cada proceso iterativo con mayor detalle, mostrando todas las variables de cálculo y los valores adoptados en el proceso.

5.3.1. Dimensionamiento a nivel sección

Se establecen 7 secciones de control para el dimensionamiento del pretensado, siendo éstas las mostradas en la siguiente tabla:

Secciones críticas de dimensionamiento de pretensado	
SECCIONES CRÍTICAS	X(m)
Sección de control 1	0
Sección de control 2	20,25
Sección de control 3	40,5
Sección de control 4	54,05
Sección de control 5	67,5
Sección de control 6	87,75
Sección de control 7	108,1

Tabla 47. Secciones de control establecidas para el dimensionamiento del pretensado

Las secciones de control 2,4 y 6 corresponden con las secciones solicitadas a mayor flector. El resto de secciones de control tienen la finalidad de afinar el cálculo y obtener representaciones gráficas más precisas a lo largo de toda la longitud del paso superior.

Las leyes de flectores para la combinación poco probable y frecuente es Estado Límite de Servicio son las siguientes:

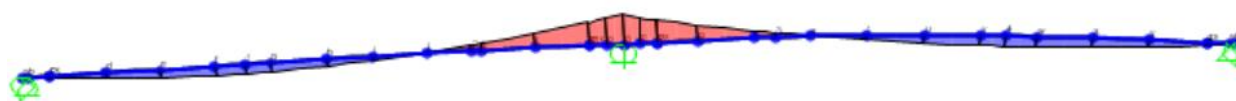


Figura 23. Ley de momentos flectores en el momento del tesado.

Secciones de control	M_{max}^F	M_{min}^F	M_{max}	M_{min}
Sección de control 1	0	0	0	0
Sección de control 2	49456	49456	49456	49456
Sección de control 3	-23194	-23194	-23194	-23194
Sección de control 4	-145304	-145304	-145304	-145304
Sección de control 5	-22103	-22103	-22103	-22103
Sección de control 6	51699	51699	51699	51699
Sección de control 7	0	0	0	0

Tabla 48. Momentos flectores actuantes en KN·m en el momento del tesado.

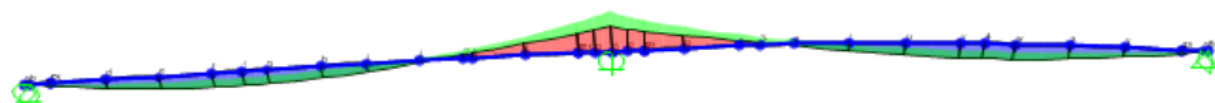


Figura 24. Ley de momentos flectores para la combinación poco probable en servicio.

Secciones de control	M_{max}^F	M_{min}^F	M_{max}	M_{min}
----------------------	-------------	-------------	-----------	-----------

Sección de control 1	0	0	0	0
Sección de control 2	59781,6	41247,3	67948,4	37166,35
Sección de control 3	-19909,1	-32592,7	-17588	-37360,8
Sección de control 4	-135649	-169732,4	-126845,4	-184111,3
Sección de control 5	-17905,7	-31733,4	-15229,86	-36907,8
Sección de control 6	62912,4	43425,41	71244,6	39166
Sección de control 7	0	0	0	0

Tabla 49. Momentos flectores actuantes en KN·m en servicio

Aplicando la teoría de vigas de Navier-Bernoulli, las tensiones en una sección vendrán dadas por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{ext}}{I} \cdot y$$

De esta forma, recurriendo a las limitaciones tensionales anteriores impuestas para la combinación poco probable y frecuente, se obtienen cuatro ecuaciones conocidas como las rectas de Magniel, a partir de las cuales se efectúa el dimensionamiento.

$$\sigma_{c1,max} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{max}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c1,s}$$

$$\sigma_{c2,min} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{max}^F}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{c2,i}$$

$$\sigma_{c1,min} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{min}^F}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{c1,i}$$

$$\sigma_{c2,max} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{min}}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{c2,s}$$

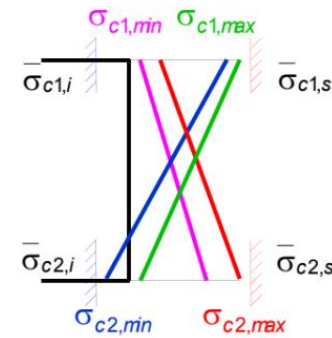


Figura 25. Representación gráfica de la nomenclatura seccional empleada en el cálculo

Donde:

- P Fuerza de pretensado
- A Área de la sección bruta
- I Inercia bruta de la sección
- e_0 Excentricidad del pretensado respecto de la directriz de la pieza
- M_H Momento hiperestático
- M_{max} Momento máximo para la combinación poco probable
- M_{max}^F Momento máximo para la combinación frecuente
- M_{min}^F Momento mínimo para la combinación frecuente
- M_{min} Momento mínimo para la combinación poco probable
- v_1 Distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta el borde superior de la misma
- v_2 Distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta el borde inferior de la misma
- $\sigma_{c1,s}$ Limitación tensional máxima en el borde superior de la sección
- $\sigma_{c2,i}$ Limitación tensional mínima en el borde inferior de la sección
- $\sigma_{c1,i}$ Limitación tensional mínima en el borde superior de la sección
- $\sigma_{c2,s}$ Limitación tensional máxima en el borde inferior de la sección

De las cuatro ecuaciones anteriores, se debe determinar el axil de pretensado y la excentricidad del mismo en las secciones de control.

De esta forma, se realiza el dimensionamiento en las 7 secciones de control definidas en la tabla anterior del presente anejo, donde el pretensado mínimo a aplicar será el mayor de los obtenidos en cada sección. Obtenida la fuerza de pretensado mínima en la sección crítica, se obtiene la fuerza de tesado conforme a la siguiente expresión:

$$P_{0,min}(x) = \frac{P_{min}(x)}{\gamma_{p,fav}} + \Delta P_{ki}(x) + \Delta P_{dif}(x)$$

Donde la fuerza de tesado será la máxima obtenida computando las pérdidas instantáneas y diferidas producidas en cada sección.

A continuación, se muestran las rectas de Magniel finales para la sección de control 4, siendo esta la sección crítica. Dichas rectas corresponden al dimensionamiento de la sección de control 4 en la última iteración (computadas las pérdidas reales, el momento hiperestático, etc.), obteniendo así un pretensado mínimo de 69849 kN y una fuerza de tesado de 91168 kN.

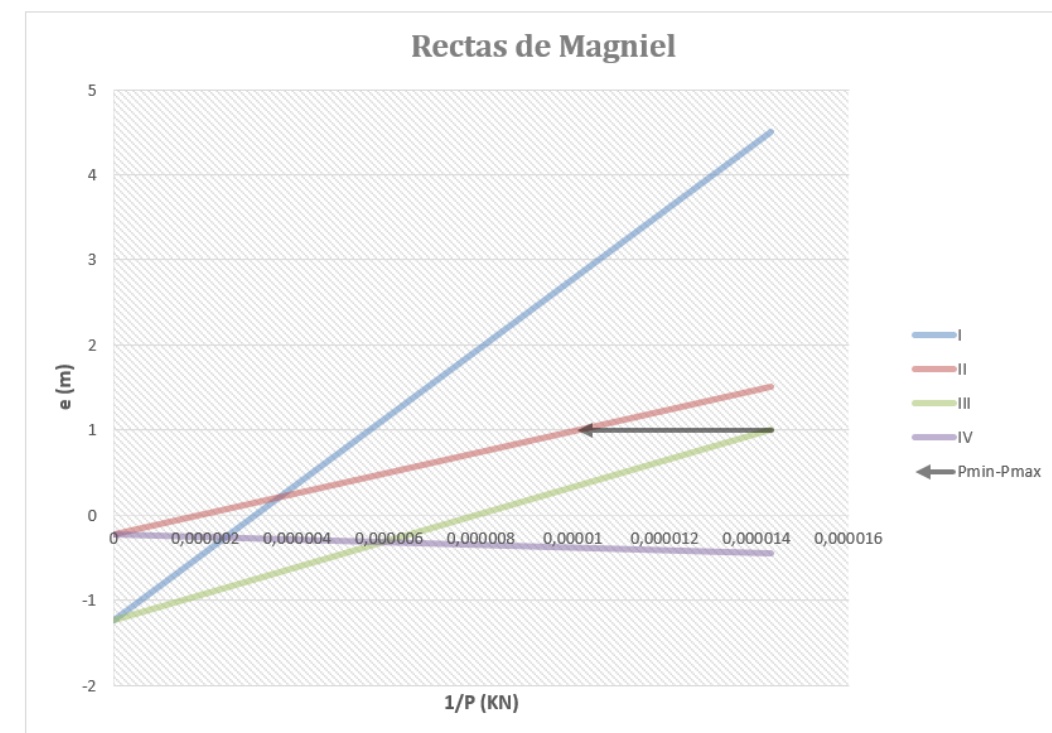


Figura 26. Rectas de Magniel para la sección crítica de pretensado.

5.3.2. Huso de paso y encaje de parábolas

Una vez fijada la fuerza de tesado P_0 , se representa el núcleo de paso en cada sección, sustituyendo en las rectas de Magniel con las características geométricas de cada sección, la fuerza de pretensado a aplicar, obteniendo así un rango de excentricidades en cada sección distinta de la crítica.

El huso de paso vendrá dado por las siguientes ecuaciones:

$$P_{max}(x) = \gamma_{p,desf} \cdot (P_0 - \Delta P_{ki}(x))$$

$$P_{min}(x) = \gamma_{p,fav} \cdot (P_0 - \Delta P_{ki}(x) - \Delta P_{dif}(x))$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} e_{01,max} = \frac{m_1}{P_{max}} - \frac{I}{A \cdot v_1} - e_H & e_{01,min} = \frac{m_1}{P_{min}} - \frac{I}{A \cdot v_1} - e_H \\ e_{02,max} = \frac{m_2}{P_{max}} - \frac{I}{A \cdot v_2} - e_H & e_{02,min} = \frac{m_2}{P_{min}} - \frac{I}{A \cdot v_2} - e_H \\ e_{03,max} = \frac{m_3}{P_{max}} - \frac{I}{A \cdot v_1} - e_H & e_{03,min} = \frac{m_3}{P_{min}} - \frac{I}{A \cdot v_1} - e_H \\ e_{04,max} = \frac{m_4}{P_{max}} - \frac{I}{A \cdot v_2} - e_H & e_{04,min} = \frac{m_4}{P_{min}} - \frac{I}{A \cdot v_2} - e_H \end{array} \right.$$

Donde el rango de excentricidades que conformará el huso de paso en cada sección será el siguiente:

$$e_{0,max}(x) < \min[e_{01,max}, e_{02,max}, e_{01,min}, e_{02,min}, e_{0,max}]$$

$$e_{0,min}(x) < \max[e_{03,max}, e_{04,max}, e_{03,min}, e_{04,min}, e_{0,min}]$$

El huso de paso obtenido para la fuerza de pretensado anterior tras realizar las iteraciones pertinentes del momento hiperestático, el momento originado por la curvatura y las pérdidas, es el siguiente:

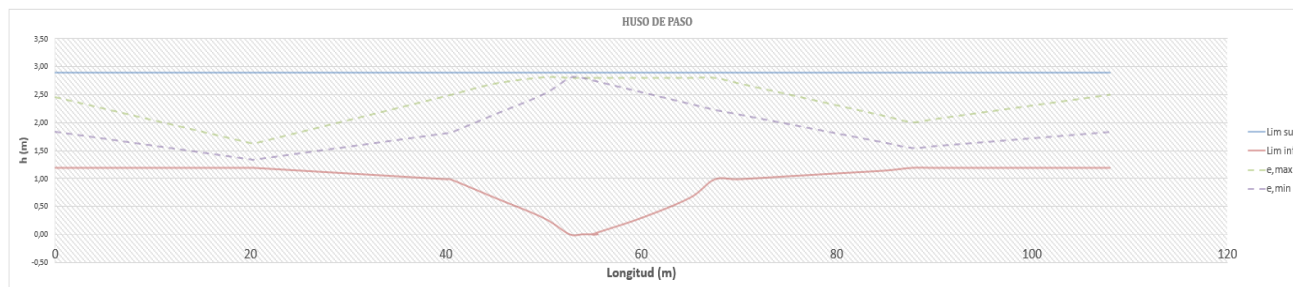


Figura 27. Huso de paso en la última iteración, para una fuerza de pretensado mínima de 69849 KN

Obtenido el huso de paso, se encaja el trazado del pretensado a dichos límites. Se subdivide la longitud del cable en 6 tramos, los cuales se ajustan mediante la ecuación de una parábola. Cuantos más tramos se subdividan, mayor precisión del trazado se obtiene, sin embargo, con 6 parábolas es suficiente para realizar el encaje de la parábola al huso de paso representado en la figura anterior.

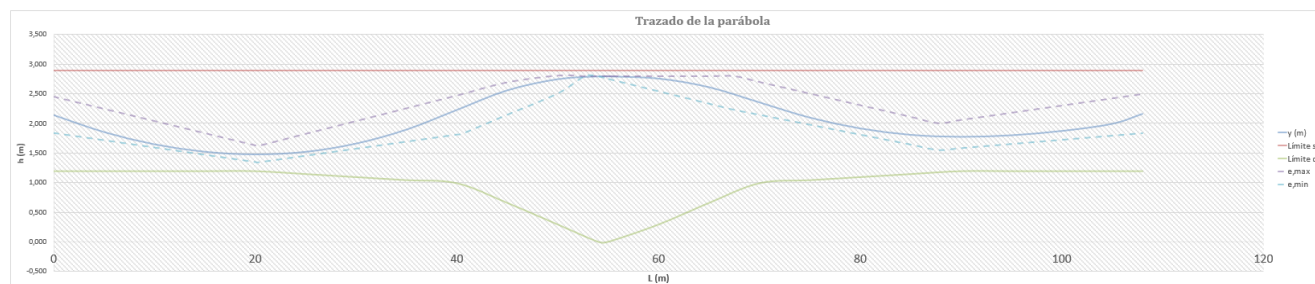


Figura 28. Encaje de la parábola al huso de paso obtenido del dimensionamiento.

5.3.3. Momento hiperestático

Ajustado el trazado, se obtiene el valor del momento hiperestático inducido. El esquema de fuerzas es el siguiente, donde el momento hiperestático es el producido por las reacciones que coaccionan la libre deformación del paso superior por la acción del pretensado.

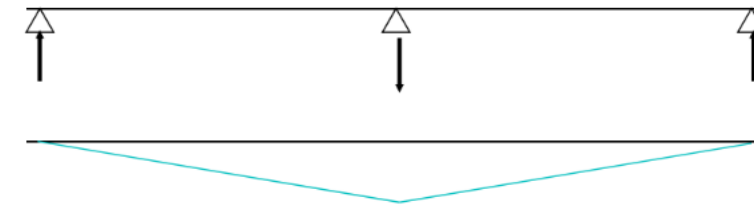


Figura 29. Ley de momentos hiperestáticos inducida.

El momento inducido presenta una ley lineal, donde por compatibilidad de giros en la sección central se halla el valor del mismo.

Mtot	-35684,77	KN*m	Momento total en la sección del apoyo
Miso	-9168,94	KN*m	Momento isostático en la sección de apoyo
MH	55484,18	KN*m	Momento hiperestático en la sección de apoyo
eh	0,61	m	Excentricidad debida al momento hiperestático

Tabla 50. Valor del momento y excentricidad hiperestática

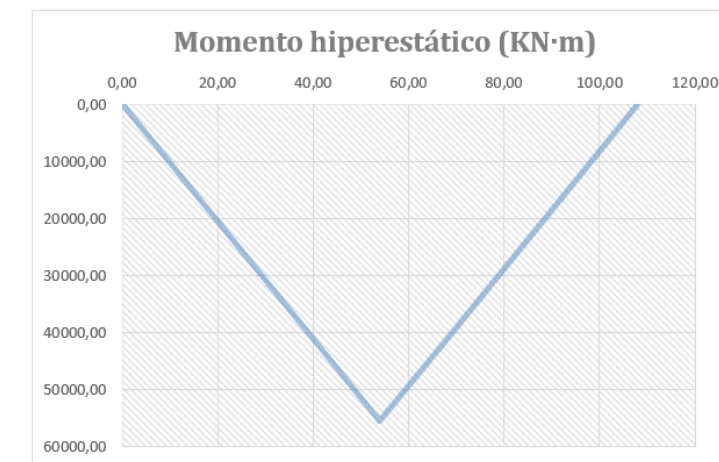


Figura 30. Ley de momentos hiperestáticos

5.3.4. Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de la armadura activa, dependiendo de las características del elemento estructural de estudio. El cálculo de las mismas queda definido en el artículo 20.2.2.1. de la *EHE-08*.

El valor de las mismas en cada sección de estudio es de:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

Donde:

- ΔP_1 Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado
- ΔP_1 Pérdidas por penetración de cuñas en anclajes
- ΔP_1 Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Las pérdidas por rozamiento entre las armaduras y las vainas en cada sección, se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_1 = P_0 [1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}]$$

Donde:

- P_0 Fuerza de tesado de referencia
- μ Coeficiente de rozamiento en curva
- α Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares, medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia x
- k Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal
- x Distancia, en metros, entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma.

El valor del coeficiente μ viene definido en la tabla 20.2.2.1.1.a de la *EHE-08*, donde se adopta el valor de 0,21 para tendones formados por alambre y por varios elementos agrupados en una misma vaina de acero sin tratamiento superficial, sin lubricar.

Disposición de las armaduras en las vainas	Estado superficial de las armaduras	Naturaleza de los aceros constitutivos de las armaduras		
		Alambres o cordones trefilados	Barras laminadas lisas	Barras laminadas corrugadas
1. Tendón formado por varios elementos agrupados en una misma vaina de acero sin tratamiento superficial	Sin lubricar	0,21	0,25	0,31
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,18	0,23	0,27
2. Tendón formado por un único elemento aislado, en una vaina sin tratamiento	Sin lubricar	0,18	0,22	0,28
	Con lubricación ligera (aceite soluble)	0,15	0,20	0,24

Tabla 51. Valor del coeficiente de rozamiento μ . Tabla 20.2.2.1.1.a de la *EHE-08*

En la tabla 35 mostrada a continuación, se puede obtener la relación k/μ . Puesto que se instalarán vainas de 100 mm, dicha relación adoptará un valor de 0,006.

Diámetro interior del conducto (en mm)	30	40	50	60	> 60
K/μ	0,016	0,012	0,009	0,007	0,006

Tabla 52. Valor de la relación. Tabla 20.2.2.1.1.b de la *EHE-08*

A continuación, se muestra el valor numérico que adoptan dichas pérdidas en las diferentes secciones de control a lo largo del paso superior.

PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO				
Variaciones del ángulo				
α (rad)	Tramos	$\Delta\alpha$ (rad)	X (m)	ΔP_1 (KN)
0,078941	1	0,000000	0	0,00
0,000000	2	0,078941	20,25	3786,26
0,086142	3	0,007201	40,5	4701,78
0,000000	4	0,078941	54	7452,95
0,074172	5	0,004769	67,5	7573,90
0,000000	6	0,078941	87,75	10966,99
0,060977	7	0,017964	108	11988,57

Tabla 53. Pérdidas por rozamiento del tendón y la vaina.

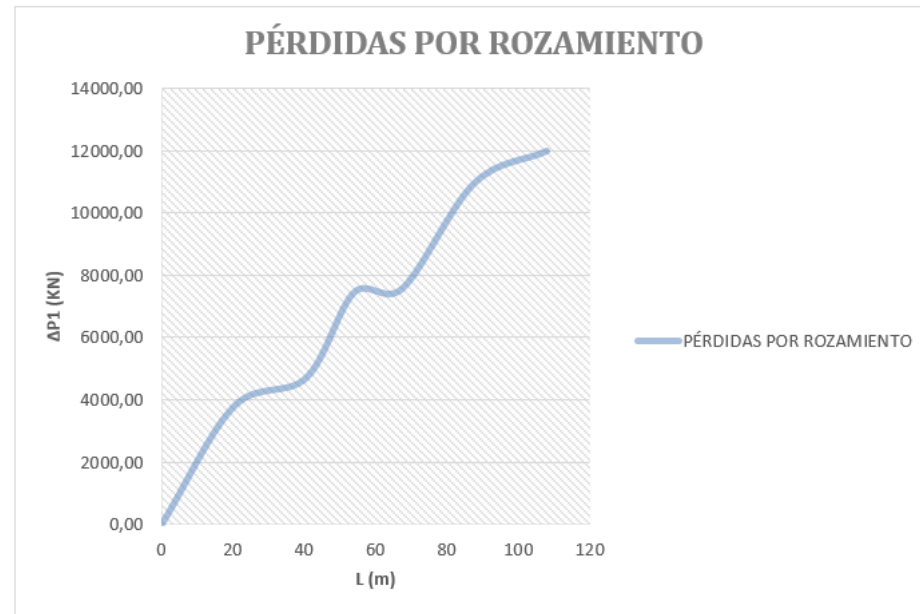


Figura 31. Representación gráfica de las pérdidas por rozamiento a lo largo de la longitud

Las pérdidas de penetración de cuñas se pueden obtener mediante la siguiente expresión propuesta en el artículo 20.2.2.1.2 de la EHE-08:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p$$

Donde:

- a Penetración de la cuña en mm
- L Longitud total del tendón recto en mm
- E_p Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa
- A_p Sección de la armadura activa

La EHE-08 argumenta en el comentario del mismo apartado que si se cumple la siguiente relación, las pérdidas por rozamiento se pueden asumir lineales.

$$(\mu \alpha + kx) \leq 0,30$$

De esta forma, se pueden asumir las pérdidas de rozamiento mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_1(x) \approx P_0 \cdot (\mu \cdot \alpha_m + k) \cdot x$$

Siendo α_m la variación angular media en la longitud c . Planteada esta simplificación y apoyándose en la siguiente figura, se puede asumir que la pérdida por penetración de cuñas viene dada por la siguiente relación:

$$\Delta P_2(x) = 2 \cdot \Delta P_1(x = c)$$

$$\Delta P_2(x) = 2 \cdot P_0 \cdot (\mu \cdot \alpha_m + k) \cdot (c - x)$$

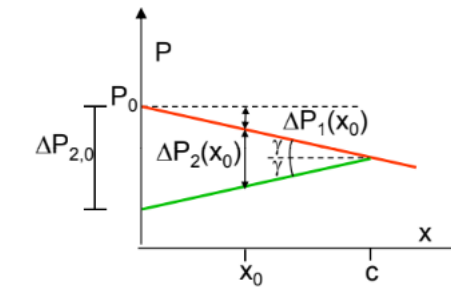


Figura 32. Pérdidas por penetración de cuñas hasta la distancia c de afección

En última instancia, faltaría la obtención de la distancia c . Asumiendo la hipótesis de cable largo ($c \leq \text{longitud del cable}$), la penetración de cuñas vendrá dada por la siguiente expresión:

$$a = \int_0^c \frac{\Delta P_2}{E_p \cdot A_p} dx = \frac{P_0 \cdot (\mu \cdot \alpha_m + k)}{E_p \cdot A_p} \cdot c^2$$

$$c = \sqrt{\frac{a \cdot E_p \cdot A_p}{P_0 \cdot (\mu \cdot \alpha_m + k)}}$$

En las siguientes tablas se muestran los valores de cálculo adoptados y las pérdidas por penetración de cuñas reales calculadas para la disposición de trazado final. En el Anexo 1 se muestran las pérdidas consideradas en las distintas fases de cálculo.

PÉRDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS			
Hipótesis 1: Aproximación lineal			
Tramos	α, m	Comprobación 1	
1-2	0,0038983	0,025210526	$\leq 0,3$
2-3	0,0042539	OK	
3-4	0,0063809		
4-5	0,0054942		
5-6	0,0036628		
6-7	0,0030112		
α, m	0,0040761	rad	Variación angular media en la longitud c
λ	0,002116	m-1	
K	0,00126		Coefficiente de rozamiento parásito
Hipótesis 2: Cable largo			
a	5	mm	Deslizamiento de cuñas
Ap	7,45E-02	m2	Área del pretensado
Po	91857,00	KN	Fuerza de tesado
c	19,33	m	Longitud c de penetración de cuñas
OK			
Tramos	X (m)	ΔP_2 (KN)	
1	0	7513,89	
2	20,25	0,00	
3	40,5	0,00	
4	54	0,00	
5	67,5	0,00	
6	87,75	0,00	
7	108	0,00	

Tabla 54. Pérdidas por penetración de cuñas

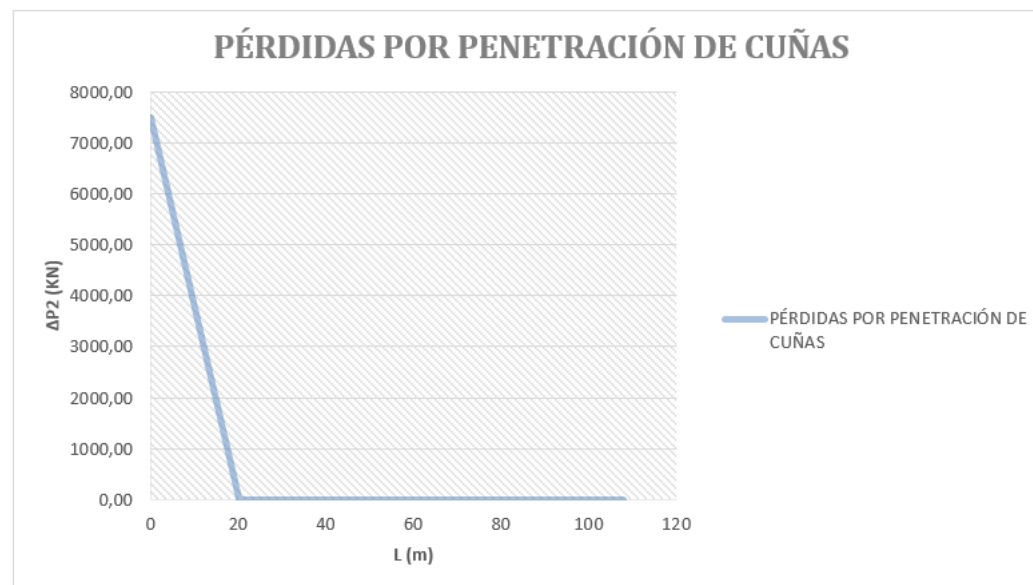


Figura 33. Representación gráfica de las pérdidas por penetración de cuñas

El tesado de los tendones previsto se realizará mediante un gato hidráulico, en el cual se tesarán sucesivamente los tendones dispuestos. Cada vez que se tese un tendón, el hormigón sufrirá un acortamiento elástico por dicha compresión, descargando así los tesados anteriormente. Por ello, es de aplicación cuantificar la magnitud de dichas pérdidas.

La obtención de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón se obtiene del siguiente modo:

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

Donde:

- A_p Sección total de la armadura activa
- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$ y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento de tesado
- E_p Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas
- E_{cj} Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas
- n Número de tendones que se tesan sucesivamente.

En las siguientes tablas se muestran los valores numéricos que adoptan dichas variables y la cuantificación de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN							
Tramos	A_{neta}	I_{neta}	ΔP_1 (KN)	ΔP_2 (KN)	Mg	ep	σ_{cp}
1	13,288584	3,3799071	0,00	7513,89	0,01	-0,05	6420,8182
2	11,468584	3,4049107	3786,26	0,00	52948,4137	-0,89	8937,2158
3	12,598584	4,8328184	4701,78	0,00	-2770,3645	-0,48	7166,5549
4	18,108584	12,368584	7452,95	0,00	-131334,35	1,00	5386,4341
5	12,908584	5,2893962	7573,90	0,00	-33132,033	-0,14	6604,9715
6	11,818584	3,81272	10966,99	0,00	29347,2821	-0,74	8727,4155
7	13,538584	3,6398268	11988,57	0,00	0,01	-0,07	6020,2928

Tramos	ΔP_3 (KN)
1	1129,8224
2	1572,6137
3	1261,044
4	947,8097
5	1162,2264
6	1535,6967
7	1059,345

Tabla 55. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

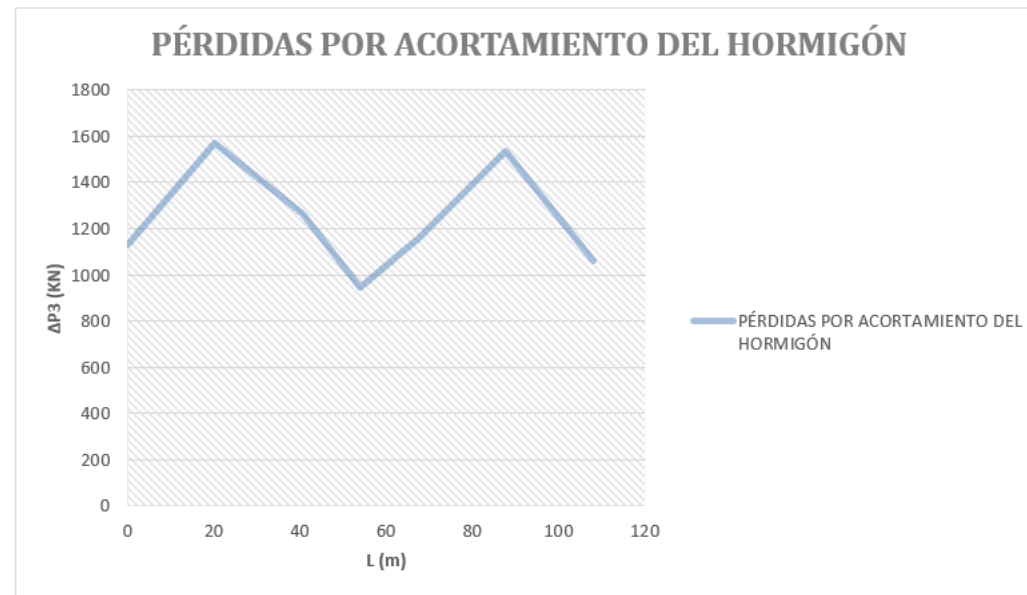


Figura 34. Representación gráfica de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

En la siguiente tabla se recogen el valor de las diferentes pérdidas instantáneas y el valor total de las mismas.

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS					
Tramos	ΔP1 (KN)	ΔP2 (KN)	ΔP3 (KN)	ΔP,tot (KN)	%
1	0	7513,8918	1129,8224	8643,7142	9,41%
2	3786,2564	0	1572,6137	5358,8701	5,83%
3	4701,7752	0	1261,044	5962,8191	6,49%
4	7452,9494	0	947,8097	8400,7591	9,15%
5	7573,8951	0	1162,2264	8736,1215	9,51%
6	10966,985	0	1535,6967	12502,682	13,61%
7	11988,572	0	1059,345	13047,917	14,20%

Tabla 56. Valor de las pérdidas instantáneas totales

5.3.5. Pérdidas diferidas

En el siguiente apartado se tendrán en cuenta las pérdidas a lo largo del tiempo, una vez ancladas las armaduras activas. El artículo 20.2.2.2 de la EHE-08 establece la siguiente expresión para la obtención de las pérdidas diferidas

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

Donde:

- y_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la Sección.
- n Coeficiente de equivalencia E_p/E_c
- $\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado (t_0)
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado
- σ_{cp} Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \frac{P_{ki}}{A_p}$$

Siendo ρ_f el valor de la relajación longitudinal constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas

- A_c Área de la sección de hormigón
- I_c Inercia de la sección de hormigón
- χ Coeficiente de envejecimiento. La EHE-08 aconseja adoptar el valor de 0,80 para evaluaciones a tiempo infinito

Definidos los parámetros anteriores, en las siguientes tablas se muestra el valor numérico que adopta cada uno de los distintos parámetros y el valor de las pérdidas diferidas en cada una de las secciones de control.

DEFORMACIÓN POR RETRACCIÓN			
t	100	años	Vida útil de la estructura
t	36500	días	Edad del hormigón en el instante de evaluación
ts	14	días	Edad del hormigón al comienzo de la retracción
$\epsilon_{cd}(t,ts)$	-0,00013721	m	Deformación de retracción por secado
$\beta_{ds}(t-ts)$	0,736502957		Coefficiente de evolución temporal
Ke	-0,7		Coefficiente que depende del espesor medio
$\epsilon_{cd}(=)$	0,0003	m	Coefficiente de retracción a tiempo infinito
e	4740	m	Espesor medio
u	5	m	Perímetro en contacto con la atmósfera
Ac	11,85	m2	Área de la sección transversal

e (mm)	Ke
100	1,00
200	0,85
300	0,75
500	0,70

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,12	0,11

β_{HR}	0,90		
HR	75	%	Humedad relativa en tanto por ciento
α_{ds1}	4		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
α_{ds2}	0,12		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
fcm	53		Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm,0	10	Mpa	
ENDURECIMIENTO NORMAL			

$\epsilon_{ca}(=)$	0,0001	m	Coefficiente de retracción autógena a tiempo infinito
$\epsilon_{ca}(t)$	0,0001	m	Deformación de retracción autógena
$\beta_{as}(t)$	1,0000		Coefficiente de evolución temporal para t
$\beta_{as}(ts)$	0,5268		Coefficiente de evolución temporal para ts
$\epsilon_{ca}(ts)$	0,0000461	m	Deformación de retracción autógena a tiempo ts
$\epsilon_{ca,t}$	0,0000414	m	Deformación de retracción autógena que se producirá despues d

ϵ_{cs}	-0,0000958	m	Deformación por retracción total
-----------------	------------	---	----------------------------------

COEFICIENTE DE FLUENCIA			
$\varphi(t,t_0)$	1,302		Coefficiente de fluencia
φ_0	1,315		Coefficiente básico de fluencia
$\beta_c(t-t_0)$	0,990		Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo
φ_{HR}	1,023		Coefficiente de influencia de la humedad relativa HR
$\beta(f_{cm})$	2,308		Factor que permite tener en cuenta la resistencia del hormigón
$\beta(t_0)$	0,557		Factor de influencia de la edad de la carga
β_H	1218,954	adim	
α_1	0,748	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_2	0,920	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_3	0,813	adim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón

PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN PURA (EHE-08, Art. 12.1.)			
$\Delta\sigma_{pr}$	70,57	Mpa	Pérdida por relajación a longitud constante
p.f	0,0625	adim	Valor de la relajación a longitud constante para tiempo infinito
Pki	84072,12	KN	Fuerza característica de pretensado
Ap	7,45E-02	m2	Área de la armadura activa
K1	-2,204	adim	Coefficiente 1 que depende del tipo de acero y la tensión inicial
K2	0,168	adim	Coefficiente 2 que depende del tipo de acero y la tensión inicial
t	876000	h	Vida útil de la estructura en horas

Tramos	Pki	Ac	Ic	yp	σ_{cp}	ΔP_{dif}
1	83213,29	13,32	3,38	-0,05	6,33	6697,1172
2	86498,13	11,5	3,43	-0,89	8,43	7055,7495
3	85894,19	12,63	4,84	-0,48	7,01	6892,5661
4	83456,25	18,14	12,4	1,00	5,26	6112,752
5	83120,88	12,94	5,29	-0,14	6,21	6536,9733
6	79354,32	11,85	3,83	-0,74	8,38	6963,6506
7	78809,09	13,57	3,64	-0,07	5,94	6227,5504

Tabla 57. Cálculo de las pérdidas diferidas (KN) a lo largo de la longitud del paso superior para el trazado final de la armadura activa.

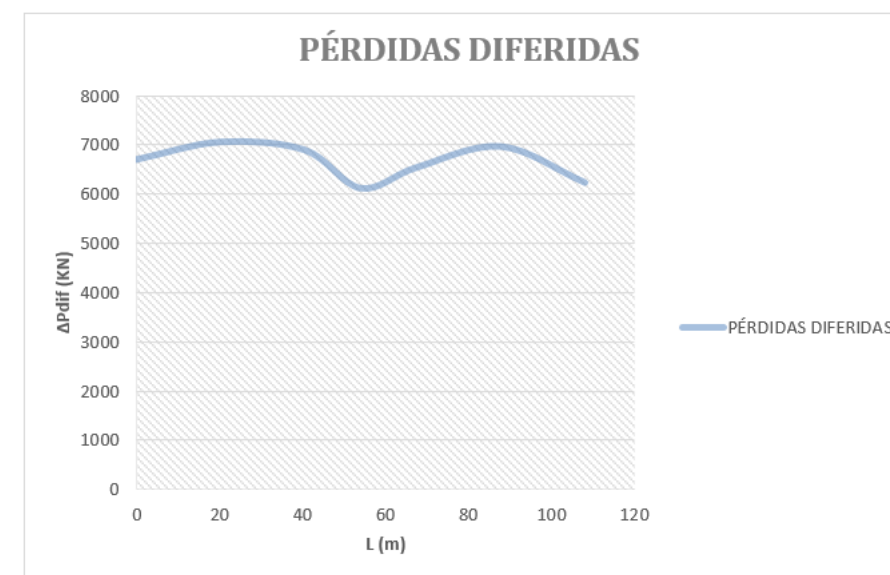


Figura 35. Representación gráfica de las pérdidas diferidas a lo largo de la longitud

5.3.6. Pérdidas totales de pretensado

En este apartado se recogen las pérdidas totales que se producirán en el pretensado a modo resumen y la representación gráfica de las mismas.

PÉRDIDAS TOTALES	
ΔP_{tot} (KN)	%
15340,83	16,70%
12414,62	13,52%
12855,39	13,99%
14513,51	15,80%
15273,09	16,63%
19466,33	21,19%
19275,47	20,98%

Tabla 58. Valor de las pérdidas totales que se producirán en la fuerza de pretensado

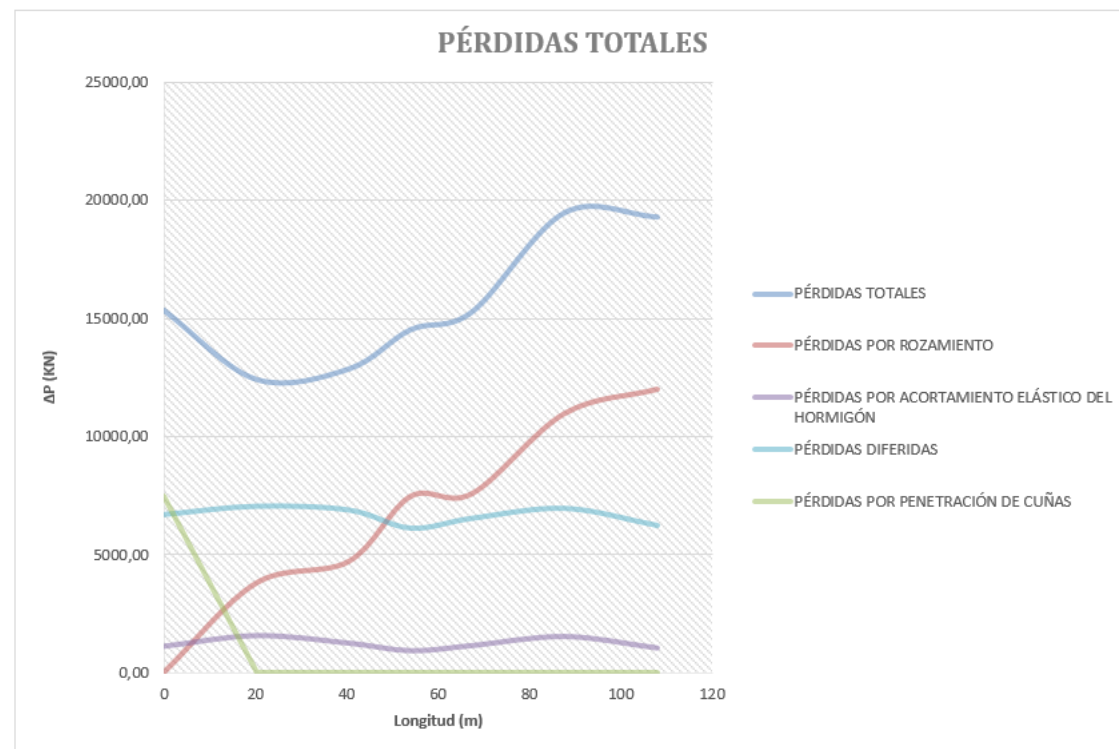


Figura 36. Representación gráfica de las pérdidas instantáneas, diferidas y totales.

5.3.7. Resultados finales

La fuerza de tesado resultante es de **91168 KN**, repartida en 4 cables de 19 torones. La vaina donde se alojarán es de 100 mm, que posteriormente será rellenada con mortero adherente. Los torones empleados son del tipo ASTM A 416 clase 270.

tipo		13 mm (0,5")		15 mm (0,6")			
norma/código		ASTM A 416 clase 270	prEN 10138 BS 5896 Super	ASTM A 416 clase 250	prEN 10138 BS 5896 Super	ASTM A 416 clase 270	prEN 10138 BS 5896 Super
resistencia en el límite elástico $f_{p0,1k}$	[N/mm ²]	1.670 ¹⁾	1.580 ²⁾	1.550 ¹⁾	1.500 ²⁾	1.670 ¹⁾	1.580 ²⁾
resistencia a la rotura f_{pk}	[N/mm ²]	1.860	1.860	1.725	1.770	1.860	1.860
diámetro nominal	[mm]	12,70	12,90	15,24	15,70	15,24	15,70
área de la sección	[mm ²]	98,71	100,00	139,35	150,00	140,00	150,00
peso	[kg/m]	0,775	0,785	1,094	1,180	1,102	1,18
carga de rotura	[kN]	183,7	186,0	240,2	265,0	260,7	279,0
módulo de elasticidad	[N/mm ²]	~195.000					
Relajación ³⁾ después de 1.000 h a 0,7 x carga de rotura f_{pk}	[%]	max. 2,5					

Tabla 59. Datos técnicos sobre los torones del sistema de postensado adherente de la casa DYWIDAG.

tendón tipo 0,5"	tendón tipo 0,6"	vaina	
		Ø interior mm	Ø exterior mm
5901	6801	20	25
5902	6802	40	45
5903	6803	50	55
5904	6804	55	60
5905	6805	60	65
5907	6806	65	70
5909	6807	65	70
5912	6809	75	80
5915	6812	80	85
5920	6815	90	95
5927	6819	95	100
5932	6822	100	105
5937	6827	110	118
-	6837	130	138

Tabla 60. Datos técnicos de la vaina que aloja el pretensado por la casa DYWIDAG.

De esta forma, obtenido el esfuerzo de pretensado y el trazado del mismo, se introduce en el software de elementos finitos *SAP2000* y se combina con las acciones ya introducidas para la combinación poco probable y frecuente. En la siguiente tabla se recogen los flectores en las secciones críticas tras la implementación del pretensado.

Secciones de control	M_{max}^F	M_{min}^F	M_{max}	M_{min}
Sección de control 2	6488	-9151	15446	-15953
Sección de control 4	19596	-2819	28834	-19749
Sección de control 6	6538	-10077	15282	-14418

Tabla 61. Momentos flectores (KN·m) para la combinación frecuente y poco probable en servicio incluyendo la acción del pretensado.

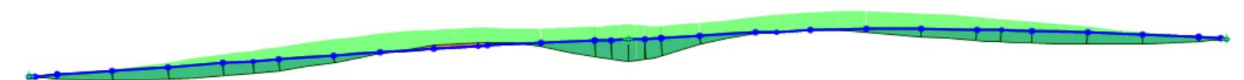


Figura 37. Ley de momentos flectores para la combinación poco probable en servicio incluyendo el pretensado

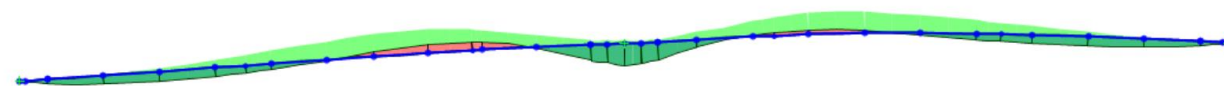


Figura 38. Ley de momentos flectores para la combinación frecuente en servicio incluyendo el pretensado.

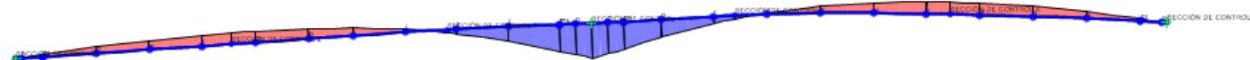


Figura 39. Ley de flectores originada por el pretensado.

En la siguiente tabla se muestra la comprobación de tensiones que garantiza que se cumple para dichas combinaciones el estado de descompresión y de fisuración por compresión en la fase de tesado y la de servicio.

PP		Pki		Δp_{dif}		CON SECCIÓN NETA (TESADO)			
Mf (KN*m)	M (KN*m)	N(KN)	M(KN*m)	N(KN)	M(KN*m)	$\sigma_{c1,max}$	$\sigma_{c2,max}$	$\sigma_{c1,min}$	$\sigma_{c2,min}$
0.01	0.01	72286.26	-3930.62	-4750.44	258.31	4.16	7.26	4.75	5.94
73442.27527	73442.28	75634.88	-67591.41	-3866.03	3454.89	8.16	7.51	7.09	2.44
38217.3586	38217.36	74988.59	-61075.35	-6172.22	2951.06	2.86	13.68	2.18	9.48
-76684.0476	-76684.05	72648.22	72648.22	-3565.29	-3565.29	4.70	5.26	2.14	3.94
7855.690497	7855.69	72275.09	0.00	-4661.24	646.23	6.05	4.33	6.86	3.21
49841.14363	49841.14	68618.86	-50890.88	-4313.67	3199.22	5.87	8.14	5.40	4.07
0.01	0.01	68063.33	-5053.72	-4339.32	322.20	3.70	7.12	4.23	5.82
						OK	OK	OK	OK

Tabla 62. Comprobación tensional en fase de tesado

Carga muerta + SU		Pki		Δp_{dif}		CON SECCIÓN HOMOGENEIZADA (SERVICIO)			
Mf (KN*m)	M (KN*m)	N(KN)	M(KN*m)	N(KN)	M(KN*m)	$\sigma_{c1,max}$	$\sigma_{c2,max}$	$\sigma_{c1,min}$	$\sigma_{c2,min}$
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.16	7.26	4.75	5.94
7825.56	18492.40	0.00	0.00	0.00	0.00	10.93	3.13	8.27	0.58
-9398.62	5606.05	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	12.45	0.93	11.54
-21928.4	-38807.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1.36	10.72	0.26	7.03
-9630.43	6873.13	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	2.89	5.75	5.23
11213.69	19545.87	0.00	0.00	0.00	0.00	8.58	3.30	6.96	1.29
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	7.12	4.23	5.82
						OK	OK	OK	OK

Tabla 63. Comprobación tensional en fase de servicio

5.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL PASIVA FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

En este apartado se determinará la cuantía necesaria para Estados Límite Últimos. No obstante, se debe tener en cuenta el proceso constructivo y las leyes de flectores derivadas del mismo. En el presente apartado se explicará la metodología de cálculo seguida, mostrando los resultados críticos en algunas de las secciones desfavorables. En el “Anexo 2” se muestran los resultados de la cuantía de cálculo necesaria para todas las secciones estudiadas.

5.4.1. Esfuerzos de dimensionamiento en ELU de resistencia

La ley de flectores desfavorable en ELU corresponde con la ELU_1 de resistencia. En la siguiente figura se muestra la envolvente de la ley de flectores seguido de una tabla con el valor numérico cada 5 m.

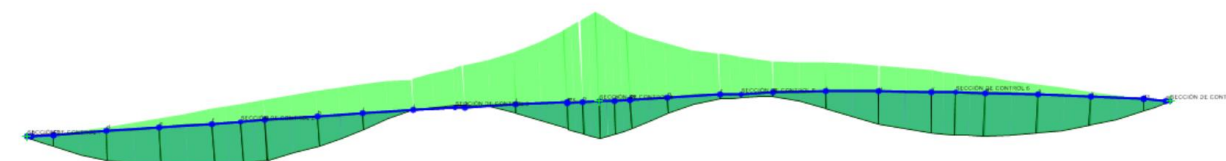


Figura 40. Ley de momentos flectores desfavorable en Estado Límite Último

X (m)	M_{max}	M_{min}
0	0	0
5	11126	-586
10	26665	-4407
15	35298	-9859
20.25	37386	-19909
25	35462	-21624
30	25713	-26786
35	-4042	-32620
40.5	-6646	-41794
45	799	-56519.5
50	15202.5	-78192
54	23258	-96246
60.5	10980	-55997
67.5	6075	-38074
70	8251	-32858
75	23446	-25004
80	39149	-20075
87.75	48723	-9238
90	48542	-6714
95	43430	-2819
100	32037	138
105	12919	981

108	0	0
-----	---	---

Tabla 64. Valor de la ley de flectores en KN·m para Estado Límite Último de agotamiento cada 5 m de longitud aproximadamente.

5.4.2. Esfuerzos proceso constructivo

El proceso constructivo consta de tres fases, tal y como se explica detalladamente en el propio anejo de proceso constructivo. En este apartado se representan las leyes de flectores producidas en las distintas fases, comprobando si alguna de ellas supera los flectores de ELU de resistencia. De esta forma, se obtendrán los flectores desfavorables que puedan producirse por la ELU de resistencia o el proceso constructivo.

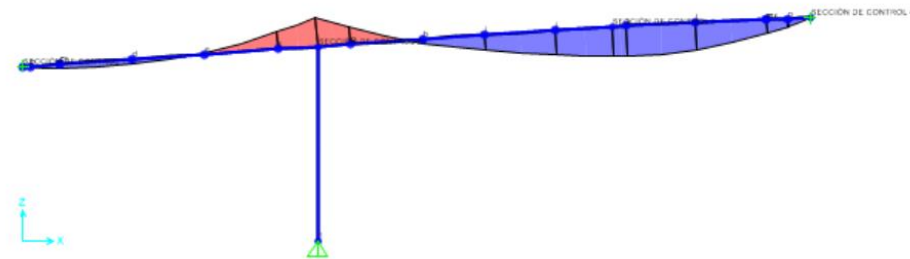


Figura 41. Ley de momentos flectores en la fase 1 del proceso constructivo.

En la primera fase se construye el primer vano de hormigón y en el momento que se descimbra se coloca un apeo para reducir los momentos flectores de la viga sin el pretensado. En la siguiente tabla se expone el valor de los momentos flectores cada 5 m de longitud.

X (m)	$M_{fase 1}$
0	0
5	4899
10	2467
15	-7110
20	-25109
25	-4900
30	9554
35	19160
40	25590
45	23660
50	13974
55	0

Tabla 65. Valor de la ley de flectores en KN·m para la fase 1 del proceso constructivo cada 5 m de longitud.

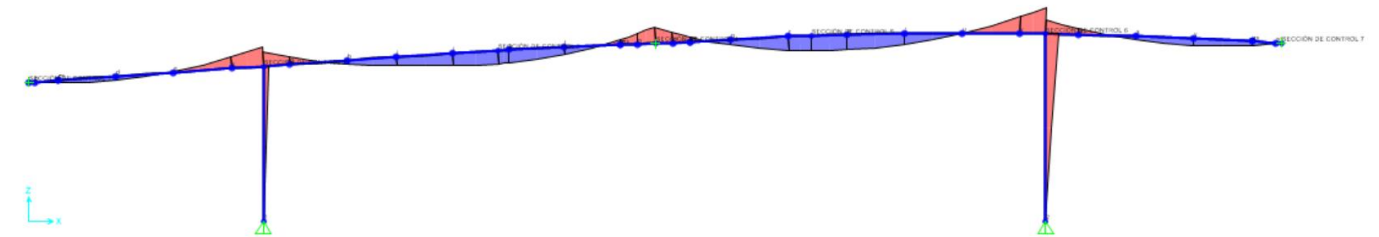


Figura 42. Ley de momentos flectores en la fase 2 del proceso constructivo.

La segunda fase alberga la construcción del segundo vano, descimbrado y colocación de un nuevo apeo para reducir los momentos flectores que puedan darse sin la acción del pretensado.

En la siguiente tabla se muestra el valor de los momentos flectores que actúan en la fase 2 del proceso constructivo.

X (m)	$M_{fase 2}$
0	0
5	5160,4
10	3000
15	-6478,7
20.25	-24053
25	-1012
30	9145
35	1428
40.5	16286
45	10476
50	-3980
54	-20781
60.5	6116
67.5	16758
70	19398
75	14156
80	1567
87.75	-18932
90	-32203
95	3524
100	8235
105	5350
108	0

Tabla 66. Valor de la ley de flectores en KN·m para la fase 2 del proceso constructivo cada 5 m de longitud aproximadamente.

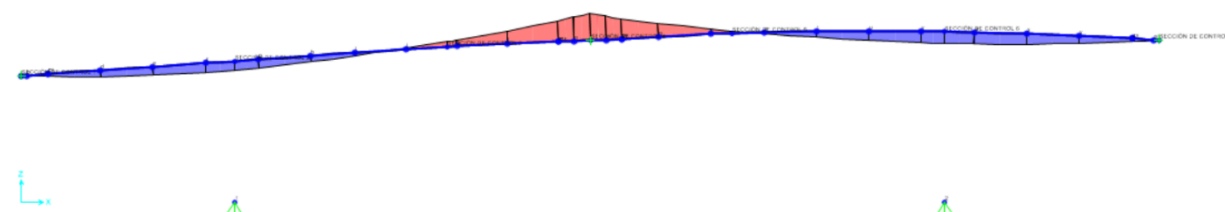


Figura 43. Ley de momentos flectores en la fase 3 del proceso constructivo.

La fase 3 contempla el desapeo de la estructura. La ley de flectores final del tras el proceso constructivo es muy parecida a la ley observada de peso propio sin contemplar el proceso constructivo, disminuyendo ligeramente los flectores en el apoyo central y aumentado suavemente los flectores positivos del vano derecho.

En la siguiente tabla se muestra el valor numérico de la ley de flectores en la fase 3 del proceso constructivo cada 5 m de longitud.

X (m)	$M_{fase\ 3}$
0	0
5	21422
10	35866
15	42874
20.25	42509
25	35475
30	22215
35	4332
40.5	-19249
45	-52168
50	-90124
54	-128848
60.5	-79762
67.5	-42507
70	5587
75	28157
80	35653
87.75	53918
90	55428
95	53194
100	36723
105	16226
108	0

Tabla 67. Valor de la ley de flectores en KN-m para la fase 3 del proceso constructivo cada 5 m de longitud aproximadamente.

5.4.3. Ley de esfuerzos a considerar para el dimensionamiento de la armadura pasiva

Recapitulando los dos apartados anteriores, en la siguiente tabla se mostrarán los esfuerzos desfavorables de la combinación ELU de resistencia y la fase 1 y 2 del proceso constructivo. La fase 3 de momentos flectores no debe resistirse con armadura pasiva, ya que se pretensará en dicha fase.

X (m)	M_{max}	M_{min}	$M_{fase\ 1}$	$M_{fase\ 2}$
0	0	0	0	0
5	11126	-586	4899	5160,4
10	26665	-4407	2467	3000
15	35298	-9859	-7110	-6478,7
20.25	37386	-19909	-25109	-24053
25	35462	-21624	-4900	-1012
30	25713	-26786	9554	9145
35	-4042	-32620	19160	1428
40.5	-6646	-41794	25590	16286
45	799	-56519.5	23660	10476
50	15202.5	-78192	13974	-3980
54	23258	-96246	0	-20781
60.5	10980	-55997	--	6116
67.5	6075	-38074	--	16758
70	8251	-32858	--	19398
75	23446	-25004	--	14156
80	39149	-20075	--	1567
87.75	48723	-9238	--	-18932
90	48542	-6714	--	-32203
95	43430	-2819	--	3524
100	32037	138	--	8235
105	12919	981	--	5350
108	0	0	--	0

Tabla 68. Esfuerzos flectores a considerar en el dimensionamiento de la armadura pasiva.

5.4.4. Obtención de la cuantía de cálculo

La cuantía de cálculo necesaria se ha obtenido mediante el programa *CalcFlex*, desarrollado por la Unidad Docente de hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia. La cuantía de cálculo viene dada por los esfuerzos pésimos en ELU, en los que se tiene en cuenta el efecto del pretensado, y los esfuerzos pésimos del proceso constructivo, en el que se colocan 2 apeos para reducir los flectores hasta que se pretensa, resistiéndose todo ello con armadura pasiva. Los cálculos realizados con *CalcFlex* quedan referenciados en el Anexo 2. La cuantía de cálculo cada 5 m de dichos escenarios es la siguiente:

CUANTÍA DE CÁLCULO PARA ESFUERZOS ELU		PROCESO CONSTRUCTIVO	
As	A's	As	A's
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	103.63	0.00
0.00	0.00	81.03	0.00
30.89	0.00	40.51	47.13
83.29	0.00	0.00	94.27
0.00	0.00	0.00	332.44
0.00	0.00	0.00	66.95
0.00	0.00	68.87	33.48
0.00	0.00	137.73	0.00
0.00	0.00	261.76	0.00
0.00	0.00	289.09	0.00
0.00	0.00	251.57	0.00
0.00	0.00	161.18	0.00
0.00	0.00	0.00	139.16
0.00	0.00	58.90	69.58
0.00	0.00	117.80	0.00
0.00	0.00	251.58	0.00
0.00	0.00	266.58	0.00
0.00	0.00	209.21	0.00
0.00	0.00	67.77	0.00
190.83	0.00	0.00	236.98
117.07	0.00	0.00	403.12
0.00	0.00	1.10	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 69. Cuantía de cálculo para la ELU pésima y el proceso constructivo, en cm²

5.4.5. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas

La cuantía mínima geométrica a disponer viene definida en la siguiente tabla del artículo 42.3.5. de la EHE-08.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Tabla 70. Cuantía mínima geométrica en tanto por mil sobre la sección bruta de hormigón.

La cuantía mínima a aplicar correspondiente a la cara de tracción es de 2,8 ‰ del área bruta de la sección. Se recomienda disponer además, el 30 % de dicha cuantía en la cara opuesta.

La cuantía mecánica a disponer debe cumplir lo especificado en el artículo 42.3.2 de la EHE-08, en el que se argumenta que todo tipo de sección solicitada a flexión simple o compuesta debe cumplir la siguiente expresión:

$$A_p \cdot f_{pd} \cdot \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

- A_p Área de la armadura activa adherente
- A_s Área de la armadura pasiva
- f_{pd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción
- f_{yd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción
- W_1 Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada
- z Brazo mecánico de la sección.
- d_p Profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección
- d_s Profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección
- P Fuerza de pretensado descontando las pérdidas instantáneas
- e Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta
- A Área de la sección bruta de hormigón.

En la siguiente tabla se muestra el valor de las cuantías mínimas cada 5 m.

X (m)	CUANTÍA MÍNIMA GEOMÉTRICA		CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA	
	As	A's	As	A's
0	111.888	372.960	0.000	0.000
5	137.828	338.841	52.340	0.000
10	189.707	270.604	157.020	0.000
15	241.587	202.367	261.700	0.000
20	293.466	134.130	366.380	0.000
20.25	322.000	96.600	423.954	0.000
25	325.516	97.655	426.965	0.000
30	333.328	99.998	433.657	0.000
35	339.890	101.967	439.278	0.000
40	347.390	104.217	445.703	0.000
40.5	353.640	106.092	451.056	0.000
45	267.916	277.241	258.940	106.869
50	197.101	418.625	100.235	195.151
54	152.376	507.920	0.000	250.909
60	142.669	475.564	0.000	281.659
60.5	131.345	437.816	0.000	317.534
67.5	108.696	362.320	0.000	389.285
70	141.748	323.390	58.796	331.613
80	196.836	258.506	156.789	235.493
85	251.923	193.622	254.783	139.374
87.75	331.800	99.540	396.873	0.000
95.5	248.440	206.861	244.983	0.000
100	146.256	338.416	58.796	0.000
108	113.988	379.960	0.000	0.000

Tabla 71. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas cada 5 m, en cm²

5.4.6. Armado longitudinal dispuesto

Obtenidas las cuantías de cálculo y las mínimas geométricas y mecánicas, se debe disponer la mayor entre ellas, siendo esta la más restrictiva. En la siguiente tabla se muestran las cuantías finales a disponer.

	CUANTÍAS DE ARMADO EN cm2									
	CUANTÍA DE CÁLCULO PARA ESFUERZOS ELU		CUANTÍA MÍNIMA GEOMÉTRICA		CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA		PROCESO CONSTRUCTIVO		CUANTÍA FINAL DE CÁLCULO	
X (m)	As	A's	As	A's	As	A's	As	A's	As	A's
0	0.00	0.00	111.89	372.96	0.00	0.00	0.00	0.00	111.89	372.96
5	0.00	0.00	163.77	304.72	104.68	0.00	103.63	0.00	163.77	304.72
10	0.00	0.00	215.65	236.49	209.36	0.00	81.03	0.00	215.65	236.49
15	30.89	0.00	267.53	168.25	314.04	0.00	40.51	47.13	314.04	168.25
20	83.29	0.00	319.41	100.01	418.72	0.00	0.00	94.27	418.72	100.01
20.25	0.00	0.00	322.00	96.60	423.95	0.00	0.00	332.44	423.95	332.44
25	0.00	0.00	329.42	98.83	430.31	0.00	0.00	66.95	430.31	98.83
30	0.00	0.00	337.23	101.17	437.00	0.00	68.87	33.48	437.00	101.17
35	0.00	0.00	345.05	103.51	443.69	0.00	137.73	0.00	443.69	103.51
40	0.00	0.00	352.86	105.86	450.39	0.00	261.76	0.00	450.39	105.86
40.5	0.00	0.00	353.64	106.09	451.06	0.00	289.09	0.00	451.06	106.09
45	0.00	0.00	286.55	240.03	300.70	83.64	251.57	0.00	300.70	240.03
50	0.00	0.00	212.01	388.86	133.65	176.57	161.18	0.00	212.01	388.86
54	0.00	0.00	152.38	507.92	0.00	250.91	0.00	139.16	152.38	507.92
60	0.00	0.00	132.96	443.21	0.00	312.41	58.90	69.58	132.96	443.21
60.5	0.00	0.00	131.34	437.82	0.00	317.53	117.80	0.00	131.34	437.82
67.5	0.00	0.00	108.70	362.32	0.00	389.29	251.58	0.00	251.58	389.29
70	0.00	0.00	136.24	329.88	49.00	341.23	266.58	0.00	266.58	341.23
80	0.00	0.00	246.41	200.11	244.98	148.99	209.21	0.00	246.41	200.11
85	0.00	0.00	301.50	135.23	342.98	52.87	67.77	0.00	342.98	135.23
87.75	190.83	0.00	331.80	99.54	396.87	0.00	0.00	236.98	396.87	236.98
95.5	117.07	0.00	248.44	206.86	244.98	0.00	0.00	403.12	248.44	403.12
100	0.00	0.00	200.04	269.18	156.79	0.00	1.10	0.00	200.04	269.18
108	0.00	0.00	113.99	379.96	0.00	0.00	0.00	0.00	113.99	379.96

Tabla 72. Cuantía final a disponer en cm²

En la tabla anterior se puede observar en amarillo las cuantías limitantes inferiores y en azul, las cuantías limitantes superiores.

Obtenidas las cuantías finales a disponer, se establece un armado base inferior de 91Ø20 y un armado superior de 109Ø20, cubriendo gran parte de las cuantías a lo largo del paso superior, necesitando reforzar en los tramos más críticos.

En la siguiente tabla se muestra el armado base y el refuerzo a disponer cada 5 m.

X (m)	ARMADO BASE As-286 cm2 A's-340 cm2		REFUERZO		ARMADO BASE		REFUERZO	
	As	A's	As	A's	As	A's	As	A's
0	111.89	372.96	0.00	32.96	91Ø20	109Ø20	-----	10Ø20
5	163.77	304.72	0.00	0.00	91Ø20	109Ø20	-----	-----
10	215.65	236.49	0.00	0.00	91Ø20	109Ø20	-----	-----
15	314.04	168.25	28.34	0.00	91Ø20	109Ø20	9Ø20	-----
20	418.72	100.01	133.02	0.00	91Ø20	109Ø20	43Ø20	-----
20.25	423.95	332.44	138.26	0.00	91Ø20	109Ø20	44Ø20	-----
25	430.31	98.83	144.61	0.00	91Ø20	109Ø20	46Ø20	-----
30	437.00	101.17	151.30	0.00	91Ø20	109Ø20	49Ø20	-----
35	443.69	103.51	158.00	0.00	91Ø20	109Ø20	51Ø20	-----
40	450.39	105.86	164.69	0.00	91Ø20	109Ø20	53Ø20	-----
40.5	451.06	106.09	165.36	0.00	91Ø20	109Ø20	53Ø20	-----
45	451.06	106.09	165.36	0.00	91Ø20	109Ø20	53Ø20	-----
50	212.01	388.86	0.00	48.86	91Ø20	109Ø20	-----	15Ø20
54	152.38	507.92	0.00	167.92	91Ø20	109Ø20	-----	53Ø20
60	132.96	443.21	0.00	103.21	91Ø20	109Ø20	-----	33Ø20
60.5	131.34	437.82	0.00	97.82	91Ø20	109Ø20	-----	31Ø20
67.5	251.58	389.29	0.00	49.29	91Ø20	109Ø20	-----	15Ø20
70	266.58	341.23	0.00	1.23	91Ø20	109Ø20	-----	9Ø20
80	246.41	200.11	0.00	0.00	91Ø20	109Ø20	-----	-----
85	342.98	135.23	57.28	0.00	91Ø20	109Ø20	19Ø20	-----
87.75	396.87	236.98	111.17	0.00	91Ø20	109Ø20	36Ø20	-----
95.5	248.44	403.12	0.00	63.12	91Ø20	109Ø20	-----	20Ø20
100	200.04	269.18	0.00	0.00	91Ø20	109Ø20	-----	-----
108	113.99	379.96	0.00	39.96	91Ø20	109Ø20	-----	12Ø20

	Cuantías de cálculo que cubre el armado base inferior de 286 cm2 y el armado superior de 340 cm2
	Cuantías de cálculo a reforzar

Tabla 73. Armadura longitudinal. Armado base + Refuerzo.

5.4.7. Separaciones máximas y mínimas

Las separaciones máximas vienen establecidas en el artículo 42.3.1 de la EHE-08. La armadura pasiva longitudinal deberá cumplir los siguientes criterios de separación máxima:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 3 \cdot b_0$$

La primera de las limitaciones es más restrictiva en todo caso, debido a que el valor de b_0 es muy superior, dada la tipología de puente losa.

Las separaciones mínimas vienen recogidas en el artículo 69.4.1.1 de la EHE-08. La separación de armaduras debe cumplir los siguientes criterios:

- 20 mm salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 15 mm
- El diámetro de la mayor
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido

Puesto que el tamaño del árido es de 20 mm, la separación mínima a respetar es de 25 mm.

5.4.8. Longitudes de anclaje y solapo

Los criterios relativos al anclaje y empalme de armaduras vienen recogidos en el artículo 69.5 de la EHE-08.

En primer lugar, cabe distinguir las posiciones posibles en las que se pueden encontrar las barras. La EHE-08 define las siguientes posiciones relativas al anclaje de las armaduras:

- Posición I, o de buena adherencia, es aquella en la que durante el hormigonado, las barras forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45 y 90 grados, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II, o de mala adherencia, son el resto de casos que no engloba la Posición I.
- En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas se aumentarán diez veces el diámetro.

La longitud básica de anclaje se define para ambas posiciones de la siguiente manera:

$$l_{bI} = m \cdot \sigma^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

$$l_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \sigma^2 \cdot \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$$

donde:

- ϕ Diámetro de la barra en mm
- m Coeficiente numérico, con los valores indicados en la siguiente tabla, en función del tipo de acero, obtenida a partir de los resultados experimentales realizados con motivo del ensayo de adherencia de las barras.

Resistencia característica del hormigón (N/mm²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Tabla 74. Coeficiente numérico m

El coeficiente m adopta el valor de la unidad para una resistencia característica del hormigón de 45 MPa y de 500 MPa para el acero pasivo.

Las longitudes de anclaje, en ningún caso podrá ser inferior al mayor de los siguientes valores:

- 10 Ø
- 150 mm
- La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

La longitud básica de anclaje puede verse reducida adoptando la longitud neta de anclaje, definida mediante la siguiente expresión:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

donde:

- β Factor de reducción definido en la tabla 69.5.1.2.b de la EHE-08
- l_b Longitud básica de anclaje
- A_s Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura
- $A_{s,real}$ Armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la Armadura
- σ_{sd} Tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar, en la hipótesis de carga más desfavorable, en la sección desde la que se determina la longitud de anclaje
- f_{yd} Límite elástico de cálculo del acero pasivo.

La longitud de anclaje neta será inferior a la longitud de anclaje básica o igual en cualquier caso. El coeficiente β adopta el valor de la unidad en el caso de prolongación recta.

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Tabla 75. Coeficiente reductor β para el cálculo de la longitud de anclaje

En cuanto al empalme de armaduras, se realizará según lo dispuesto en el artículo 69.5.2.2 de la EHE-08. Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de cuatro diámetros como máximo.

La longitud de solapo viene definida según la siguiente expresión:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,neto}$$

donde:

- α Coeficiente función del porcentaje de armadura solapada en una sección

respecto a la sección total de acero de esa misma sección, de la distancia transversal entre empalmes y del tipo de esfuerzo en la barra, definido en la siguiente tabla.

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 76. Coeficiente α de solapo

En la mayoría de las secciones de control, el coeficiente α adopta el valor de 2, debido a que más del 50 % de las barras están trabajando a tracción y la separación es menor a diez veces el diámetro. En todos los casos se adoptará el valor de 2, simplificando los cálculos y quedando del lado de la seguridad.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de cálculo en las secciones establecidas cada cinco metro aproximadamente. Se muestra la longitud de anclaje neta, la longitud de solapo y la de decalaje, siendo ésta última igual a un canto útil, quedando así del lado de la seguridad.

LONGITUDES DE ANCLAJE BÁSICAS, NETA, CANTO ÚTIL (DECALAJE) Y LONGITUD DE SOLAPO												
X (m)	As	A's	As	A's	d (m)	β	lb As (cm)	lb A's (cm)	lbn As (cm)	lbn A's (cm)	ls As (cm)	ls (cm)
0	91Ø20	109Ø20	-----	10Ø20	1.66	1	50	71.43	19.57	71.26	39.14	142.52
5	91Ø20	109Ø20	-----	-----	1.66	1	50	71.43	28.64	63.56	57.28	127.12
10	91Ø20	109Ø20	-----	-----	1.66	1	50	71.43	37.72	49.33	75.43	98.66
15	91Ø20	109Ø20	9Ø20	-----	1.66	1	50	71.43	43.17	35.10	86.34	70.19
20	91Ø20	109Ø20	43Ø20	-----	1.66	1	50	71.43	42.96	20.86	85.91	41.72
20.25	91Ø20	109Ø20	44Ø20	-----	1.66	1	50	71.43	43.17	69.34	86.34	138.69
25	91Ø20	109Ø20	46Ø20	-----	1.71	1	50	71.43	43.96	20.61	87.92	41.23
30	91Ø20	109Ø20	49Ø20	-----	1.76	1	50	71.43	44.48	21.10	88.96	42.21
35	91Ø20	109Ø20	51Ø20	-----	1.81	1	50	71.43	45.30	21.59	90.59	43.18
40	91Ø20	109Ø20	53Ø20	-----	1.86	1	50	71.43	46.09	22.08	92.18	44.16
40.5	91Ø20	109Ø20	53Ø20	-----	1.87	1	50	71.43	46.23	22.13	92.46	44.26
45	91Ø20	109Ø20	5Ø20	-----	2.20	1	50	71.43	47.51	50.07	95.01	100.14
50	91Ø20	109Ø20	-----	15Ø20	2.57	1	50	71.43	37.08	71.30	74.16	142.60
54	91Ø20	109Ø20	-----	53Ø20	2.86	1	50	71.43	26.65	71.29	53.30	142.57
60	91Ø20	109Ø20	-----	33Ø20	2.86	1	50	71.43	23.25	70.96	46.51	141.93
60.5	91Ø20	109Ø20	-----	31Ø20	2.57	1	50	71.43	22.97	71.10	45.94	142.21
67.5	91Ø20	109Ø20	-----	15Ø20	2.20	1	50	71.43	44.00	78.43	88.00	156.85
70	91Ø20	109Ø20	-----	9Ø20	1.87	1	50	71.43	46.62	72.24	93.25	144.48
80	91Ø20	109Ø20	-----	-----	1.86	1	50	71.43	43.10	41.74	86.19	83.48
85	91Ø20	109Ø20	19Ø20	-----	1.81	1	50	71.43	46.19	28.21	92.38	56.41
87.75	91Ø20	109Ø20	36Ø20	-----	1.66	1	50	71.43	46.29	49.43	92.59	98.86
95.5	91Ø20	109Ø20	-----	20Ø20	1.66	1	50	71.43	43.45	71.05	86.90	142.10
100	91Ø20	109Ø20	-----	-----	1.66	1	50	71.43	34.99	56.15	69.97	112.30
108	91Ø20	109Ø20	-----	12Ø20	1.66	1	50	71.43	19.94	71.40	39.87	142.79

Tabla 77. Longitud de anclaje neta, longitud de solapo y decalaje.

5.5. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

En este apartado se comprobará la flexión del voladizo de la losa, comprobando su resistencia y aptitud a la fisuración. De manera simplificada, se considerará como modelo estructural, una ménsula de ancho

tributario y un canto de variable de 300 mm a 700 mm. De este modo se resta del lado de la seguridad, despreciando el comportamiento bidimensional de la losa.

5.5.1. Esfuerzos de dimensionamiento

Los esfuerzos de dimensionamiento se obtienen partiendo de la configuración para flexión transversal del apartado 4.8.2 del presente anejo. De esta forma los esfuerzos de cálculo son los siguientes:

$$M_{ELU,t}^{Máx} = 1.35 \cdot 91.05 + 1.35 \cdot 1931.71 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 193.4 = 2904.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cuasipermanente}^{Máx} = 1.35 \cdot 91.05 = 122.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

5.5.2. Cuantía de cálculo

La cuantía de cálculo es la siguiente:

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.05	m
d2	0.55	m
d1	0.55	m
d'1	0.05	m
Xlim	0.339272031	m
X-∞	0	m
X+∞	0.6	m
M1c(-∞)	0	KN*m
M2c(-∞)	0	KN*m
M1c(Xlim)	3373.377901	KN*m
M2c(Xlim)	-697.886467	KN*m
M1c(+∞)	4500	KN*m
M2c(+∞)	-4500	KN*m
b	1	m
h	0.6	m
Md	2904.6	KN*m
Nd	0	KN
M1d	2904.6	KN*m
M2d	2904.6	KN*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
Ecu	0.0035	

Tabla 78. Características de dimensionamiento de la flexión transversal

ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO, CÁLCULO.					
NO ZONA B			ZONA C		
A's	-133.61	cm2	A's	0	cm2
As	133.61	cm2	As	151.84	cm2
			x	0.275076	
				1.099924	
			F.N	0.275076	m
			Nc(Xo)	6601.82	
			Mc(Xo)	-2904.6	KN*m
NO ZONA A					
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS					
			NO ZONA E		
A's	#!NUM!	cm2	A's	#!NUM!	cm2
As	0	cm2	As	0	cm2
x	#!NUM!	m	x	#!NUM!	m
	#!NUM!	m		#!NUM!	m
F.N	#!NUM!	m	F.N	#!NUM!	m
			NO ZONA F		
			A's	-73.39	cm2
			As	-340.61	cm2

Tabla 79. Zonas de dimensionamiento de la flexión transversal.

5.5.3. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas

Las exigencias en cuanto a las cuantías mínimas son las mismas que las explicadas en el armado longitudinal. En la siguiente tabla se recogen las cuantías mínimas a cumplir.

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS			CUANTÍAS MÍNIMAS MECÁNICAS		
			As	16.56	cm2
			Ac	6000	cm2
			Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		
			EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
			A's	0	cm2

TIPO		TIPO DE ACERO		
3		fyk=400	fyk=500	
PILAR	1			
LOSAS	2			
VIGA	3			
MURO	4			

MUIROS			"LA CUANTÍA MÍNIMA VERTICAL ES LA CORRESPONDIENTE A LA CARA DE TRACCIÓN. SE RECOMIENDA PONER EN LA CARA OPUESTA EL 30% DE LA CONSIGNADA"
As	5.4	cm2	
A's	1.62	cm2	

LOSAS			LOSAS		
As	5.4	cm2	As	5.4	cm2/m
A's	5.4	cm2	A's	5.4	cm2/m

VIGAS		
As	16.8	cm2
A's	5.04	cm2

Tabla 80. Cuantías mínimas geométricas y mecánicas para la flexión transversal

5.5.4. Armadura transversal dispuesta

La cuantía de cálculo es más restrictiva que las cuantías mínimas, como se puede observar en las tablas anteriores. En la siguiente tabla, se muestra la cuantía final a disponer y los redondos escogidos.

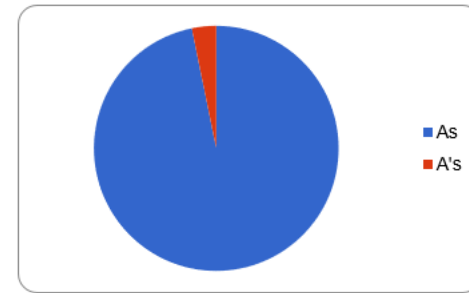
ARMADURA FINAL A DISPONER		
ZONA C		
As	151.84	cm2
A's	5.04	cm2

A's	Φ	nº barras
6	18	
8	11	
10	7	
12	5	
16	3	
20	2	
25	2	
32	1	
40	1	

As	Φ	nº barras
6	538	
8	303	
10	194	
12	135	
16	76	
20	49	
25	31	
32	19	
40	13	

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS			
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	18	25	31
A's real			
5.089380099		152.1708942	
COMPRESIÓN		TRACCIÓN	

Tabla 81. Armado transversal



SEPARACIÓN ENTRE BARRAS				
	ARMADURA SUPERIOR		ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	h (mm)	b (mm)	h (mm)
Φcerco	0	0	Φcerco	0
Φinf	6	25	Φsup	25
nº barras	18	31	nº barras	31
rmec2	50	50	rmec1	50
As,tot cm2	5.09	152.17	As,tot cm2	152.17
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	5.258823529	cm	2.916666667	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS				
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2	cm	2	cm
NO				
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	25	mm	6	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25	mm	25	mm
TAMAÑO	20	mm	CUMPLE	
VERIFICACIÓN	CUMPLE		CUMPLE	

Tabla 82. Separación y limitaciones de separación entre barras

5.5.6. Análisis de la fisuración

El análisis de la fisuración se establece para la combinación cuasipermanente, en la cual se debe cumplir la abertura de fisura para un ambiente IIIa en hormigón armado. Puesto que la combinación cuasipermanente según la IAP-11 no considera la simultaneidad de la sobrecarga de uso y el viento, se reduce notablemente el valor de la misma. En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados, pudiendo comprobar que la sección no fisura en ningún caso para el momento desfavorable obtenido de la combinación cuasipermanente.

COMBINACIÓN POCO PROB.			CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN	
Md	2022.76	kN*m	Es	210000.00 MPa
Nd	0	kN	Ec	31928.43 MPa
COMBINACIÓN FRECUENTE			n	6.58
Md	0	kN*m	A's	0.00 m2
Nd	0	kN	As	0.02 m2
COMBINACIÓN CUASIPERM.			β	1.70
Md	122.9	kN*m	Φ	
Nd	0	kN	nº barras	
			A's	6 18
			As	25 31

5.5.5. Separaciones máximas y mínimas

Las separaciones máximas y mínimas se rigen por los mismos artículos de la EHE-08 mencionados en el armado longitudinal anteriormente.

En la siguiente tabla se muestra la separación entre barras y las limitaciones máximas y mínimas de las mismas.

FISURAS POR TRACCIÓN			
ABERTURA LIMITE DE FISURA			
CLASE DE EXPOSICION	Wmax		
	H.A	H.P	
I	0.4	0.2	
IIa, IIb, H	0.3	0.2	
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D	
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D	

CÁLCULO DE Esm			
	fck≤50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.795	3.891	MPa

fct,m,fl	3.795446994	Mpa	
V2	0.3	m	
lb	0.018	m4	NO FISURA
Mcr	227.7268196	KN*m	

Tabla 83. Momento crítico de fisuración y comprobación de fisuras.

5.5.7. Longitudes de anclaje y solapo

La longitud de anclaje atiende a los mismos artículos citados en el armado longitudinal. La longitud de anclaje a disponer corresponde a la longitud básica, quedando así del lado de la seguridad. Además de ello, la longitud de anclaje neta corresponde prácticamente con la longitud básica de anclaje, ya que la cuantías dispuesta es prácticamente la de cálculo.

En la siguiente tabla se muestran las longitudes de anclaje calculadas en función del diámetro para la cara de tracción y la cara de compresión. La longitud de anclaje a disponer en la cara superior, que corresponde con posición de mala adherencia, es de 715 mm, mientras que la cara inferior se dispondrá un longitud de anclaje de 150 mm.

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA DE TRACCIÓN									
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2		Fck	m	
6	149.68	213.82	6	150	214	Fyk	25	B 400	B 500
8	199.57	285.10	8	200	286	500	25	1.2	1.5
10	249.46	356.37	10	250	357	Fck	30	1	1.3
12	299.35	427.64	12	300	429	45	35	0.9	1.2
16	399.13	570.19	16	400	571		40	0.8	1.1
20	498.92	712.74	20	500	714		45	0.7	1
25	623.65	890.93	25	625	893		≥50	0.7	1
32	1021.79	1140.39	32	1024	1143				
40	1596.54	1596.54	40	1600	1600				
mm	mm	mm	mm	mm	mm				
β	1								

Tabla 84. Longitud de anclaje en la cara superior del armado transversal

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA OPUESTA									
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2		Fck	m	
6	0	0	6	150	214		25	B 400	B 500
8	0	0	8	200	286		30	1.2	1.5
10	0	0	10	250	357		35	1	1.3
12	0	0	12	300	429		40	0.9	1.2
16	0	0	16	400	571		45	0.8	1.1
20	0	0	20	500	714		≥50	0.7	1
25	0	0	25	625	893				
32	0	0	32	800	1143				
40	0	0	40	1000	1429				
mm	mm	mm	mm	mm	mm				
β	1								

Tabla 85. Longitud de anclaje en la cara inferior del armado transversal

5.6. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

5.6.1. Comprobaciones V_{u1} y V_{u2}

En el artículo 44.2.3 de la *Instrucción EHE-08* se establecen las dos siguientes comprobaciones que deben efectuarse frente a esfuerzos cortantes:

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

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

donde:

- V_{u1} Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma
- V_{u2} Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma
- V_{rd} Esfuerzo cortante actuante

La obtención de V_{u1} se realiza mediante la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

donde.

- K Coeficiente que depende del esfuerzo axil, adoptando el valor de la siguiente expresión:

$$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón:

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd} \quad f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

- b_0 Anchura neta mínima del elemento
- d Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal
- θ Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza

- α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza

Análogamente, el esfuerzo cortante por tracción en el alma viene dado por la siguiente expresión:

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

donde:

- V_{cu} Esfuerzo cortante resistido por el hormigón
- V_{su} Esfuerzo cortante a resistir por las armaduras

La obtención de V_{cu} y V_{su} se realiza mediante las siguientes expresiones:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

donde:

- ξ $\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2,0$ con d en mm.
- ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d

$$p_1 = \frac{A_s \cdot A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

- f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa. No superior a 15 MPa
- β
- z Brazo mecánico
- A_{α} Área por unidad de longitud a disponer
- $f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_{α} . Se adoptan 400 MPa.

En las siguientes tablas se muestran los cálculos realizados y la obtención de las cuantías de cálculo necesarias.

X (m)	σ'_{cd} (Kpa)	K	Ved (KN)	Vu1 (KN)	
0	5016.62	1.167	5293.21	188585.49	RESISTE
5	4988.07	1.166	4658.21	187759.95	RESISTE
10	5709.31	1.190	3918.85	99414.72	RESISTE
15	5638.43	1.188	2290.50	99217.40	RESISTE
20	5564.85	1.185	1208.00	99012.53	RESISTE
20.25	6292.44	1.210	1554.40	101038.15	RESISTE
25	6126.60	1.204	1807.22	103672.89	RESISTE
30	5930.17	1.198	3030.80	106350.90	RESISTE
35	5748.83	1.192	3871.40	109039.49	RESISTE
40	5573.64	1.186	3822.00	111714.68	RESISTE
40.5	5565.17	1.186	3870.00	112008.94	RESISTE
45	4856.99	1.162	4141.70	129793.47	RESISTE
50	4211.69	1.140	5139.50	255728.30	RESISTE
54	3804.38	1.127	15000.00	274302.24	RESISTE
60	4326.04	1.144	7285.00	281418.61	RESISTE
60.5	4327.65	1.144	5217.00	262274.26	RESISTE
67.5	5180.05	1.173	4212.00	130996.43	RESISTE
70	5211.82	1.174	4072.00	110896.12	RESISTE
80	5399.30	1.180	4029.80	111167.18	RESISTE
85	5486.55	1.183	3938.14	108239.50	RESISTE
87.75	5499.31	1.183	1310.21	98830.08	RESISTE
95.5	5436.03	1.181	1619.00	98653.92	RESISTE
100	5353.33	1.178	4631.00	188023.15	RESISTE
108	4650.96	1.155	6110.00	186283.56	RESISTE

Tabla 86. Comprobación Vu1

AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE													
X (m)	h (m)	bo (m)	d (m)	ξ	A (m2)	σ'_{cd} (Kpa)	ρ_1	f _{cv} (Kpa)	β	V _{cu} , min	V _{cu} (KN)	V _{ed} (KN)	V _{su} (KN)
0	1.70	5.61	1.60	1.354	13.32	5016.62	0.0125	15000	1	6840.93	6786.61	5293.21	RESISTE
5	1.70	5.59	1.60	1.354	13.32	4988.07	0.0121	15000	1	6778.24	6723.82	4658.21	RESISTE
10	1.70	2.9	1.60	1.354	11.50	5709.31	0.0200	15000	1	4018.43	3993.19	3918.85	RESISTE
15	1.70	2.9	1.60	1.354	11.50	5638.43	0.0200	15000	1	3969.09	3943.86	2290.50	RESISTE
20	1.70	2.9	1.60	1.354	11.50	5564.85	0.0200	15000	1	3917.88	3892.65	1208.00	RESISTE
20.25	1.70	2.9	1.60	1.354	11.50	6292.44	0.0200	15000	1	4424.28	4399.05	1554.40	RESISTE
25	1.75	2.9	1.65	1.348	11.77	6126.60	0.0200	15000	1	4441.24	4415.43	1807.22	RESISTE
30	1.80	2.9	1.70	1.343	12.04	5930.17	0.0200	15000	1	4435.24	4408.81	3030.80	RESISTE
35	1.85	2.9	1.75	1.338	12.32	5748.83	0.0200	15000	1	4431.87	4404.84	3871.40	RESISTE
40	1.90	2.9	1.80	1.333	12.60	5573.64	0.0200	15000	1	4425.16	4397.51	3822.00	RESISTE
40.5	1.91	2.9	1.81	1.332	12.63	5565.17	0.0200	15000	1	4431.17	4403.47	3870.00	RESISTE
45	2.24	2.9	2.14	1.306	14.47	4856.99	0.0165	15000	1	4578.07	4544.97	4141.70	RESISTE
50	2.61	4.97	2.51	1.282	16.51	4211.69	0.0093	15000	1	7981.27	7908.99	5139.50	RESISTE
54	2.90	4.83	2.80	1.267	18.14	3804.38	0.0093	15000	1	7835.71	7758.76	15000.00	7241.24
60	2.90	4.88	2.80	1.267	15.83	4326.04	0.0089	15000	1	8986.02	8907.78	7285.00	RESISTE
60.5	2.61	5.08	2.51	1.282	15.64	4327.65	0.0093	15000	1	8379.42	8305.46	5217.00	RESISTE
67.5	2.24	2.9	2.14	1.306	12.94	5180.05	0.0183	15000	1	4878.81	4846.54	4212.00	RESISTE
70	1.91	2.9	1.81	1.332	12.81	5211.82	0.0200	15000	1	4152.97	4125.26	4072.00	RESISTE
80	1.90	2.9	1.80	1.333	12.27	5399.30	0.0192	15000	1	4288.28	4260.33	4029.80	RESISTE
85	1.85	2.9	1.75	1.338	12.00	5486.55	0.0197	15000	1	4231.88	4204.72	3938.14	RESISTE
87.75	1.70	2.9	1.60	1.354	11.85	5499.31	0.0200	15000	1	3872.26	3847.03	1310.21	RESISTE
95.5	1.70	2.9	1.60	1.354	11.85	5436.03	0.0200	15000	1	3828.23	3802.99	1619.00	RESISTE
100	1.70	5.54	1.60	1.354	11.85	5353.33	0.0122	15000	1	7203.27	7149.42	4631.00	RESISTE
108	1.70	5.6	1.60	1.354	13.57	4650.96	0.0126	15000	1	6337.30	6283.16	6110.00	RESISTE

X (m)	z (m)	f _{ya,d} (Kpa)	A _α (m ² /m)	nº barras/m
0	1.44	400000	OK	0
5	1.44	400000	OK	0
10	1.44	400000	OK	0
15	1.44	400000	OK	0
20	1.44	400000	OK	0
20.25	1.44	400000	OK	0
25	1.48	400000	OK	0
30	1.53	400000	OK	0
35	1.58	400000	OK	0
40	1.62	400000	OK	0
40.5	1.63	400000	OK	0
45	1.93	400000	OK	0
50	2.26	400000	OK	0
54	2.52	400000	0.00507969	17
60	2.52	400000	OK	0
60.5	2.26	400000	OK	0
67.5	1.93	400000	OK	0
70	1.63	400000	OK	0
80	1.62	400000	OK	0
85	1.58	400000	OK	0
87.75	1.44	400000	OK	0
95.5	1.44	400000	OK	0
100	1.44	400000	OK	0
108	1.44	400000	OK	0

Tabla 87. Comprobación Vu2 y armadura transversal a disponer

En las tablas anteriores se puede comprobar que se verifica completamente el agotamiento por compresión oblicua en el alma. Sin embargo, en el apoyo central se obtiene un cortante excesivo que provoca el agotamiento por tracción del alma de la sección. Puesto que únicamente es la sección central la que hay que reforzar, se dispondrán barras levantadas del armado base longitudinal, las cuales coserán las fisuras por tracción en el alma. De esta forma, para barras del 20, se deben disponer 17 barras por metro para coser dicha tracción.

5.6.2. Cuantía mínima a disponer

Según el artículo 44.2.3.4.1. de la EHE-08, la cuantía de armadura dispuesta en cualquier sección debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{A_{\alpha} \cdot f_{ya,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

La cuantía mínima obtenida es de $4,29 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$, inferior a la cuantía obtenida de $5,08 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$.

5.6.3. Disposiciones geométricas

La EHE-08 recomienda disponer una separación transversal mínima para asegurar el adecuado confinamiento del hormigón, debiéndose cumplir la siguiente expresión:

$$s_t \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

Puesto que el canto útil es de 2,8 m, la separación transversal máxima es de 500 m.

5.7. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A TORSIÓN

5.7.1. Ley de esfuerzos pésimos

Las condiciones cinemáticas en cuanto a torsión, en los estribos se coacciona el giro de torsión, mientras que en el apoyo central, al disponer únicamente de un apoyo, se permite el giro de torsión. De esta forma, la ley de torsores pésima es la siguiente:

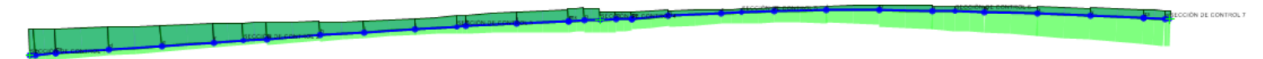


Figura 44. Envolvente de esfuerzos torsores pésima en ELU.

La ley de torsores mostrada es una envolvente de las combinaciones en ELU de resistencia, por lo que se aprecian los máximos y mínimos de mayor magnitud que se pueden dar. Sin embargo, eludiendo la envolvente, se observarían dos leyes de torsores similares a la ley de cortantes en una viga biapoyada, con un torsor máximo de 10000 KN·m en ambos apoyos. En la figura anterior, se muestran los valores máximos y mínimos de las dos leyes de torsores que pueden darse para la configuración de cargas dadas.

5.7.2. Clasificación del dominio de la torsión

En primer lugar se debe clasificar el dominio de la torsión, para establecer la respuesta estructural del paso superior frente a torsión.

La esbeltez aparente de torsión viene dada por la siguiente expresión:

$$\lambda^* = \beta L \sqrt[4]{\frac{GJ}{EI_{\omega}}}$$

donde:

- G Módulo de Rigidez transversal.
- J Módulo de torsión.
- E Módulo de Young.
- I_{ω} Inercia de alabeo.
- βL Longitud efectiva entre extremos coaccionados frente a la torsión.

El paso superior es de canto variable, por lo que varían las características torsionales. Con ayuda de FlexPde se calculan las características torsionales y la esbeltez torsional para una unidad de longitud en la sección de los estribos y la sección central, siendo la primera de menor canto y mayor anchura en la base, mientras que la segunda corresponde a la de mayor canto y menor anchura en la base del paso superior.

A continuación se muestran en las siguientes figuras las características torsionales obtenidas mediante *FlexPde* y la caracterización de la respuesta estructural del tablero frente a torsión.

Módulo de torsión $n = 7.421176$
 $I_{rea} = 13.30440$
 Coordenada X del centroide = 7.250000
 Coordenada Y del centroide = -0.631757
 Coordenada X del centro de torsión $n = 7.249459$
 Coordenada Y del centro de torsión $n = -0.851346$
 Momentos central de inercia X = 2.986269
 Momentos central de inercia Y = 124.2410
 Producto central de inercia = -9.616530e-12
 Momento polar de inercia respecto al centro de torsión $n = 127.8688$
 Módulo de bicortante (estimación Wc) = 910.7550
 Módulo de bicortante (estimación Rc) = 22.89683
 Módulo de alabeo = 6.715341
 Constante kappa = 7.122571
 Esbeltez de una viga biapoyada de una unidad de longitud = 1.810986
 Esbeltez de una viga biapoyada de una unidad de longitud, despreciando la deformación por bicortante = 0.678573

Figura 45. Características mecánicas torsionales de la sección de los estribos

Módulo de torsión $n = 25.94919$
 $I_{rea} = 18.07618$
 Coordenada X del centroide = -0.068454
 Coordenada Y del centroide = -0.049510
 Coordenada X del centro de torsión $n = -3.253724e-3$
 Coordenada Y del centro de torsión $n = -0.239584$
 Momentos central de inercia X = 13.29202
 Momentos central de inercia Y = 118.7648
 Producto central de inercia = -1.575017
 Momento polar de inercia respecto al centro de torsión $n = 132.7868$
 Módulo de bicortante (estimación Wc) = 62.93841
 Módulo de bicortante (estimación Rc) = 78.31989
 Módulo de alabeo = 12.17710
 Constante kappa = 0.473981
 Esbeltez de una viga biapoyada de una unidad de longitud = 0.648731
 Esbeltez de una viga biapoyada de una unidad de longitud, despreciando la deformación por bicortante = 0.942290

Figura 46. Características mecánicas torsionales de la sección central.

	Esbeltez torsional aparente (108 m)	CLASIFICACIÓN DE LA TORSIÓN
SECCIÓN ESTRIBOS	195.48	TORSIÓN PURA O DE SAINT VENANT
SECCIÓN CENTRAL	70.06	TORSIÓN PURA O DE SAINT VENANT

Tabla 88. Caracterización de la respuesta torsional de la estructura.

5.7.3. Comprobación resistente frente a torsión

La comprobación frente a torsión se realiza siguiendo lo establecido en el artículo 45.2 de la *EHE-08*. En dicho apartado se establece que la resistencia a torsión pura de las secciones se puede calcular utilizando

una sección cerrada equivalente de pared delgada. Se establece a su vez que la división de la sección debe ser tal que maximice la rigidez calculada.

El espesor equivalente eficaz atiende a la siguiente expresión:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2c \end{cases}$$

donde:

- A Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores
- u Perímetro exterior de la sección transversal
- c Recubrimiento de las armaduras longitudinales
- h_0 Espesor real de la pared en caso de secciones huecas

Para cada sección se debe definir un espesor equivalente, que intervendrá posteriormente en el cálculo resistente frente a torsión

La *EHE-08* establece las siguientes comprobaciones a realizar:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

donde:

- T_d Momento torsor de cálculo en la sección
- T_{u1} Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón
- T_{u2} Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales
- T_{u3} Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales

El cálculo del momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

donde:

- K Coeficiente que depende del esfuerzo axial, definido en el apartado 6.5.1. del presente anejo
- α Se adopta el valor de 1.00 al no disponer de cercos a lo largo del perímetro
- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón, definida en el apartado 6.5.1. del

- presente anejo
- A_e Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo
 - h_e Espesor eficaz
 - θ Ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros empleados y los resultados de cálculo.

X (m)	f _{1cd}	K	A (m ²)	u	A _e	h _e	α	Tu1 (KN-m)	Td (KN-m)	
0	18000	1.167	13.32	20	9.36	0.67	1	130972.7123	12212	CUMPLE
5	18000	1.165	13.32	20	9.36	0.67	1	130756.6059	11609.8	CUMPLE
10	18000	1.189	11.50	20	8.30	0.58	1	102195.9421	10716.1	CUMPLE
15	18000	1.187	11.50	20	8.30	0.58	1	101988.7196	9776.5	CUMPLE
20	18000	1.184	11.50	20	8.30	0.58	1	101773.7335	8833.6	CUMPLE
20.25	18000	1.210	11.50	20	8.30	0.58	1	103977.7222	8319.8	CUMPLE
25	18000	1.203	11.77	20	8.46	0.59	1	107808.9403	7900.6	CUMPLE
30	18000	1.197	12.04	20	8.62	0.60	1	111892.0135	7587.7	CUMPLE
35	18000	1.190	12.32	20	8.79	0.62	1	116025.4625	5106.9	CUMPLE
40	18000	1.186	12.60	20	8.95	0.63	1	120352.3042	4834.8	CUMPLE
40.5	18000	1.185	12.63	20	8.97	0.63	1	120799.1144	4969.6	CUMPLE
45	18000	1.162	14.47	20	10.00	0.72	1	151327.7244	5274.22	CUMPLE
50	18000	1.141	16.51	20	11.10	0.83	1	188096.815	5469.5	CUMPLE
54	18000	1.127	18.14	20	11.94	0.91	1	219666.7469	-6183.2	CUMPLE
60	18000	1.143	15.83	20	10.74	0.79	1	174945.7007	-5730.18	CUMPLE
60.5	18000	1.144	15.64	20	10.64	0.78	1	171290.4028	-4720.2	CUMPLE
67.5	18000	1.173	12.94	20	9.14	0.65	1	124881.7597	-4994	CUMPLE
70	18000	1.174	12.81	20	9.07	0.64	1	122664.3807	-5357.4	CUMPLE
80	18000	1.179	12.27	20	8.75	0.61	1	113940.1186	-6000.6	CUMPLE
85	18000	1.182	12.00	20	8.60	0.60	1	109699.5883	-8809.9	CUMPLE
87.75	18000	1.183	11.85	20	8.51	0.59	1	107392.045	-9348.8	CUMPLE
95.5	18000	1.181	11.85	20	8.51	0.59	1	107205.1144	-9868.7	CUMPLE
100	18000	1.180	11.85	20	8.51	0.59	1	107091.3395	-12397.4	CUMPLE
108	18000	1.155	13.57	20	9.50	0.68	1	134031.3906	-12868.9	CUMPLE

Tabla 89. Valores de cálculo de la comprobación de la resistencia de las bielas a compresión frente a la torsión

La comprobación T_{u2} concierne a la resistencia de las armaduras transversales y cercos frente a la torsión. La EHE-08 propone la siguiente expresión para establecer el momento torsor resistente por las mismas:

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{S_t} f_{yt,d} \cdot \cot \theta$$

donde:

- A_t Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal
- S_t Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal
- $f_{yt,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_t

En las siguientes tablas se muestran los valores cálculo adoptados y la resistencia de las armaduras transversales frente a torsión. Es cierto que la resistencia transversal frente a torsión es conjunta entre todos los elementos que configuran el armado transversal. Sin embargo, establecer un armado

equivalente (separación y cuantía) que proporcione dicha resistencia es muy laborioso, por lo que se efectúa la comprobación para los diferentes armados transversales de manera aislada.

X (m)	A _e (m ²)	A _t (m ²)	S _t (m)	f _{yt,d} (Kpa)	Tu2	Td	
0	9.36	0.015217	0.0292	434780	4241572.50	12212	CUMPLE
5	9.36	0.015217	0.0292	434780	4241572.50	11609.8	CUMPLE
10	8.30	0.015217	0.0292	434780	3762776.86	10716.1	CUMPLE
15	8.30	0.015217	0.0292	434780	3762776.86	9776.5	CUMPLE
20	8.30	0.015217	0.0292	434780	3762776.86	8833.6	CUMPLE
20.25	8.30	0.015217	0.0292	434780	3762776.86	8319.8	CUMPLE
25	8.46	0.015217	0.0292	434780	3833919.27	7900.6	CUMPLE
30	8.62	0.015217	0.0292	434780	3908274.68	7587.7	CUMPLE
35	8.79	0.015217	0.0292	434780	3982092.96	5106.9	CUMPLE
40	8.95	0.015217	0.0292	434780	4055381.82	4834.8	CUMPLE
40.5	8.97	0.015217	0.0292	434780	4062681.87	4969.6	CUMPLE
45	10.00	0.015217	0.0292	434780	4532089.56	5274.22	CUMPLE
50	11.10	0.015217	0.0292	434780	5029402.21	5469.5	CUMPLE
54	11.94	0.015217	0.0292	434780	5410249.33	-6183.2	CUMPLE
60	10.74	0.015217	0.0292	434780	4866755.26	-5730.18	CUMPLE
60.5	10.64	0.015217	0.0292	434780	4820106.52	-4720.2	CUMPLE
67.5	9.14	0.015217	0.0292	434780	4143440.96	-4994	CUMPLE
70	9.07	0.015217	0.0292	434780	4108462.65	-5357.4	CUMPLE
80	8.75	0.015217	0.0292	434780	3967339.31	-6000.6	CUMPLE
85	8.60	0.015217	0.0292	434780	3896039.96	-8809.9	CUMPLE
87.75	8.51	0.015217	0.0292	434780	3856612.23	-9348.8	CUMPLE
95.5	8.51	0.015217	0.0292	434780	3856612.23	-9868.7	CUMPLE
100	8.51	0.015217	0.0292	434780	3856612.23	-12397.4	CUMPLE
108	9.50	0.015217	0.0292	434780	4305621.87	-12868.9	CUMPLE

Tabla 90. Resistencia de la armadura transversal superior frente a torsión.

X (m)	A _e (m ²)	A _t (m ²)	S _t (m)	f _{yt,d} (Kpa)	Tu2	Td	
0	9.36	0.0005089	0.0525	434780	78895.79	12212	CUMPLE
5	9.36	0.0005089	0.0525	434780	78895.79	11609.8	CUMPLE
10	8.30	0.0005089	0.0525	434780	69989.91	10716.1	CUMPLE
15	8.30	0.0005089	0.0525	434780	69989.91	9776.5	CUMPLE
20	8.30	0.0005089	0.0525	434780	69989.91	8833.6	CUMPLE
20.25	8.30	0.0005089	0.0525	434780	69989.91	8319.8	CUMPLE
25	8.46	0.0005089	0.0525	434780	71313.20	7900.6	CUMPLE
30	8.62	0.0005089	0.0525	434780	72696.25	7587.7	CUMPLE
35	8.79	0.0005089	0.0525	434780	74069.32	5106.9	CUMPLE
40	8.95	0.0005089	0.0525	434780	75432.54	4834.8	CUMPLE
40.5	8.97	0.0005089	0.0525	434780	75568.32	4969.6	CUMPLE
45	10.00	0.0005089	0.0525	434780	84299.59	5274.22	CUMPLE
50	11.10	0.0005089	0.0525	434780	93549.90	5469.5	CUMPLE
54	11.94	0.0005089	0.0525	434780	100633.88	-6183.2	CUMPLE
60	10.74	0.0005089	0.0525	434780	90524.57	-5730.18	CUMPLE
60.5	10.64	0.0005089	0.0525	434780	89656.87	-4720.2	CUMPLE
67.5	9.14	0.0005089	0.0525	434780	77070.49	-4994	CUMPLE
70	9.07	0.0005089	0.0525	434780	76419.87	-5357.4	CUMPLE
80	8.75	0.0005089	0.0525	434780	73794.89	-6000.6	CUMPLE
85	8.60	0.0005089	0.0525	434780	72468.68	-8809.9	CUMPLE
87.75	8.51	0.0005089	0.0525	434780	71735.30	-9348.8	CUMPLE
95.5	8.51	0.0005089	0.0525	434780	71735.30	-9868.7	CUMPLE
100	8.51	0.0005089	0.0525	434780	71735.30	-12397.4	CUMPLE
108	9.50	0.0005089	0.0525	434780	80087.15	-12868.9	CUMPLE

Tabla 91. Resistencia de la armadura transversal inferior frente a torsión.

La comprobación T_{u3} ha realizar se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} \cdot f_{y1,d} \cdot A_l \cdot \tan \theta$$

donde:

- u_e Perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo.
- $f_{y1,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal A_l
- A_l Área de las armaduras longitudinales

En las siguientes tablas se muestra la resistencia del armado longitudinal y la armadura activa, mostrando los valores de los parámetros de cálculo.

X (m)	Ae (m2)	Al (m2)	ue (m)	fyt,d (Kpa)	Tu3	Td	
0	9.36	0.048485	10.84539834	434780	36386.54	12212	CUMPLE
5	9.36	0.046849	10.84539834	434780	35158.95	11609.8	CUMPLE
10	8.30	0.045213	10.21495112	434780	31958.92	10716.1	CUMPLE
15	8.30	0.048229	10.21495112	434780	34090.49	9776.5	CUMPLE
20	8.30	0.051873	10.21495112	434780	36666.46	8833.6	CUMPLE
20.25	8.30	0.075639	10.21495112	434780	53465.56	8319.8	CUMPLE
25	8.46	0.052914	10.31106542	434780	37753.92	7900.6	CUMPLE
30	8.62	0.053817	10.41057218	434780	38769.17	7587.7	CUMPLE
35	8.79	0.054721	10.50842811	434780	39790.61	5106.9	CUMPLE
40	8.95	0.055624	10.60468897	434780	40818.15	4834.8	CUMPLE
40.5	8.97	0.055715	10.61422937	434780	40921.23	4969.6	CUMPLE
45	10.00	0.054074	11.21066312	434780	41947.72	5274.22	CUMPLE
50	11.10	0.060087	11.80973751	434780	49103.24	5469.5	CUMPLE
54	11.94	0.066030	12.24871982	434780	55965.33	6183.2	CUMPLE
60	10.74	0.057617	11.61720931	434780	46317.31	5730.18	CUMPLE
60.5	10.64	0.056916	11.5613987	434780	45533.95	4720.2	CUMPLE
67.5	9.14	0.064087	10.71920651	434780	47535.60	4994	CUMPLE
70	9.07	0.060781	10.67386564	434780	44892.94	5357.4	CUMPLE
80	8.75	0.044652	10.48894319	434780	32409.09	6000.6	CUMPLE
85	8.60	0.047820	10.39426445	434780	34395.03	8809.9	CUMPLE
87.75	8.51	0.063385	10.34153599	434780	45358.71	9348.8	CUMPLE
95.5	8.51	0.065156	10.34153599	434780	46625.95	9868.7	CUMPLE
100	8.51	0.046921	10.34153599	434780	33577.29	12397.4	CUMPLE
108	9.50	0.049395	10.92697636	434780	37348.31	12868.9	CUMPLE

Tabla 92. Resistencia a torsión de la armadura pasiva longitudinal

X (m)	Ae (m2)	Ap (m2)	ue (m)	fyt,d (Kpa)	Tu3	Td	
0	9.36	0.07448	10.84539834	1452173.913	186691.24	12212	CUMPLE
5	9.36	0.07448	10.84539834	1452173.913	186691.24	11609.8	CUMPLE
10	8.30	0.07448	10.21495112	1452173.913	175838.80	10716.1	CUMPLE
15	8.30	0.07448	10.21495112	1452173.913	175838.80	9776.5	CUMPLE
20	8.30	0.07448	10.21495112	1452173.913	175838.80	8833.6	CUMPLE
20.25	8.30	0.07448	10.21495112	1452173.913	175838.80	8319.8	CUMPLE
25	8.46	0.07448	10.31106542	1452173.913	177493.30	7900.6	CUMPLE
30	8.62	0.07448	10.41057218	1452173.913	179206.20	7587.7	CUMPLE
35	8.79	0.07448	10.50842811	1452173.913	180890.68	5106.9	CUMPLE
40	8.95	0.07448	10.60468897	1452173.913	182547.70	4834.8	CUMPLE
40.5	8.97	0.07448	10.61422937	1452173.913	182711.93	4969.6	CUMPLE
45	10.00	0.07448	11.21066312	1452173.913	192978.86	5274.22	CUMPLE
50	11.10	0.07448	11.80973751	1452173.913	203291.24	5469.5	CUMPLE
54	11.94	0.07448	12.24871982	1452173.913	210847.83	6183.2	CUMPLE
60	10.74	0.07448	11.61720931	1452173.913	199977.09	5730.18	CUMPLE
60.5	10.64	0.07448	11.5613987	1452173.913	199016.37	4720.2	CUMPLE
67.5	9.14	0.07448	10.71920651	1452173.913	184518.99	4994	CUMPLE
70	9.07	0.07448	10.67386564	1452173.913	183738.50	5357.4	CUMPLE
80	8.75	0.07448	10.48894319	1452173.913	180555.27	6000.6	CUMPLE
85	8.60	0.07448	10.39426445	1452173.913	178925.48	8809.9	CUMPLE
87.75	8.51	0.07448	10.34153599	1452173.913	178017.82	9348.8	CUMPLE
95.5	8.51	0.07448	10.34153599	1452173.913	178017.82	9868.7	CUMPLE
100	8.51	0.07448	10.34153599	1452173.913	178017.82	12397.4	CUMPLE
108	9.50	0.07448	10.92697636	1452173.913	188095.51	12868.9	CUMPLE

Tabla 93. Resistencia frente a torsión de la armadura activa longitudinal

De manera alternativa a la *EHE-08*, empleando la formulación de la torsión pura de Coulomb, se puede obtener el momento último resistente frente a torsión, donde a modo de ejemplo, se realiza para la sección del estribo 1:

$$\tau = \frac{M_{RD}}{J} \cdot r$$

$$M_{RD} = 8.29 \cdot 0.6 \cdot 30000/3 = 49740 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Se establece como radio el mayor de la sección tipo más desfavorable (Estribos), siendo en estas secciones las que presentan mayor distancia respecto al centro de torsión, de 3 m. Para el resto de secciones se emplea el mismo radio, quedando del lado de la seguridad.

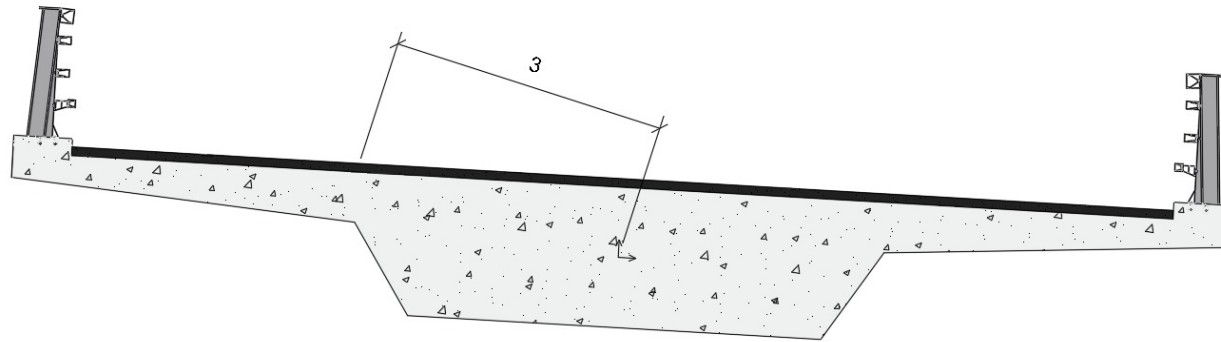


Figura 47. Sección Estribo 1.

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos del cálculo.

X (m)	J (m2)	Mt (KN-m)	G (Kpa)	A (m2)	r (m)	ted (MPa)	Mrd (KN-m)	
0	8.29	12212	13,303,512.05	0.35	3	4.42	49740.00	CUMPLE
5	7.23	11609.8	13,303,512.05	0.35	3	4.82	43380.00	CUMPLE
10	7.23	10716.1	13,303,512.05	0.35	3	4.45	43380.00	CUMPLE
15	7.23	9776.5	13,303,512.05	0.35	3	4.06	43380.00	CUMPLE
20	7.23	8833.6	13,303,512.05	0.35	3	3.67	43380.00	CUMPLE
20.25	7.23	8319.8	13,303,512.05	0.35	3	3.45	43380.00	CUMPLE
25	7.23	7900.6	13,303,512.05	0.35	3	3.28	43380.00	CUMPLE
30	7.23	7587.7	13,303,512.05	0.35	3	3.15	43380.00	CUMPLE
35	7.23	5106.9	13,303,512.05	0.35	3	2.12	43380.00	CUMPLE
40	8.1	4834.8	13,303,512.05	0.35	3	1.79	48600.00	CUMPLE
40.5	9.68	4969.6	13,303,512.05	0.35	3	1.54	58080.00	CUMPLE
45	13.45	5274.22	13,303,512.05	0.35	3	1.18	80700.00	CUMPLE
50	17.77	5469.5	13,303,512.05	0.35	3	0.92	106620.00	CUMPLE
54	24.05	-6183.2	13,303,512.05	0.35	3	0.77	144300.00	CUMPLE
60	19.33	-5730.18	13,303,512.05	0.35	3	0.89	115980.00	CUMPLE
60.5	15.54	-4720.2	13,303,512.05	0.35	3	0.91	93240.00	CUMPLE
67.5	10.43	-4994	13,303,512.05	0.35	3	1.44	62580.00	CUMPLE
70	9.11	-5357.4	13,303,512.05	0.35	3	1.76	54660.00	CUMPLE
80	7.95	-6000.6	13,303,512.05	0.35	3	2.26	47700.00	CUMPLE
85	7.95	-8809.9	13,303,512.05	0.35	3	3.32	47700.00	CUMPLE
87.75	7.95	-9348.8	13,303,512.05	0.35	3	3.53	47700.00	CUMPLE
95.5	7.95	-9868.7	13,303,512.05	0.35	3	3.72	47700.00	CUMPLE
100	7.95	-12397.4	13,303,512.05	0.35	3	4.68	47700.00	CUMPLE
108	7.95	-12868.9	13,303,512.05	0.35	3	4.86	47700.00	CUMPLE

Tabla 94. Comprobación resistente a torsión mediante la formulación de Coulomb.

5.8. ANÁLISIS Y COMPROBACIÓN FRENTE AL SISMO

La acción sísmica queda definida en el apartado 4.14 del presente anejo. La acción sísmica se evalúa mediante la combinación de acciones accidental definida en el apartado 5.7 del presente anejo.

5.8.1. Frecuencias y modos propios de vibración

Mediante el software *SAP2000*, se han evaluado los 50 primeros modos de vibración de la estructura, debido a que son los modos mediante los cuales se alcanza la movilización del 90 % de la masa movilizada efectiva, tal como se indica en el apartado 4.2.4.1. de la *NCSP-07*.

A continuación, se muestran los 4 primeros modos longitudinales y transversales, junto con las frecuencias propias de vibración.

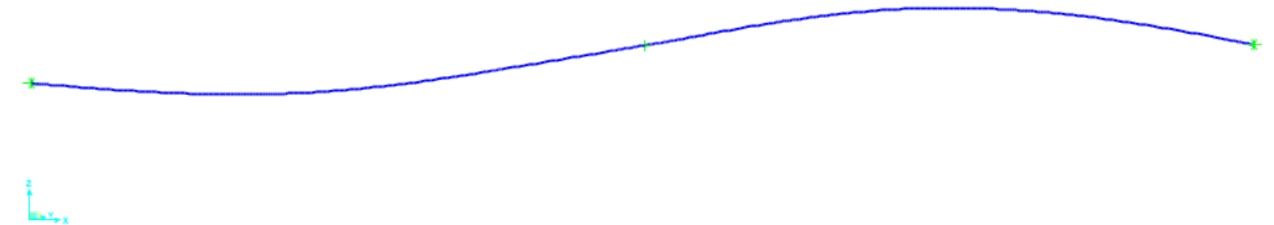


Figura 48. Primer modo de vibración longitudinal. $f = 1.0922$ Hz

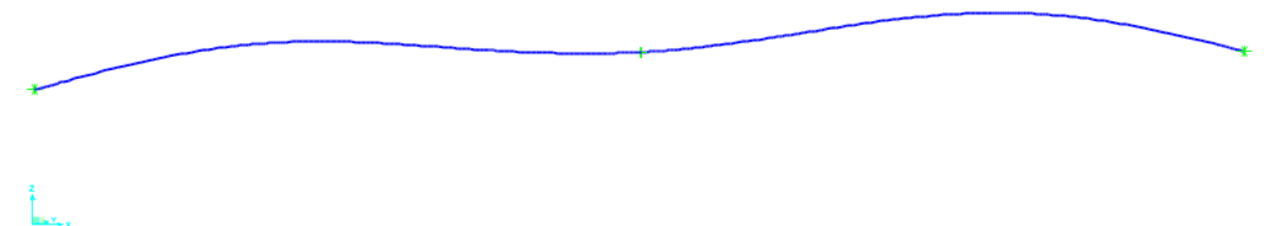


Figura 49. Segundo modo de vibración longitudinal. $f = 1.97527$ Hz

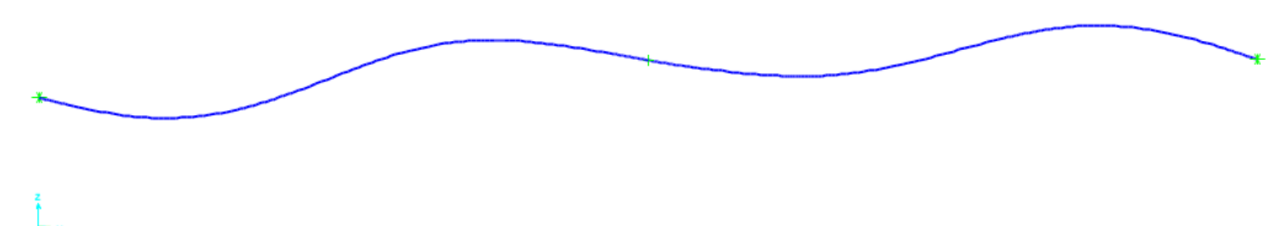


Figura 50. Tercer modo de vibración longitudinal. $f = 4.4658$ Hz

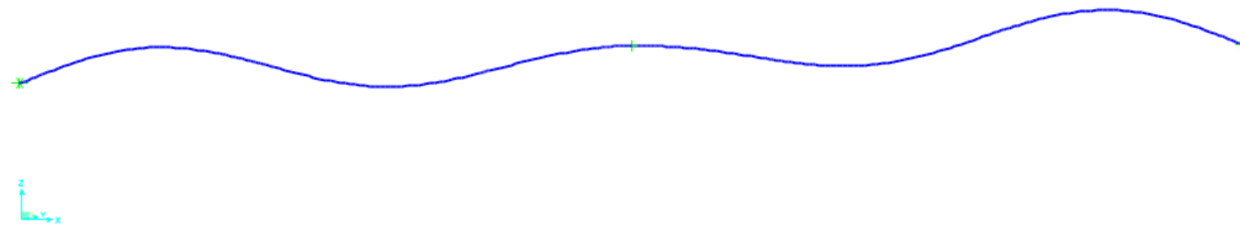


Figura 51. Cuarto modo de vibración longitudinal. $f = 6.0008$ Hz

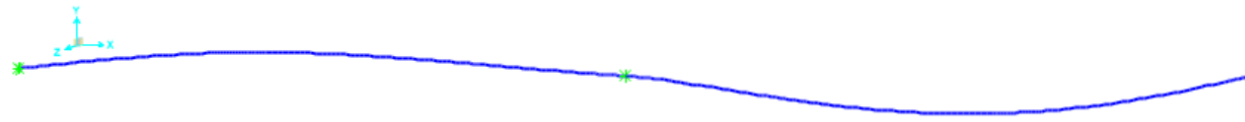


Figura 52. Primer modo de vibración transversal. $f = 7.8169$ Hz.

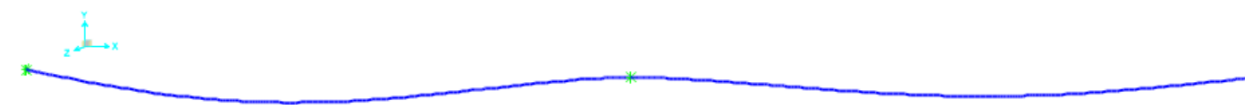


Figura 53. Segundo modo de vibración transversal. $f = 9.1025$ Hz.

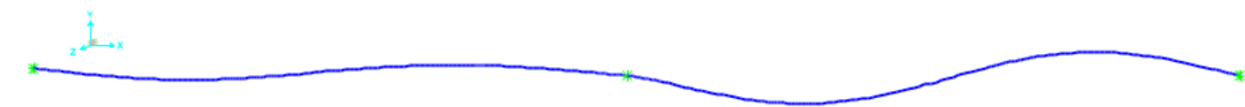


Figura 54. Tercer modo de vibración transversal. $f = 42.8743$ Hz

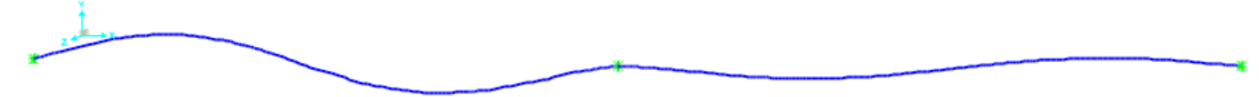


Figura 55. Cuarto modo de vibración transversal. $f = 25.4235$

En la siguiente tabla se muestran los 50 modos de vibración considerados, su clasificación y la frecuencia propia del mismo.

Modo	f (Hz)	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ	Modo de vibración
1	1.09220385	1%	0%	0%	0%	60%	0%	Longitudinal
2	1.97527353	2%	0%	67%	0%	60%	0%	Longitudinal
3	4.46584078	2%	0%	67%	0%	74%	1%	Longitudinal
4	6.00085212	2%	0%	69%	1%	74%	1%	Longitudinal
5	7.81695811	2%	6%	69%	59%	74%	59%	Transversal
6	8.66190839	83%	6%	69%	59%	75%	59%	Torsión
7	9.10249408	83%	73%	69%	64%	75%	64%	Transversal
8	10.2164874	83%	73%	70%	65%	81%	64%	Longitudinal
9	12.0803585	83%	73%	82%	65%	81%	64%	Longitudinal
10	17.7323829	83%	73%	82%	65%	85%	64%	Longitudinal
11	20.0372693	83%	73%	82%	65%	85%	64%	Longitudinal
12	23.4483082	83%	73%	82%	65%	85%	73%	Transversal
13	25.4232979	84%	74%	82%	76%	85%	74%	Transversal
14	25.5180157	90%	75%	82%	78%	85%	74%	Transversal
15	28.319787	90%	75%	82%	78%	87%	74%	Longitudinal
16	31.6155549	90%	75%	87%	78%	87%	74%	Longitudinal
17	37.5417652	90%	75%	87%	78%	89%	74%	Longitudinal
18	40.8179926	90%	75%	88%	78%	89%	74%	Longitudinal
19	42.8742926	93%	75%	88%	78%	89%	74%	Torsión
20	44.0509229	93%	76%	88%	81%	89%	80%	Transversal
21	45.3988287	93%	86%	88%	82%	89%	81%	Transversal
22	49.8753117	93%	86%	88%	82%	90%	81%	Longitudinal
23	52.9885545	93%	86%	91%	82%	90%	81%	Longitudinal
24	59.4106464	95%	86%	91%	82%	90%	81%	Torsión
25	64.9941505	95%	86%	91%	83%	91%	82%	Longitudinal
26	65.2273172	95%	86%	91%	84%	91%	84%	Longitudinal
27	65.8935161	95%	86%	91%	86%	91%	84%	Transversal
28	67.558438	95%	86%	91%	86%	92%	84%	Longitudinal
29	73.1796561	95%	86%	91%	86%	94%	84%	Longitudinal
30	75.3352418	95%	86%	93%	86%	94%	84%	Longitudinal
31	76.4350684	96%	86%	93%	86%	94%	84%	Longitudinal

32	78.4559862	96%	86%	93%	86%	95%	84%	Longitudinal
33	79.4028903	96%	86%	93%	86%	95%	84%	Longitudinal
34	86.2887221	96%	87%	93%	87%	95%	85%	Transversal
35	87.0397772	96%	91%	93%	87%	95%	85%	Transversal
36	92.1149595	96%	91%	93%	87%	95%	85%	Torsión
37	96.0799385	96%	91%	94%	87%	95%	85%	Longitudinal
38	103.082156	96%	91%	94%	87%	95%	87%	Transversal
39	104.60251	96%	91%	94%	89%	95%	88%	Transversal
40	108.62481	97%	91%	94%	89%	95%	88%	Torsión
41	117.63322	97%	92%	94%	89%	95%	88%	Transversal
42	121.743365	97%	93%	94%	90%	95%	88%	Transversal
43	123.152709	97%	93%	94%	90%	95%	88%	Torsión
44	126.710593	97%	93%	98%	90%	95%	88%	Longitudinal
45	139.411683	97%	93%	98%	90%	95%	88%	Torsión
46	139.684313	97%	93%	98%	90%	95%	88%	Transversal
47	142.755175	97%	93%	98%	90%	95%	89%	Transversal
48	148.016578	97%	94%	98%	90%	95%	89%	Transversal
49	148.257969	97%	95%	98%	90%	95%	89%	Transversal
50	149.186931	97%	95%	98%	90%	95%	90%	Longitudinal

Tabla 95. Frecuencias propias de vibración, porcentaje de masa movilizada en cada modo y clasificación del modo de vibración.

5.8.2. Esfuerzos y deformaciones

En el presente apartado se cuantificarán las deformaciones y esfuerzos producidos por la acción sísmica y comparándolos con los esfuerzos y deformaciones producidas por la combinación ELU de resistencia pésima.

A continuación, se muestra gráficamente la ley de flectores y la deformada producida por la acción sísmica. A su vez, se muestra una tabla con los resultados obtenidos en las secciones críticas.

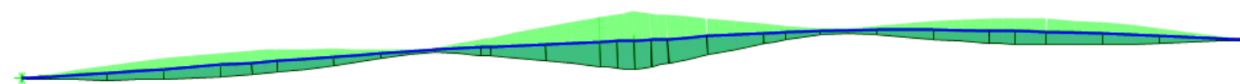


Figura 56. Ley de momentos flectores producida por la acción sísmica



Figura 57. Deformación del paso superior debido a la acción sísmica.

Secciones de control	X(m)	Deformada (mm)	M_{max} (KN·m)	M_{min} (KN·m)
Sección de control 1	0	0	0	0
Sección de control 2	20.25	8.6	5301.2	-5301.2
Sección de control 3	40.5	2.5	3424.2	-3424.2
Sección de control 4	54	0	12790.7	-12790.7
Sección de control 5	60.5	0.9	8028.7	-8028.7
Sección de control 6	87.75	8.5	5353.5	-5353.5
Sección de control 7	108	0	0	0

Tabla 96. Esfuerzos y deformaciones producidos por el sismo en las secciones críticas.

A continuación, se muestra la ley de flectores y la deformada adoptada para la combinación accidental sísmica. Además, se mostrará una tabla comparativa entre los esfuerzos y deformadas de la ELU pésima en resistencia y la combinación accidental sísmica.

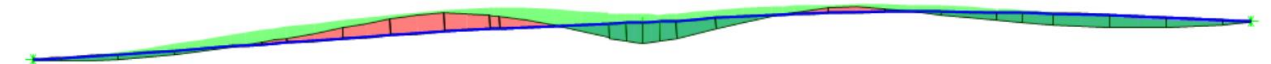


Figura 58. Ley de momentos flectores producida por la combinación accidental.

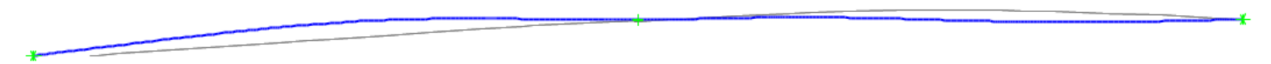


Tabla 97. Deformada de la combinación accidental sísmica.

Sección de control	Deformada Accidental (mm)	M_{max} Accidental (KN·m)	M_{min} Accidental (KN·m)	Deformada ELU pésima (KN·m)	M_{max} ELU pésima (KN·m)	M_{min} ELU pésima (KN·m)	Δ desplz. (%)	Δ esfuerzos (%)
--------------------	---------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	----------------------	------------------------

1	0	0	0	0	0	0	---	---
2	21.7	----	-12257.5	-72.7	37386	-19909	29.8 %	61.6 %
3	14.5	----	-18947.25	37.1	----	-41794	39 %	45.3 %
4	0	18269.6	-7419	0	23258	-96246	---	78.5 %
5	-4.7	4964.8	-7838.7	-20.8	6075	-38074	22.6 %	81.7 %
6	-20	8862	-2485.4	-92.2	48723	-9238	21.7 %	18.18 %
7	0	0	0	0	0	0	---	---

Tabla 98.Comparativa entre la combinación accidental sísmica y la ELU pésima de resistencia.

Se puede observar de la tabla anterior, que los esfuerzos provocados por la combinación accidental sísmica no superan los valores obtenidos de la ELU pésima de resistencia, por lo que los valores de dimensionamiento no se ven afectados. Se puede observar además, que los desplazamientos y deformaciones producidas por la combinación accidental, son m del 30 % a los que se producen para la ELU pésima, mientras que los esfuerzos alcanzan hasta el 80 % en algunas secciones críticas. No obstante, los esfuerzos obtenidos de la combinación sísmica son muy inferiores a los obtenido en ELU de resistencia, sin embargo, el porcentaje elevado que se muestra en la tabla anterior puede contradecir dicha afirmación, pero realmente, el porcentaje es elevado porque la acción predominante es el flector opuesto al sísmico, seis veces mayor a éste. Comparando ambos flectores del mismo sentido, se obtiene un porcentaje muy elevado, si se comparara el valor absoluto, la magnitud de la acción sísmica es del 30% de la magnitud de esfuerzos en resistencia.

No obstante, la comparativa que interesa es la realizada, ya que la combinación accidental podría sobrepasar los esfuerzos de sentido opuesto a los principales en ELU de resistencia, debiendo entonces que dimensionar las secciones afectadas bajo los esfuerzos obtenidos de la combinación accidental.

5.9. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

El efecto de pretensado garantiza el estado de descompresión, tal como se muestra en la tabla 51 y 52, por lo que no aparecerán fisuras en la estructura en servicio.

5.10. COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Según el artículo 7.1 de la IAP-11, el valor de la flecha vertical máxima para la combinación frecuente no debe superar el valor de $L/1000$.

La flecha máxima producida en el vano izquierdo es de 3,9 cm, mientras que en el vano derecho es de 3,7 cm. Ambos valores son inferiores al límite establecido de 5,4 cm, por lo que el Estado Límite de Deformación queda verificado.

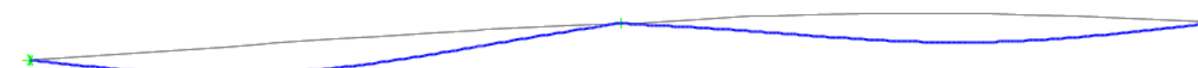


Figura 59. Deformada del paso superior para la combinación frecuente de la sobre carga de uso.

6. APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE DILATACIÓN

6.1. APOYOS ELSTOMÉRICOS

6.1.1. Descripción de la solución

El paso superior es una estructura que en servicio está sujeta a movimientos en varios sentidos a la vez que deformaciones que se producen debido a las acciones como el peso propio, sobrecargas o acciones climáticas entre otras a las cuales está expuesto. Con el objetivo de poder resistir a todos estos cambios, se emplean este tipo de apoyos que posibilitan la resistencia y transmisión a la subestructura sin producir daños en los elementos del puente.

Estos apoyos tienen las siguientes características:

- Permitir movimientos simultáneos en el plano expuesto.
- Solicitaciones como giros en todos sus ejes.
- Capacidad de absorción de las cargas verticales.
- Capacidad de absorción de las cargas horizontales de corta duración.

Por lo tanto, en el siguiente apartado se procederá a la caracterización de los apoyos elastoméricos para poder resistir y transmitir los esfuerzos a los que está expuesto nuestro paso superior.

6.1.2. Localización de los apoyos elastoméricos

El puente de estudio está compuesto por 2 vanos, cuya dimensión es de 54,05 metros, que deberán apoyarse en los estribos y en el apoyo central sobre elementos elastoméricos.

Así, la distribución o localización de los apoyos elastoméricos se puede observar en la siguiente figura:

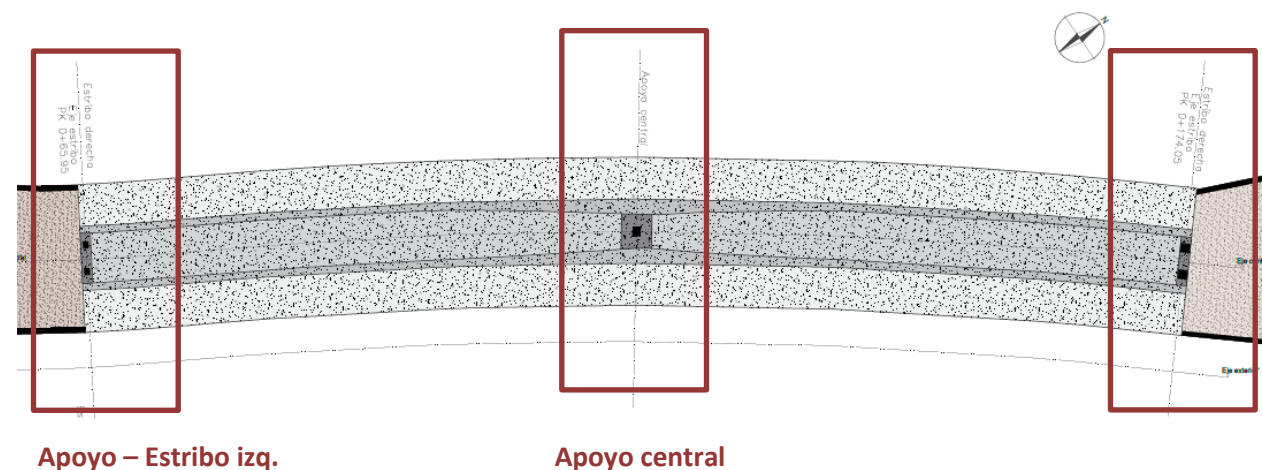


Figura 60. Emplazamiento de los apoyos elastoméricos.

6.1.3. Apoyos elastoméricos de los estribos.

La elección del fabricante para los apoyos situados en los estribos ha sido *MecanoGumba*, tratándose de un especialista en la fabricación de apoyos elastoméricos, que además está sometido a Planes de Aseguramiento de calidad, y controles periódicos por organismos de certificación tanto nacionales como europeos.

El tipo de apoyo seleccionado en los emplazamientos se trata de Apoyos Armados Standard (Tipo 1) según su catálogo, ya que estos son capaces de soportar cargas de hasta 15.000 Kn., así como giros y desplazamientos en todas las direcciones. Además, la carga de trabajo admisible es de 15N/mm² y el desplazamiento máximo admisible es del orden del 50% de su espesor total.

Los apoyos elastoméricos transmiten todos los esfuerzos horizontales por rozamiento, a través de la superficie de contacto. Cuando existen presiones superiores a 5N/mm² es suficiente el rozamiento para asegurar que no deslice el apoyo y la superficie de la estructura ante la acción de esfuerzos horizontales.

Este tipo de apoyo tiene especial aplicación en puentes con estructura de hormigón como nuestro paso superior, por lo que prevalece respecto a otros tipos de apoyos.

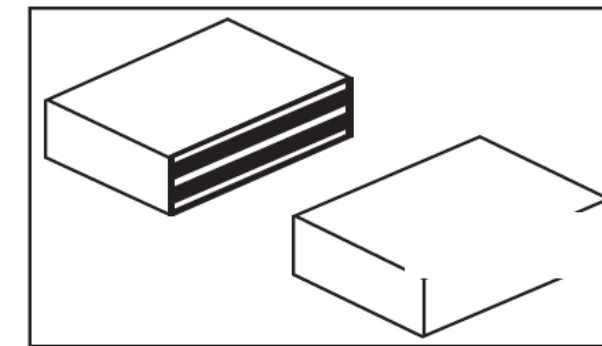


Figura 61. Apoyo Armado Standard Tipo 1

6.1.3.1. Características y justificaciones de cálculo

Los apoyos armados standard tipo 1, están formados por caucho clorado completamente sintético, donde entre las capas de este se hallan chapas intercaladas de acero, recubiertas por el material elastomérico evitando así una posible corrosión.

Esfuerzos en los estribos		
	Estribo izquierdo	Estribo derecho
Vertical máx. (kN)	10599	7473
Vertical mín. (kN)	7850	4738
Horizontal (kN)	300	305
Momento (kN-m)	14322	14846
Giro máx. (rad)	0.00466	0.00451
Desplaz. máx. (m)	0.056	0

Apoyo – Estribo der.

Desplaz. perm. (m)	0.02	0
--------------------	------	---

Tabla 99. Esfuerzos, giro y desplazamientos en los estribos para su dimensionamiento.

6.1.4. Apoyo elastomérico estribo izquierdo.

Los desplazamientos horizontales que tienen lugar en la estructura, producen una deformación por empuje del apoyo. A este efecto tan solo se tiene en cuenta la altura T del elastómero más las de las chapas de acero, siendo posibles desplazamientos que equivalgan al máximo de 70% de la altura T del apoyo.

Para la determinación de la altura y desplazamiento admisibles, se ha de basar en la siguiente formulación:

$$H_1 = \tan \gamma_1 * F * G$$

$$H_2 = \tan \gamma_2 * F * G$$

Siendo,

H_1 = Valor de la reacción elástica horizontal del apoyo debido a la deformación tangencial forzada que experimenta

H_2 = Cargas externas que pueden actuar sobre el apoyo

F = Superficie de apoyo expresada en mm^2

G = Módulo de elasticidad tangencial del apoyo, que se considera $0,9\text{N/mm}^2$.

γ = Ángulo del desplazamiento del elastómero sobre la vertical.

Debiendo verificarse que:

$$\tan \gamma_1 + \tan \gamma_2 \leq 0,7 \text{ ó } (0,9 - \frac{T}{A})$$

Donde,

T = Espesor del apoyo elastomérico

A = Lado menor del apoyo elastomérico

Y, por lo tanto:

$$(H_1 + H_2)/(F * G) = 0,7 \text{ ó } (0,9 - \frac{T}{A})$$

Según sea el valor de T/A, como se ha mencionado anteriormente.

Según el estribo izquierdo, la fuerza vertical en cada apoyo que deberán resistir debido a los esfuerzos verticales y al momento, siendo una separación de 4 metros entre ambos apoyos para así poder reducir la inestabilidad es la siguiente:

$$F_v = 8880 \text{ kN}$$

De este modo, según el catálogo, se pueden escoger apoyos elastoméricos desde 800 x 800 mm de planta rectangular, o superiores, según las comprobaciones de resistencia, deslizamiento, etc.

Formato Dimensiones en planta a · b D	Carga Admisible	Módulo E	Nº de capas	Desplaza- miento admisible Tipo 1	Altura total de elastómero Tipo 1 T		Desplaza- miento admisible Tipos 2 a 5	Altura total del apoyo de elastómero Tipos 2 a 5 T				Pernos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Ángulos de giro			
					Tipo 1	Tipo 1		Tipo 2	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 5		□	◇	◇	○
mm	kN	N/mm²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		arc.	arc.	arc.	arc.
Ø 700	5770	816	1	14,0	30	20	—	—	—	—	—	6	0,002	0,001	0,002	0,002
Ø 750	6630	938	2	24,5	50	35	21,0	75	115	49	230	6	0,004	0,002	0,005	0,004
700 x 800	8400	1000	3	35,0	70	50	31,5	95	135	69	45	6	0,006	0,004	0,007	0,006
			4	45,5	90	65	42,0	115	155	89	60		0,008	0,005	0,009	0,008
			5	56,0	110	80	52,5	135	175	109	75		0,010	0,006	0,011	0,010
			6	66,5	130	95	63,0	155	195	129	90		0,012	0,007	0,014	0,012
			7	77,0	150	110	73,5	175	215	149	105		0,014	0,009	0,016	0,014
			8	87,5	170	125	84,0	195	235	169	120		0,016	0,010	0,018	0,016
			9	98,0	190	140	94,5	215	255	189	135		0,018	0,011	0,021	0,018
			10	105,2	210	155	102,9	235	275	209	150		0,020	0,012	0,023	0,020
			11	111,7	230	170	109,6	255	295	229	165		0,022	0,013	0,025	0,022
			12	117,6	250	185	115,7	275	315	249	180		0,024	0,015	0,027	0,024
			13	122,9	270	200	121,2	295	335	269	195		0,026	0,016	0,030	0,026
			14	—	—	—	126,0	315	355	289	210		0,028	0,017	0,032	0,028
Ø 800	7540	740	1	16,1	33	23	—	—	—	—	—	6	0,002	0,002	0,003	0,002
Ø 850	8510	836	2	28,7	56	41	25,2	81	121	55	36	6	0,004	0,004	0,006	0,004
800 x 800	9600	829	3	41,3	79	59	37,8	104	144	78	54	6	0,006	0,006	0,008	0,006
			4	53,9	102	77	50,4	127	167	101	72		0,008	0,008	0,011	0,008
			5	66,5	125	95	63,0	150	190	124	90		0,010	0,010	0,014	0,010
			6	79,1	148	113	75,6	173	213	147	108		0,012	0,012	0,017	0,012
			7	91,7	171	131	88,2	196	236	170	126		0,014	0,014	0,019	0,014
			8	104,3	194	149	100,8	219	259	193	144		0,016	0,016	0,022	0,016
			9	115,4	217	167	113,0	242	282	216	162		0,018	0,018	0,025	0,018
			10	123,7	240	185	121,5	265	305	239	180		0,020	0,020	0,028	0,020
			11	131,2	263	203	129,2	288	328	262	198		0,022	0,022	0,030	0,022
			12	137,8	286	221	136,1	311	351	285	216		0,024	0,024	0,033	0,024
			13	143,7	309	239	142,2	334	374	308	234		0,026	0,026	0,036	0,026
Ø 900	9540	938	1	16,1	33	23	—	—	—	—	—	6	0,002	0,002	0,003	0,002
900 x 900	12150	1050	2	28,7	56	41	25,2	81	121	55	36	6	0,003	0,003	0,004	0,003
			3	41,3	79	59	37,8	104	144	78	54		0,005	0,005	0,006	0,005
			4	53,9	102	77	50,4	127	167	101	72		0,006	0,006	0,009	0,006
			5	66,5	125	95	63,0	150	190	124	90		0,008	0,008	0,011	0,008
			6	79,1	148	113	75,6	173	213	147	108		0,009	0,009	0,013	0,009
			7	91,7	171	131	88,2	196	236	170	126		0,011	0,011	0,015	0,011
			8	104,3	194	149	100,8	219	259	193	144		0,012	0,012	0,017	0,012
			9	116,9	217	167	113,4	242	282	216	162		0,014	0,014	0,019	0,014
			10	128,5	240	185	126,0	265	305	239	180		0,015	0,015	0,021	0,015
			11	136,9	263	203	134,6	288	328	262	198		0,017	0,017	0,023	0,017
			12	144,6	286	221	142,6	311	351	285	216		0,018	0,018	0,026	0,018
			13	151,6	309	239	149,8	334	374	308	234		0,020	0,020	0,028	0,020
			14	157,9	332	257	156,2	357	397	331	252		0,021	0,021	0,030	0,021
			15	—	—	—	162,0	380	420	354	270		0,023	0,023	0,032	0,023

Tabla 100. Dimensionamiento de los apoyos elastoméricos del catálogo de MecanoGumba. Estribo izquierdo.

De este modo, se escoge un apoyo de base rectangular 900 x 900, ya que con las comprobaciones que se adjuntan a continuación, se observa que para una base de 800 x 800 no se cumple la compresión media

máxima. Las dimensiones quedan justificadas en las comprobaciones correspondientes al apoyo elastomérico.

En resumen, se han empleado dos apoyos elastoméricos TIPO A 900x900X9(18,5÷4,5). Donde, los primeros números significan las dimensiones en planta en milímetros, el siguiente número es el número de capas intermedias existentes, y, por último, los valores siguientes son el espesor de la capa elastomérica y el de la misma chapa de acero consecutivamente.

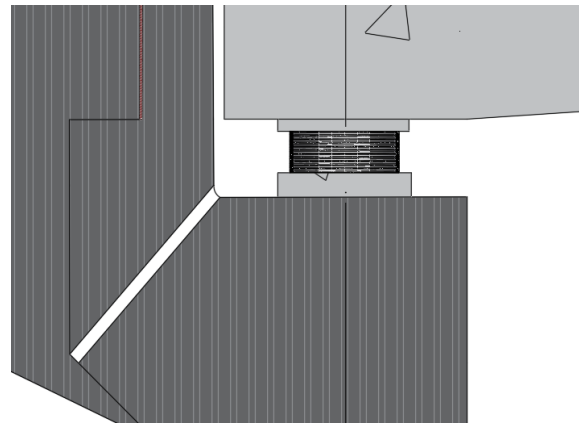


Figura 62. Apoyo elastomérico en el estribo izquierdo

A continuación, se procede a la realización de las comprobaciones.

6.1.4.1. Compresión media máxima.

Verificación de la compresión media máxima según la siguiente formulación:

$$\sigma_{max} = \frac{V_{max}}{A * B} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} \leq 2 * G * S$$

$$S = \frac{A * B}{2 * (A + B) * e1}$$

Donde;

G = Módulo de elasticidad tangencial del apoyo, que se considera $\frac{0,9N}{mm^2}$.

V_{max} = Esfuerzo vertical en cada apoyo elastomérico en el estribo izquierdo 10807 kN.

A = Lado menor del apoyo elastomérico, 900 mm.

B = Lado mayor del apoyo elastomérico, 900 mm.

$e1$ = Separación entre chapas de acero, 18,5 mm.

$$S = \frac{A * B}{2 * (A + B) * e1} = \frac{900 * 900}{2 * (900 + 900) * 18,5} = 12,61$$

$$\sigma_{max} \leq 2 * G * S = 2 * 0,9 * 12,61 = 21,89 MPa$$

$$\sigma_{max} = \frac{8880000}{900 * 900} = 10,96 \leq 15 MPa$$

$$12,61 \leq 21,89 MPa$$

Por lo tanto, la compresión media máxima queda del lado de la seguridad con el apoyo elegido.

6.1.4.2. Seguridad al deslizamiento

Con el fin de evitar el deslizamiento de la estructura sobre el apoyo se debe verificar la siguiente fórmula:

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A * B} \geq 3 MPa$$

Siendo;

V_{min} = Esfuerzo vertical en cada apoyo elastomérico en el estribo izquierdo 5543 kN.

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A * B} = \frac{5543000}{900 * 900} = 6,84 MPa \geq 3 MPa$$

Por otro lado, para evitar que se produzca un deslizamiento por la fuerza horizontal, se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$H \leq \mu * V_{min}$$

Donde;

μ = coeficiente de rozamiento.

$$\mu = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma}$$

$$\sigma = \frac{V_{max}}{A * B} = \frac{8880000}{900 * 900} = 10,96 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,12 + \frac{0,2}{10,96} = 0,138$$

De este modo, la ecuación para el deslizamiento por la fuerza horizontal queda justificada en la siguiente ecuación:

$$H \leq \mu * V_{min}$$

$$\left(\frac{300}{2}\right) \leq 0,138 * 5543 = 764,9 \text{ kN}$$

Así, se puede comprobar que no se produce ningún deslizamiento tampoco por la cara horizontal en el estribo izquierdo.

6.1.4.3. Distorsión máxima admisible

La distorsión máxima admisible se verificará con las siguientes ecuaciones:

$$\tan \gamma^{\infty} = \frac{u^{\infty}}{eN} \leq 0,5 \quad \tan \gamma = \frac{u}{eN} \leq 0,7$$

Donde:

u^{∞} = Deformación longitudinal máxima debido a las cargas permanentes, 0,02 metros.

γ = Deformación longitudinal máxima.

eN = Espesor del apoyo,

$$\tan \gamma^{\infty} = \frac{u^{\infty}}{eN} = \frac{0,02}{0,167} = 0,119 \leq 0,5 \quad \tan \gamma = \frac{u}{eN} = \frac{0,056}{0,167} = 0,33 \leq 0,7$$

Cumpliendo de este modo frente a la distorsión máxima admisible.

6.1.4.4. Rotación máxima admisible

La rotación máxima admisible para el apoyo será la siguiente:

$$\theta \leq 3 * n * \left(\frac{e1}{A}\right)^2$$

Donde;

θ = Rotación o giro en el estribo izquierdo, 0,00766.

$$\theta \leq 3 * n * \left(\frac{e1}{A}\right)^2$$

$$0,00766 \leq 3 * 9 * \left(\frac{15,5}{900}\right)^2 \leq 0,008008$$

6.1.4.5. Estabilidad en el aparato de apoyo

Para comprobar la estabilidad en el aparato de apoyo, el espesor del apoyo debe encontrarse entre el siguiente rango;

$$\frac{A}{10} \leq eN \leq \frac{A}{5}$$

$$\frac{900}{10} \leq 167 \leq \frac{900}{5}$$

$$90 \leq 167 \leq 180$$

6.1.4.6. Espesor de las chapas de acero

Se tiene que verificar que:

$$es \geq \left(\frac{A * \sigma_{max}}{S * \sigma_u}\right) \quad es \geq 2mm$$

Donde,

es = espesor de la chapa de acero, 4,5 mm.

σ_u = 240 MPa.

$$5 \geq \left(\frac{900 * 10,96}{12,61 * 240}\right) \geq 3,259 \text{ mm.} \quad 3,259 \geq 2mm$$

Quedando comprobado el apoyo del estribo izquierdo.

6.1.5. Apoyo elastomérico estribo derecho.

En el estribo derecho desde donde se producirá el tesado, se pretende inmovilizar el paso superior, para así evitar desplazamientos en el plano horizontal, es por eso que se decide emplear como solución un Apoyo tipo POT fijo, para así evitar desplazamientos horizontales. De esta forma, se emplearán dos apoyos fijos en el estribo derecho separados entre sí 4 metros, que se describirán a continuación.

	Estribo derecho
Vertical máx. (kN)	7473
Vertical mín. (kN)	4738
Horizontal (kN)	305
Momento (kN·m)	14846
Giro máx. (rad)	0.00851
Desplaz. transvers. (m)	0
Desplaz. Longitud. (m)	0

Tabla 101. Esfuerzos, giro y desplazamientos en los estribos para su dimensionamiento.

El fabricante escogido se trata de MK4, ya que estos cumplen los requisitos de la Normativa Europea EN 1337-5 y tienen certificación del Mercado CE. El apoyo que se utilizará será el tipo fijo, es decir restringiendo cualquier movimiento horizontal en el plano XY.

Este apoyo está formado por un disco elastomérico confinado en una cazoleta de acero capaz de soportar elevadas presiones. Además, el material confinado se comporta como un líquido viscoso que ofrece una resistencia mínima a la rotación.

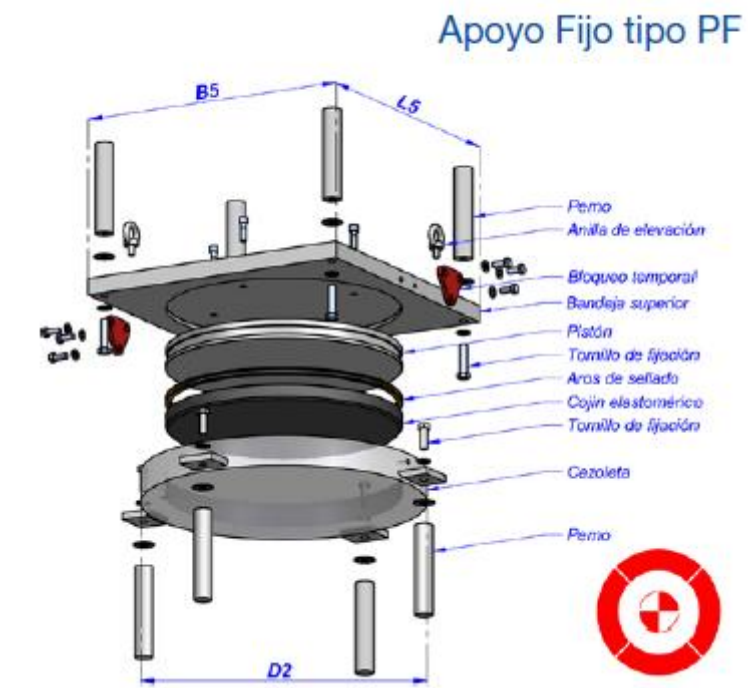


Figura 63. Apoyo tipo POT fijo. Fuente MK4.

6.1.5.1. Comprobación

Según el catálogo de apoyo tipo POT fijo, los condicionantes para el uso o aplicación son los que se recogen en la siguiente tabla:

	Apoyo tipo POT fijo PF
Vertical máx. (kN)	Según elección.
Giro torsión. (rad)	10% Vmax
Giro flexión. (rad)	10% Vmax
Desplaz. transvers. (m)	Impedido
Desplaz. Longitud. (m)	Impedido

Tabla 102. Condicionantes para el uso del Apoyo tipo POT fijo según MK4.

Por lo tanto, con los resultados obtenidos según SAP2000 en el apoyo del estribo derecho, cumplimos los criterios de elección del apoyo tipo POT fijo, y tan solo hay que elegir la nomenclatura, el cual viene resultado según la elección del apoyo y su resistencia a la carga vertical máxima que ha de resistir, en este caso es:

$$F_{vmax,apoyo} = 7448kN$$

A continuación, se muestra la tabla de dimensionamiento del apoyo tipo POT multidireccional según MK4, en relación a la carga vertical máxima.

Fijo	Dimensiones generales (mm)				Peso Kg
	D2	L5	B5	H	
PF500	201	201	201	80	29
PF1000	251	251	251	80	40
PF1500	251	251	251	80	40
PF2000	323	323	323	85	61
PF2500	333	333	333	85	65
PF3000	352	352	352	85	71
PF3500	385	385	385	89	86
PF4000	426	426	426	90	102
PF4500	434	434	434	90	106
PF5000	468	468	468	99	133
PF6000	507	507	507	99	153
PF7000	544	544	544	99	182
PF8000	582	582	582	105	219
PF9000	613	613	613	117	264
PF10000	641	641	641	117	285
PF12000	704	704	704	132	387
PF14000	772	772	772	137	476
PF16000	824	824	824	147	593
PF18000	873	873	873	157	708
PF20000	913	913	913	158	779
PF24000	1002	1002	1002	167	975
PF28000	1073	1073	1073	189	1274

Tabla 103. Dimensionamiento de del apoyo central con POT fijo según MK4.

Considerando la tabla anterior, el apoyo tipo POT elegido para el apoyo central se trata de un apoyo PM18000, cuyas características se recogen en la siguiente tabla.

Apoyo tipo POT fijo PF8000	
Vertical máx. (kN)	8000
Horizontal máx. (rad)	800
Giro máx. (rad)	±0.01
Desplaz. transvers. (m)	Impedido
Desplaz. Longitud. (m)	Impedido

Tabla 104. Características del Apoyo tipo POT fijo elegido según MK4.

Como se puede comprobar, las esfuerzos y giros que se producen en nuestro apoyo son inferiores a los valores que establece MK4, por lo que estamos del lado de la seguridad con el apoyo tipo POT fijo elegido.

6.1.6. Apoyo elastomérico en la pila del paso superior.

La elección del apoyo en el centro del puente ha sido un apoyo tipo POT, ya que son apoyos estructurales que permiten soportar cargas verticales y horizontales a la vez que permitir rotaciones con respecto el eje horizontal. Además, pueden resistir hasta cargas verticales de 100.000 K.

Apoyo central	
Vertical máx. (kN)	17386
Vertical mín. (kN)	12579
Horizontal (kN)	1353
Momento (kN·m)	0
Giro torsión. (rad)	0.00106
Giro flexión. (rad)	0.00142
Desplaz. transvers. (m)	0.007
Desplaz. Longitud. (m)	0.028

Tabla 105. Esfuerzos, giro y desplazamientos en el apoyo central.

El fabricante escogido se trata de MK4, ya que estos cumplen los requisitos de la Normativa Europea EN 1337-5 y tienen certificación del Marcado CE. El apoyo que se utilizará será el tipo PM, es decir movimiento multidireccional libre, el cual permitirá el movimiento en cualquier dirección horizontal.

Este apoyo está formado por un disco elastoméricos confinado en una cazoleta de acero capaz de soportar elevadas presiones. Además, el material confinado se comporta como un líquido viscoso que ofrece una resistencia mínima a la rotación.



Figura 64. Apoyo tipo POT. Fuente MK4.

De este modo, según la carga vertical en el apoyo central que tiene como valor:

$$F_v \approx 17400 \text{ kN}$$

Y según el siguiente catálogo, se puede escoger como apoyo POT Multidireccional.

Donde el valor que acompaña a PM, significa el valor de fuerza vertical que resistirá el apoyo POT.

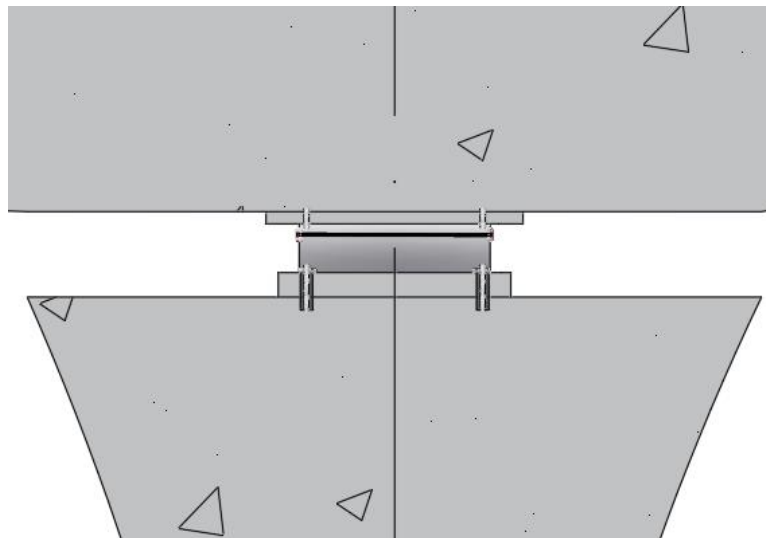


Figura 65. Detalle del apoyo tipo POT escogido.

6.1.6.1. Comprobación

Según el catálogo de apoyo tipo POT multidireccional, los condicionantes para el uso o aplicación son los que se recogen en la siguiente tabla:

Apoyo tipo POT Multidireccional PM	
Vertical máx. (kN)	Según elección.
Giro torsión. (rad)	±0.01
Giro flexión. (rad)	±0.01
Desplaz. transvers. (m)	±0.020
Desplaz. Longitud. (m)	±0.050

Tabla 106. Condicionantes para el uso del Apoyo tipo POT multidireccional según MK4.

Por lo tanto, con los resultados obtenidos según SAP2000 en el apoyo central, cumplimos los criterios de elección del apoyo tipo POT multidireccional, y tan solo hay que elegir la nomenclatura, el cual viene resultado según la elección del apoyo y su resistencia a la carga vertical máxima que ha de resistir, en este caso es próxima a 17400 kN.

A continuación, se muestra la tabla de dimensionamiento del apoyo tipo POT multidireccional según MK4, en relación a la carga vertical máxima.

Multidireccional	Dimensiones generales (mm)				Peso
	D2	L5	B5	H	Kg
PM500	241	331	241	86	43
PM1000	291	381	291	86	57
PM1500	291	381	291	86	57
PM2000	361	451	361	91	84
PM2500	361	451	361	91	84
PM3000	371	461	371	91	87
PM3500	401	491	401	92	99
PM4000	441	531	441	95	119
PM4500	441	531	441	95	119
PM5000	471	561	471	105	146
PM6000	501	591	501	105	161
PM7000	531	621	531	110	199
PM8000	561	651	561	110	216
PM9000	591	681	591	123	260
PM10000	611	701	611	128	292
PM12000	665	751	665	133	354
PM14000	732	811	732	143	445
PM16000	780	851	780	143	510
PM18000	827	891	827	153	617
PM20000	865	921	865	163	709
PM24000	949	991	949	163	824
PM28000	1017	1051	1017	186	1084
PM32000	1105	1131	1105	196	1313

Tabla 107. Dimensionamiento de del apoyo central con POT Multidireccional según MK4.

Considerando la tabla anterior, el apoyo tipo POT elegido para el apoyo central se trata de un apoyo PM18000, cuyas características se recogen en la siguiente tabla.

Apoyo tipo POT Multidireccional PM18000	
Vertical máx. (kN)	18000
Giro máx. (rad)	±0.01
Desplaz. transvers. (m)	±0.020
Desplaz. Longitud. (m)	±0.050

Tabla 108. Características del Apoyo tipo POT multidireccional escogido según MK4.

6.2. JUNTAS DE DILATACIÓN

6.2.1. Objeto.

Las juntas de dilatación son elementos de unión que son capaces de absorber los esfuerzos que aparecen con las variaciones de longitud producidas principalmente por la dilatación térmica.

Para escoger el tipo de junta de dilatación, primero ha de fijarse en la caracterización estructural del paso superior. Al tratarse de un puente losa pretensado, el lado desde donde se tesa se impedirá el movimiento, por lo que la dilatación o contracción del hormigón se producirá tan solo por el estribo izquierdo, siendo el objeto de estudio de la junta de dilatación, no obstante, se colocará una junta de dilatación en el extremo derecho para conectar el tablero del paso superior con el estribo.

6.2.2. Elección y caracterización.

Para la caracterización de las juntas de dilatación que se van a introducir en nuestro puente se ha decidido la utilización de juntas de dilatación de elastómeros reforzados ya que:

- Las cargas de impacto son perfectamente absorbidas por el dispositivo.
- Junta de gran durabilidad, estanqueidad y comodidad para el tráfico.
- Directamente aplicables a juntas esviadas.

Se ha decidido emplear juntas modelo Transflex®TR del fabricante Trelleborg Izarra, S.A.U. o similar.

Para el estribo izquierdo, se ha decidido utilizar una junta Transflex®TR 50, con un recorrido de 50 mm y una abertura máxima de 75 mm a temperatura máxima.

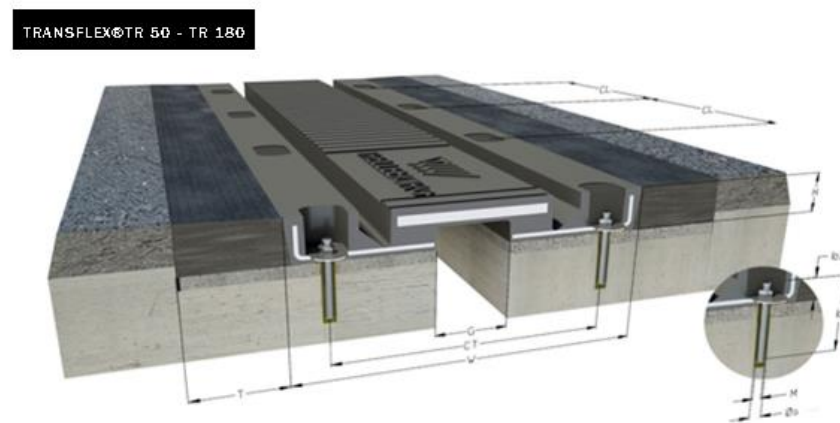


Figura 66. Detalle junta de dilatación.

Transflex®TR 50 - TR 180 dimensions

Dimensions

Models			Module								Stud		
	Movement (mm)	Transversal Movement (mm)	L (mm)	H (mm)	W (mm)	Wgt. (kg)	CT (mm)	CL (mm)	G (mm)	T (mm)	Mxb (mm)	Øa (mm)	b1 (mm)
TR 50	50 (±25)	50 (±25)	1750	35	240	25	190	250	40	70	M-12 x 150	14	27
TR 80	80 (±40)	80 (±40)	1830	40	274	37	220	305	55	80	M-14 x 150	16	32
TR 110	110 (±55)	110 (±55)	1830	46	356	56	279	305	70	92	M-14 x 150	16	40
TR 140	140 (±70)	140 (±70)	1830	54	432	78	342	305	85	108	M-16 x 170	18	42
TR 180	180 (±90)	180 (±90)	1830	66	470	106	390	305	105	132	M-16 x 170	18	45

Figura 67. Dimensiones de las juntas de dilatación.

6.2.3. Elección y caracterización.

Para la elección de la junta de dilatación, se han realizado dos comprobaciones para quedarnos del lado de la seguridad. La primera de ellas, corresponde a la formulación según la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, y la simulación del modelo por *SAP2000*.

6.2.4. Comprobación mediante formulación.

6.2.4.1. Movimientos irreversibles

6.2.4.1.1. Retracción del hormigón.

La retracción del hormigón es el acortamiento o contracción que experimenta el hormigón en el proceso de endurecimiento y secado. Principalmente se debe a la pérdida de evaporación del exceso del agua de mezclado. Independientemente, de los factores que deberían tenerse en cuenta, como grado de humedad ambiente, espesor de la pieza, resistencia característica, composición del hormigón, cantidad de armadura, diámetros de la armadura, etc.

Para el cálculo se toma un valor aproximado al 0,25 mm por metro, con la corrección correspondiente al tiempo transcurrido desde que se hormigona la losa a la instalación de la junta.

$$\Delta l_R^- = 0,25 * L * K_{TR}$$

Donde,

Δl_R^- = Movimiento originado por retracción del hormigón en mm.

L = Longitud del puente en metros, 108,1

$$K_{TR} = \left(1 - \frac{T}{30}\right)$$

$T = \text{Meses transcurridos, 2 meses.}$

Por lo tanto, de la retracción del hormigón, el movimiento de este será:

$$\Delta l_R^- = 0,25 * L * K_{TR} = 0,25 * 108,1 * \left(1 - \frac{2}{30}\right) = 25,22 \text{ mm.}$$

6.2.4.1.2. Fluencia del hormigón.

La fluencia del hormigón se define como las deformaciones diferidas por el paso del tiempo, que sufre el hormigón cuando es sometido a un estado tensional constante.

Para el cálculo, se toman las mismas consideraciones anteriores, se toma un valor medio aproximado de 0,22 mm por metro, con la corrección respecto al tiempo de hormigonado.

$$\Delta l_F^- = 0,20 * L * K_{TF}$$

Donde,

$\Delta l_F^- = \text{Movimiento originado por fluencia del hormigón en mm.}$

$L = \text{Longitud del puente en metros, 108,1}$

$$K_{TF} = \left(1 - \frac{T}{20}\right)$$

$T = \text{Meses transcurridos, 2 meses.}$

Por lo tanto, de la fluencia del hormigón, el movimiento de este será:

$$\Delta l_F^- = 0,2 * L * K_{TF} = 0,2 * 108,1 * \left(1 - \frac{2}{120}\right) = 21,26 \text{ mm.}$$

6.2.5. Movimientos reversibles

6.2.5.1. Dilatación y contracción térmica.

Con el diseño de un puente se deben tener en cuenta las temperaturas máximas y mínimas de la zona de localización de la estructura, así como la temperatura de montaje y el tipo de estructura y espesor de la misma.

Se toma como valor medio aproximado 0,01 mm por metro y grado de temperatura centesimal.

$$\Delta l_T^+ = (T_{\text{máx}} - T_{\text{inst}}) * L * 0,01 * K_H$$

$$\Delta l_T^- = (T_{\text{mín}} - T_{\text{inst}}) * L * 0,01 * K_H$$

Donde,

$T_{\text{máx}} = \text{Temperatura máxima de la zona de localización, 45,2°C.}$

$T_{\text{mín}} = \text{Temperatura mínima de la zona de localización, -6,54°C.}$

$T_{\text{inst}} = \text{Temperatura durante la instalación en la zona de localización, 19°C.}$

$K_H = \text{Factor corrector del espesor, para losa aligerada y espesor medio de 1,5, es de valor 1.}$

$$\Delta l_T^+ = (T_{\text{máx}} - T_{\text{inst}}) * L * 0,01 * K_H = (45,2 - 19) * 108,1 * 0,01 * 1 = 28,32 \text{ mm.}$$

$$\Delta l_T^- = (T_{\text{mín}} - T_{\text{inst}}) * L * 0,01 * K_H = (-6,54 - 19) * 108,1 * 0,01 * 1 = -27,61 \text{ mm.}$$

6.2.5.1.1. Frenado/Arranque.

Se considerará una fuerza horizontal máxima de 18000 Kg., que deforma la totalidad de los apoyos de neopreno sobre los que descansa la estructura y un coeficiente de deformación instantáneo $G=14 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\Delta l_N^{+/-} = (F * t) / (G * a * b * n)$$

Siendo,

$F = 18000 \text{ Kg.}$

$t = \text{Espesor neto medio en mm, 2900 en el apoyo central para estar del lado de la seguridad.}$

$G = \text{Coeficiente de deformación instantáneo, } 14 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}.$

$a = \text{Longitud sobre la que actúan las fuerzas de frenado o arranque, 18100 mm.}$

$b = \text{Ancho sobre la que actúan las fuerzas de frenado o arranque, 14500 mm.}$

$n = \text{número de apoyos de neopreno, 5.}$

$$\Delta l_N^{+/-} = \frac{F * t}{G * a * b * n} = \frac{8000 * 2900}{14 * 108100 * 14500 * 5} = 0,047$$

6.2.5.2. Movimientos totales

De este modo, para los movimientos totales que se producirán en la junta son los siguientes:

- Movimiento total máxima de apertura de la junta.



$$\Delta l^- = \Delta l_R^- + \Delta l_F^- + \Delta l_T^- + \Delta l_N^- = 25,22 + 21,26 - 27,61 + 0,047 = 18,92 \text{ mm.}$$

- Movimiento total máxima de cierre de la junta.

$$\Delta l^+ = \Delta l_T^+ + \Delta l_N^+ = 28,32 + 0,047 = 28,37 \text{ mm.}$$

6.2.6. Comprobación mediante simulación estructural.

Con el programa de cálculo estructural SAP2000, se ha realizado una simulación del desplazamiento que se realiza máximo en el estribo izquierdo con el fin de comparar este movimiento con la formulación que se ha expuesto anteriormente, con el fin de establecer cuál es el movimiento total máximo de apertura de la junta con el fin del diseño de esta.

El desplazamiento obtenido mediante SAP2000 es de 56 mm, tal y como se puede observar en el diseño del apoyo elastomérico del estribo izquierdo.

Por lo tanto, este valor es más restrictivo que el de cálculo por formulación. Siendo el valor necesario para el diseño de la junta de dilatación.



7. REFERENCIAS

- INFORME GEOTÉCNICO Nº 7705. Vía Conectora Tramo 1, Mejora accesos Coll d'en Rabassa, Palma. INGENIERÍA DE SONDEOS de Baleares, S.L. Palma de Mallorca
- CALAVERA, J. (1999). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*. Fomento, Madrid, España.
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. (2011). *IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Fomento, Madrid, España.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes: (NCSP-07)*. Fomento, Madrid, España.
- AENOR. (1993). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. AENOR.
- MARTÍ VARGAS, J.R. *et al.* *Hormigón Armado*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- CASTRO BUGALLO, C., *et al.* *Hormigón Pretensado*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- FERNÁNDEZ PRADA, M.A., *et al.* *Tecnología de las Construcciones de Hormigón*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- CASANOVA COLÓN, J., *Ingeniería Computacional de Estructuras*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- LÁZARO FERNÁNDEZ, C.M., *Introducción a la Construcción de Puentes*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- MONLEÓN CREMADES, S., *Diseño Estructural de Puentes*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- MONLEÓN CREMADES, S., *Teoría Avanzada de Estructuras*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL (DSI). (2001). *Sistemas DYWIDAG de Postensado Adherente*. Munich, Alemania.
- Schueller, W. (2008). *Building Support Structures: Analysis and Design with SAP2000 Software*. Computer and Structures Inc., Berkeley.
- FlexPDE, A. flexible Solution System for Partial Differential Equations. *PDE Inc.*
- CalcFlex. Departamento de hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- MINISTERIO DE FOMENTO. "Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera 1982". Dirección general de carreteras.
- MONLEÓN CREMADES, S. *Introducción a la construcción de puentes. Diseño de subestructuras. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación*. Departamento de los Medios Continuos. Universitat Politècnica de València (UPV), València, España.
- ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS. (2011). *Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes*. ESPAÑA.
- *Catálogo Apoyos Elastoméricos*. MecanoGumba (MG)
- *Catalogue. Transflex@TR 50 – TR 380. Bridge expansion joints*. Trelleborg Izarra S.A.U.
- ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. *HORMIGÓN PRETENSADO: REALIZACIONES ESPAÑOLAS*. Tomo II. Madrid, España.
- ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. *HORMIGÓN PRETENSADO: REALIZACIONES ESPAÑOLAS*. Tomo IV. Madrid, España.
- ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. *HORMIGÓN PRETENSADO: REALIZACIONES ESPAÑOLAS*. Tomo III. Madrid, España.



ANEXO 1. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

1. METODOLOGÍA E IMPLMETACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO DE PRETENSADO

El proceso de cálculo es el expuesto en el apartado 6.2.1. del presente anejo, sintetizado en la Figura 14. Los resultados que se exponen en el presente anexo son los siguientes:

- Obtención del 1^{ER} trazado.
 - ✓ Leyes de esfuerzos
 - ✓ Dimensionamiento en las secciones de control
 - ✓ Huso de paso
 - ✓ Encaje de la parábola
 - ✓ Obtención del momento hiperestático
- Obtención del trazado con proceso iterativo del momento hiperestático real
 - ✓ Leyes de esfuerzos
 - ✓ Dimensionamiento en las secciones de control
 - ✓ Huso de paso
 - ✓ Encaje de la parábola
 - ✓ Obtención del momento hiperestático
 - ✓ Obtención de las pérdidas
- Obtención del trazado computando el momento hiperestático real y pérdidas reales
 - ✓ Leyes de esfuerzos
 - ✓ Dimensionamiento en las secciones de control
 - ✓ Huso de paso
 - ✓ Encaje de la parábola
 - ✓ Obtención del momento hiperestático
 - ✓ Obtención de pérdidas
 - ✓ Comprobación tensional

A modo de comprender los cálculos realizados en Excel y el código implementado en VBA, se describe a continuación el Libro Excel.

El libro Excel está conformado por 6 hojas, con el siguiente nombre:

- Hoja 1: "LEYES DE ESFUERZOS"
- Hoja 2: "DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO"
- Hoja 3: "RESULTADOS FINALES"
- Hoja 4: "ENCAJE DE PARÁBOLA"
- Hoja 5: "MH"
- Hoja 6: "PÉRDIDAS DIFERIDAS"
- Hoja 7: "COMPROBACIÓN DE TENSIONES"

En la primera hoja se introducen las características mecánicas de las secciones en las que se ha subdividido el paso superior y a su vez leyes de esfuerzos de dimensionamiento en las mismas, que posteriormente, cuando se obtiene la primera fuerza de pretensado con el primer trazado, se modifican automáticamente los esfuerzos de dimensionamiento computando el momento flector inducido por el pretensado por la curvatura en alzado asociada del tablero, tal como se mostró en la figura 13.

Además de ello, se introducen las bases de cálculo generales para afrontar el dimensionamiento (resistencias características de los materiales, coeficientes de seguridad, etc.).

La segunda hoja se encarga de realizar el dimensionamiento a nivel sección. Mediante ayuda de código, se realiza el dimensionamiento a nivel sección de todas las introducidas en la primera hoja, introduciendo automáticamente las características mecánicas de todas ellas.

La tercera hoja, se encarga de establecer el huso de paso una vez establecida la fuerza de pretensado crítico obtenida en las diferentes secciones.

La cuarta hoja se encarga de establecer el trazado del cable, subdividiéndolo en 6 tramos y ajustando la ecuación de una parábola en cada uno de ellos. En principio, el trazado del cable se establece en eje medio del huso de paso obtenido en la hoja anterior. Si no cumpliera en alguna sección, se puede modificar manualmente dicha regla.

La quinta hoja se encarga de obtener el momento hiperestático inducido por las condiciones cinemáticas de los apoyos y el trazado del cable.

La sexta hoja se encarga de calcular las pérdidas instantáneas y diferidas una vez obtenido el trazado y la fuerza de pretensado.

La séptima hoja se encarga de la comprobación tensional una vez obtenido el trazado definitivo de pretensado. Las características de la sección neta se introducen automáticamente del cálculos, mientras que las características de la sección homogeneizada deben introducirse una vez realizado el cálculo del armado.

Para que todo ello sea un proceso automático y menos laborioso cada vez que se obtiene un trazado de pretensado, se enlazan mediante código las siete hojas conjuntamente, realizándose todo el proceso únicamente introduciendo las características mecánicas y los esfuerzos en la primera hoja, evitando introducción de datos intermedia en numerosas iteraciones de trazado que se realizan

El código de enlace entre las hojas Excel queda referenciado al final del presente Anexo.



2. OBTENCIÓN DEL PRIMER TRAZADO DE PRETENSADO

2.1. SECCIONES DE CONTROL, CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS, LEYES DE ESFUERZOS Y BASES DE CÁLCULO

LEYES DE ESFUERZOS Y PARÁMETROS DEPENDIENTES DE X																longitud		108	m	Pmin	0	KN
																Po max		0	KN	Pmax	0	KN
TODO ESTO VENDRÍA DE UN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (SAP, ANSIS...)																1 101623,61						
Tramos	X (m)	Ab (m2)	lb (m4)	h (m)	cdg (m)	V1b (m)	V2b (m)	M_max	M,f,max	M,f,min	M_min	M_max_tes	M,f,max_tes	M,f,min_tes	M_min_tes	Po (KN)	PRETENSAD O	Pmin	Pmax	Promedio	ΔP,inst	ΔP,dif
1	0	13,32	3,38	1,7	1	0,7	-1	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01		SUPERIOR	0	0	0	0,1	0,15
2	20,25	11,5	3,43	1,7	1,04	0,66	-1,04	71457,543	63290,703	44756,403	40675,493	52965,143	52965,1432	52965,143	52965,143		INFERIOR	0	0	0	0,1	0,15
3	40,5	12,63	4,84	1,91	1,19	0,72	-1,19	2933,5195	612,38945	-12071,151	-16839,321	-2672,5305	-2672,53055	-2672,5305	-2672,5305		SUPERIOR	0	0	0	0,1	0,15
4	54	18,14	12,4	2,9	1,8	1,1	-1,8	-109299,68	-118103,26	-152186,68	-166565,59	-127758,28	-127758,284	-127758,28	-127758,28		SUPERIOR	0	0	0	0,1	0,15
5	67,5	12,94	5,29	1,91	1,23	0,68	-1,23	-26311,734	-28987,574	-42815,294	-47989,704	-33184,864	-33184,8642	-33184,864	-33184,864		SUPERIOR	0	0	0	0,1	0,15
6	87,75	11,85	3,83	1,7	1,09	0,61	-1,09	34145,938	25813,758	6326,7481	2067,3381	14600,068	14600,0681	14600,068	14600,068		INFERIOR	0	0	0	0,1	0,15
7	108	13,57	3,64	1,7	1,04	0,66	-1,04	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01		SUPERIOR	0	0	0	0,1	0,15

DATOS INICIALES DE PROYECTO			
MATERIALES			
fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo
ENDURECIMIENTO NORMAL			
Velocidad de endurecimiento del cemento			
CARACT. TESADO			
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
COEF. DE SEGURIDAD			
γ _{desf}	1,1	adim	Coficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coficiente de combinación favorable del pretensado
PARÁMETROS DE PÉRDIDAS			
μ	0,21	adim	Coficiente de rozamiento en curva
K _μ	0,006		Relación entre el coef de rozamiento parásito y el coef en curva
Relajación			
120 h	1,4	%	Relajación del acero a las 120 h
1000 h	2	%	Relajación del acero a las 1000h
HR	75	%	Humedad relativa en el ambiente

2.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,7	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,38	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,32	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cement
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL	Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear		

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

M _h	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diff/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	130371,42
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-91259,99

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

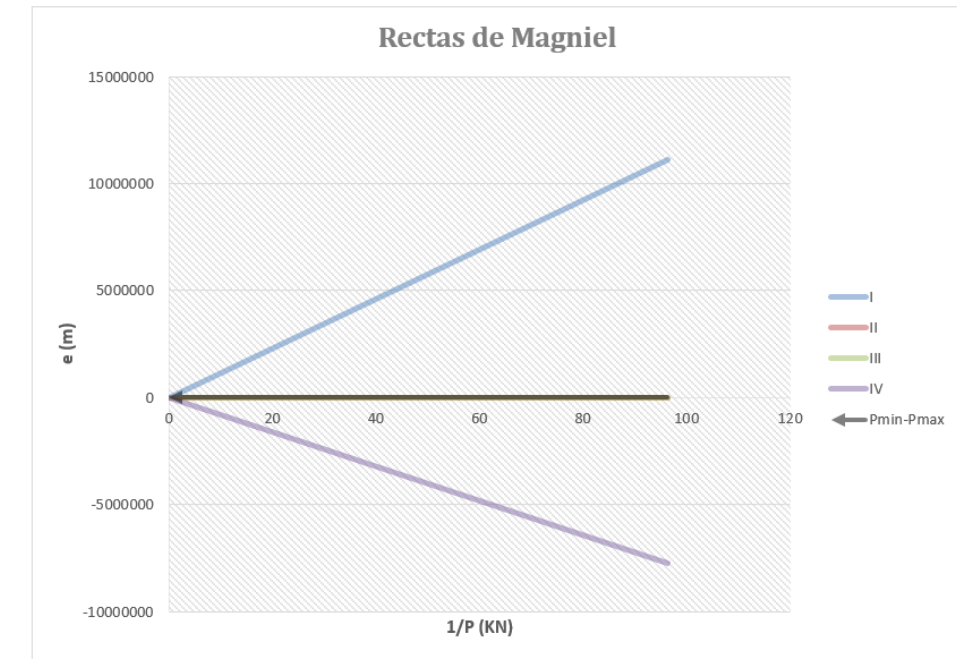
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

m1>0	SUFICIENTE
m1<0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	SUFICIENTE
m2<0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II,IV)	0,253754	m
e _{0,i} (I,III)	-0,362505	m
e _{0,max}	0,6	m
e _{0,min}	-0,9	m
p*h	0,616259	m
p	0,362505	
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
SUPERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-0,01	-0,01	P1
m ³	0,01	0,01	P2
P _{min}	0,03	0,03	P3
e _{op}	0,0009719	-0,054376	P4
P _{max}	0,04	0,05	e _{or}
SECCIÓN SUBCRÍTICA		SECCIÓN SUPRACRÍTICA	SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUBCRÍTICA, NO CASO D

K	#####	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

mitación de tension

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	119756,76	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas d
P _o	0,02	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas

2.3. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,43	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	11,5	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL	Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear		

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	0	KN*m
M _{max}	72458,85	KN*m
M _{f,max}	64292,01	KN*m
M _{f,min}	45757,71	KN*m
M _{min}	41676,8	KN*m

M _{max}	53966,45	KN*m
M _{f,max}	53966,45	KN*m
M _{f,min}	53966,45	KN*m
M _{min}	53966,45	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{d,desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{d,fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif} (P _k)	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

m1	67859,33
m2	-64292,01
m3	-45757,71
m4	-130724,88

m1	70094,40
m2	-53966,45
m3	-53966,45
m4	-132697,37

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES

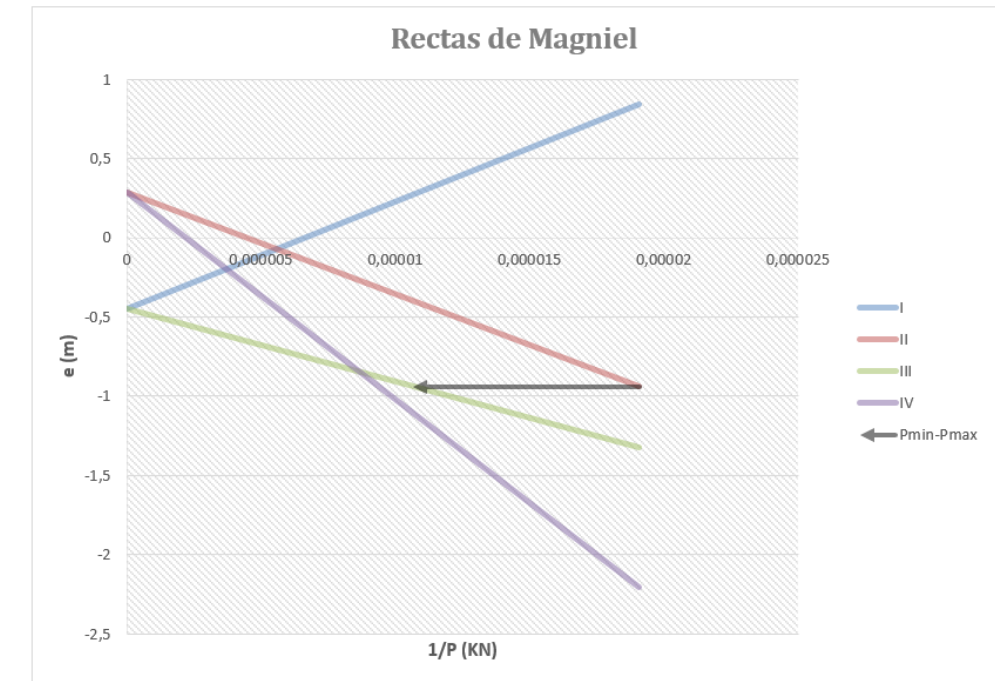
m1	67859,33
m2	-64292,01
m3	-45757,71
m4	-130724,88

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,286789	m
e _{0,i} (I,III)	-0,45191	m
e _{0,max}	0,56	m
e _{0,min}	-0,94	m
p ^h	0,7387	m
p	0,434529	m
CASO B		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
INFERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-44008,33	m ²	-90990,78
m ³	-64340,15	m ³	-31118,57
P _{min}	-998,13 KN	P _{min}	43537,83 KN
e _{op}	44,377351 m	e _{op}	-1,166658 m
P _{max}	-1435,23	P _{max}	62603,42
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
CASO D			
P1	LA REGIÓN KN	P1	51581,76 KN
P2	51581,76 KN	P2	91675,08 KN
P3	91675,08 KN	P3	105733,58 KN
P4	105733,58 KN	P4	-0,94 m
e _{or}	-0,94 m	P _{min}	51581,76 KN
P _{min}	51581,76 KN	P _{max}	91675,08 KN
P _{max}	91675,08 KN	P _{min}	51581,76 KN
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
K			
1,777 OK			

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	51581,76	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	91675,08	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _k	67427,14	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	74919,04	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

2.4. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v _{lb}	0,72	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v _{2b}	-1,19	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
I _b	4,84	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
A _b	12,63	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,31	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	0	KN*m
M _{max}	8789,16	KN*m
M _{f,max}	6468,03	KN*m
M _{f,min}	-6215,51	KN*m
M _{min}	-10983,68	KN*m

M _{max}	3183,11	KN*m
M _{f,max}	3183,11	KN*m
M _{f,min}	3183,11	KN*m
M _{min}	3183,11	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diff/P_{ki}}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	172710,84
m2	-6468,03
m3	6215,51
m4	-98831,45

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	157288,21
m2	-3183,11
m3	-3183,11
m4	-100275,00

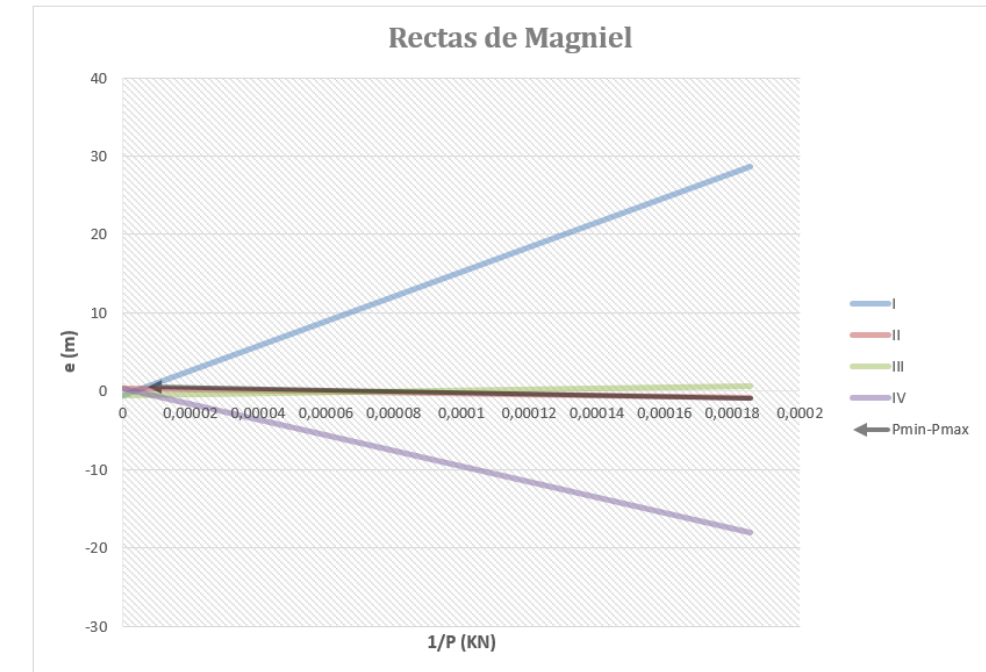
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	157288,21
m2	-6468,03
m3	6215,51
m4	-98831,45

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,I (II,IV)}	0,322029	m	
e _{0,I (I,III)}	-0,532242	m	
e _{0,max}	0,62	m	
e _{0,min}	-1,09	m	
p ^h	0,854272	m	
p	0,447263		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			SUPERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-4498,22	-9300,43	-6468,03
m ³	8937,34	4322,61	6215,51
P _{min}	12641,37 KN	12631,39 KN	14847,20 KN
e _{op}	-0,036642 m	-0,190031 m	-0,113611 m
P _{max}	18033,34	18162,78	21348,92
SECCIÓN SUPRACRÍTICA	SECCIÓN SUPRACRÍTICA	SECCIÓN SUPRACRÍTICA	SECCIÓN SUPRACRÍTICA
CASO D			

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	5394,27	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	136506,18	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	7051,34	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas d
P _o	7834,82	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

2.5. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	1,1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,8	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
Ib	12,4	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	18,14	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	2,9	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fp,max	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
$\sigma_{c,min,ser}$	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
$\sigma_{c,max,ser}$	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
$\sigma_{c,max,tes}$	23.87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
α	0.25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
fcm	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm(t)	47.79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escojer el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

Mh	0	KN'm
M _{max}	-104293,2	KN'm
M _{f,max}	-113096,7	KN'm
M _{f,min}	-147180,2	KN'm
M _{min}	-161559,1	KN'm

MOMENTOS ACTUANTES EN TASA		
M _{max}	-122751,8	KN*m
M _{f,max}	-122751,8	KN*m
M _{f,min}	-122751,8	KN*m
M _{min}	-122751,8	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ_{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ_{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P_{max} y P_{min} inicial
$\Delta P_{\text{diffPKi}}$	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado característico
ΔP_{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	408656,79
m2	113096,7
m3	147180,2
m4	24440,94

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	391851,67
m2	122751,8
m3	122751,8
m4	41698,20

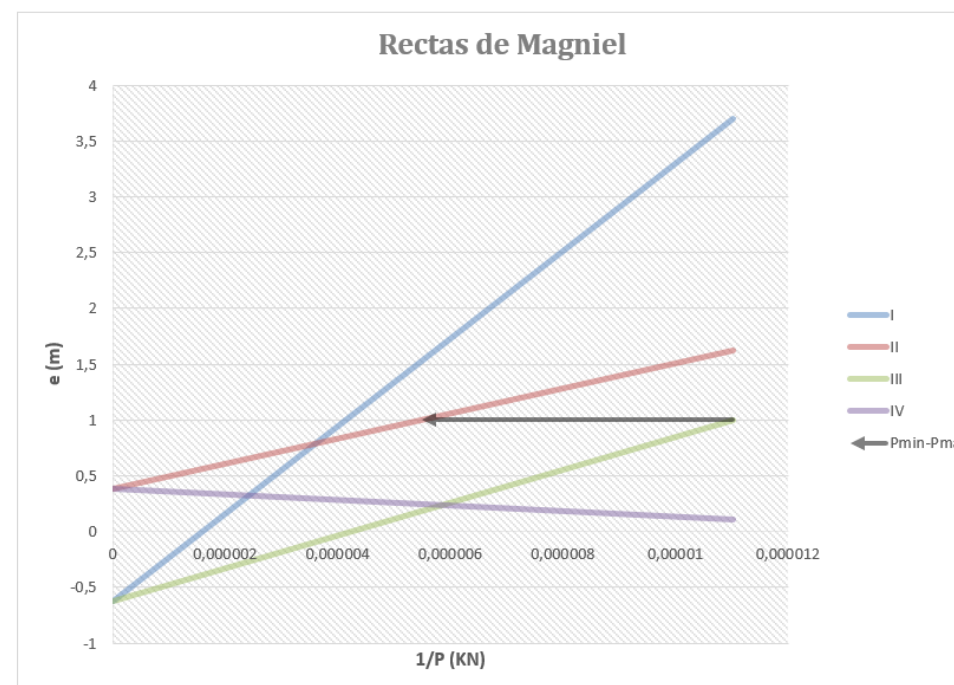
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	391851,67
m2	113096,7
m3	147180,2
m4	-24440,94

	$m_1 > 0$	$m_1 < 0$
$m_3 > 0$	SUFICIENTE	INSUFICIENTE
$m_3 < 0$	SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE		

	$m_2 > 0$	$m_2 < 0$
$m_4 > 0$	SUFICIENTE	INSUFICIENTE
$m_4 < 0$	SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE		

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS
RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN
PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e0,i (II,IV)	0,379762	m	CASO A
eo,i (III)	-0,621429	m	
eo,max	1	m	
eo,min	-1,7	m	
p'h	1,00192	m	
p	0,345238		/PRETENSÃO INFERIOR O SUPERIOR/ SUPERIOR



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	78653,64		m'2	162622,75		m2	113096,73		P1	241670,52	KN
m'3	211631,59		m'3	102357,11		m3	147180,15		P2	182344,19	KN
									P3	90771,86	KN
Pmin	68444,95	KN	Pmin	-10726,84	KN	Pmin	34042,85	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	1,528914	m	eop	-10,16357	m	eop	3,7019495	m	eor	1	m
Pmax	98417,58		Pmax	-15424,22		Pmax	48950,51				
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA		
CASO D											
K	2,009	OK									

FUERZA DE TESADO

mitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	90771,86	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	182344,19	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	118656.03	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas por fricción)
P _o	131840.03	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

2.6. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	0,68	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,23	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	5,29	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	12,94	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,91	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	0	KN*m
M _{max}	-29473,86	KN*m
M _{f,max}	-32149,7	KN*m
M _{f,min}	-45977,42	KN*m
M _{min}	-51151,83	KN*m

M _{max}	-36346,99	KN*m
M _{f,max}	-36346,99	KN*m
M _{f,min}	-36346,99	KN*m
M _{min}	-36346,99	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{d,desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{d,fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	239517,98
m2	32149,7
m3	45977,42
m4	-64970,12

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	222055,29
m2	36346,99
m3	36346,99
m4	-66321,01

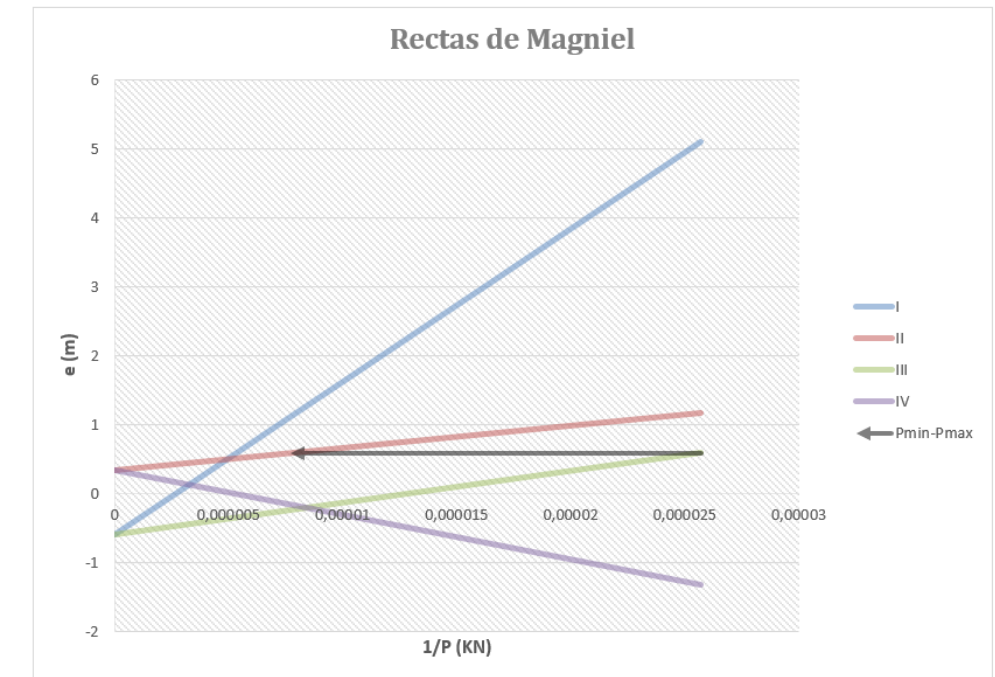
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	222055,29
m2	32149,7
m3	45977,42
m4	-64970,12

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,332366	m
e _{0,i} (I,III)	-0,601191	m
e _{0,max}	0,58	m
e _{0,min}	-1,13	m
p ^h	0,933557	m
p	0,488773	m
CASO A		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
SUPERIOR		



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	22358,65		m'2	46228,33		m'2	32149,70		P1	187992,70	KN
m'3	66111,32		m'3	31975,21		m'3	45977,42		P2	129827,36	KN
									P3	38924,63	KN
Pmin	25299,76	KN	Pmin	-186,91	KN	Pmin	14811,87	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	1,2161154	m	eop	-171,6708	m	eop	2,502902	m	eor	0,58	m
Pmax	36378,74		Pmax	-268,76		Pmax	21298,11				
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			Pmin	38924,63	KN
									Pmax	129827,36	KN
									P'min	38924,63	KN
									P'max	129827,36	KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	3,335	OK
OK		

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	38924,63	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	129827,36	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	50881,87	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas d)
P _o	56535,41	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

2.7. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	0,61	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,09	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
Ib	3,83	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	11,85	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cement
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV	
M _h	0
M _{1,max}	41114,8
M _{1,f,max}	32782,62
M _{1,f,min}	13295,61
M _{1,min}	9036,196

MOMENTOS ACTUANTES EN TESAD	
M _{1,max}	21568,93
M _{1,f,max}	21568,93
M _{1,f,min}	21568,93
M _{1,min}	21568,93

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{d,desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{d,fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	128409,79
m2	-32782,62
m3	-13295,61
m4	-103907,76

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	128314,46
m2	-21568,93
m3	-21568,93
m4	-105448,62

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	128314,46
m2	-32782,62
m3	-13295,61
m4	-103907,76

m1 > 0	SUFICIENTE
m2 < 0	SUFICIENTE
m3 > 0	SUFICIENTE
m4 < 0	SUFICIENTE

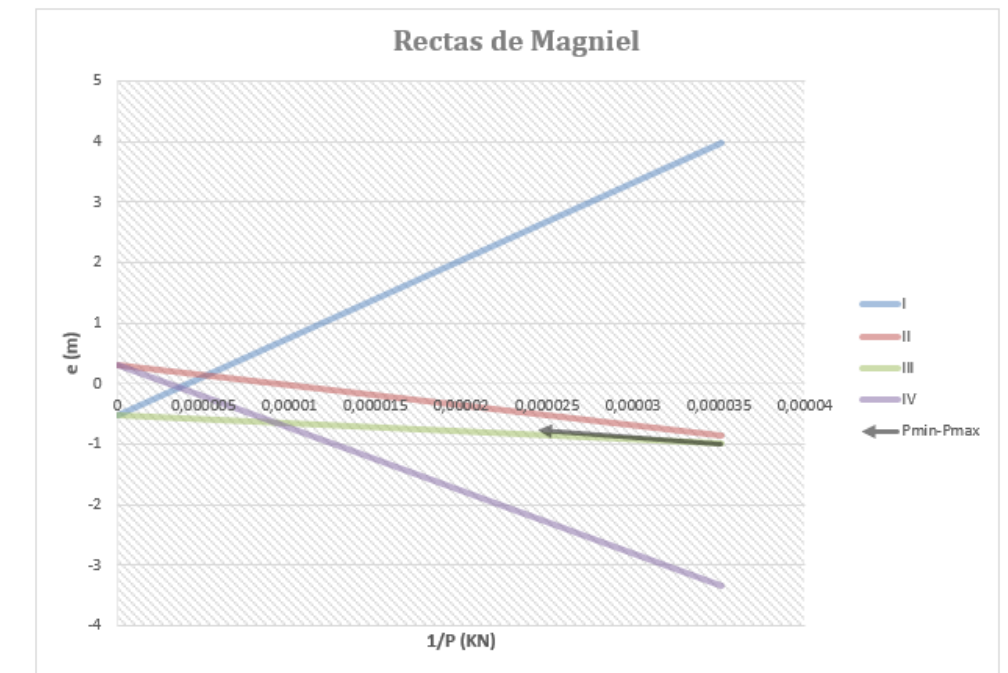
m2 > 0	SUFICIENTE
m3 < 0	SUFICIENTE
m4 > 0	SUFICIENTE
m1 < 0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,29652	m
e _{0,i} (I,III)	-0,529847	m
e _{0,max}	0,51	m
e _{0,min}	-0,99	m
p [*] h	0,826367	m
p	0,486098	m

CASO B

¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
INFERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	-22798,82	m'2	-47138,40
m'3	-19117,87	m'3	-9246,49
P _{min}	11499,99	P _{min}	28481,44
e _{op}	-1,685998	e _{op}	-0,854497
P _{max}	16535,93	P _{max}	40953,71

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUBCRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

P _{min}	25481,62	P _{min}	25481,62
P _{max}	80766,53	P _{max}	28893,89

SECCIÓN SUBCRÍTICA, NO CASO D

K	3,170	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	28481,44	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	40953,71	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	37230,64	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas d
P _o	41367,38	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas

2.8. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,64	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,57	m ²	Área de la sección bruta
r.mec	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fp,max	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
σc,min,ser	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σc,max,ser	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σc,max,tes	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesoado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
fcm	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm(t)	47,73	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.

ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
Mh	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESA		
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{di/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	148903,08
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-94499,99

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESA	
m1	131656,40
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-83551,17

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	131656,40
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-83551,17

m1>0	m1<0
SUFICIENTE	INSUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

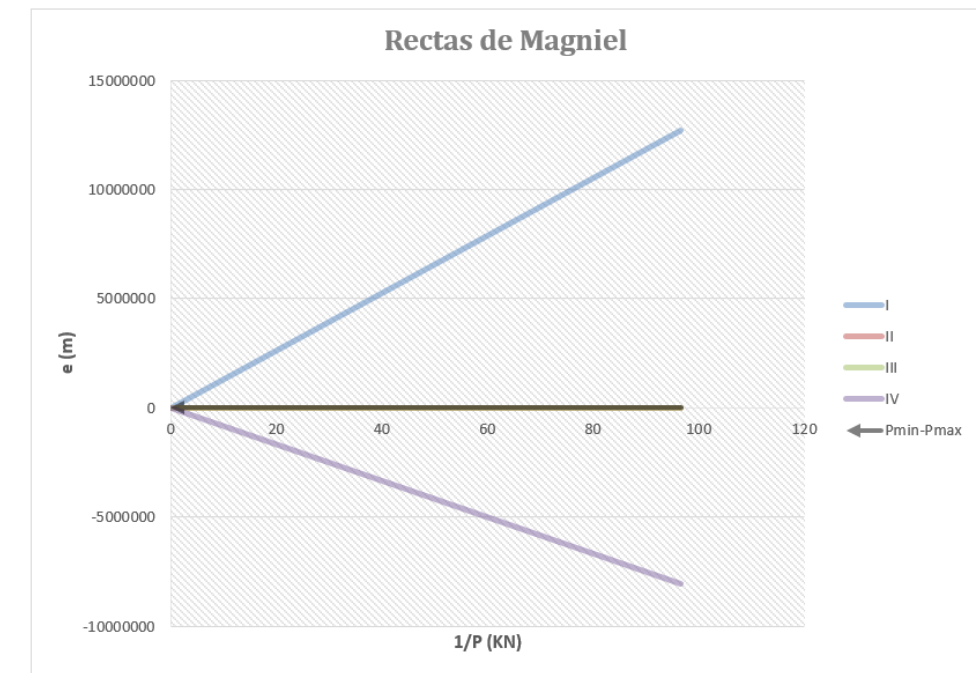
m2>0	m2<0
SUFICIENTE	INSUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPROBABA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e0,i (I,IV)	0,257922	m
e0,i (I,III)	-0,406422	m
e0,max	0,56	m
e0,min	-0,34	m
p'h	0,664344	m
p	0,390791	m

CASO C

¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
SUPERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	-0,01	-0,01	P1
m'3	0,01	0,01	P2
Pmin	0,03	0,03	P3
eop	-0,014584	-0,07425	P4
Pmax	0,04	0,04	eor

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

CASO D

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	#####	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESA

Limitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura
Pmin	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	136230,70	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
Pki	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	0,02	KN	Fuerza de tesoado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

2.9. FUERZA DE PRETENSADO MÍNIMA Y HUSO DE PASO

LEYES DE ESFUERZOS Y PARÁMETROS DEPENDIENTES DE X																longitud		108	m	Pmin	93859,587	KN
																Po max		136324,75	KN	Pmax	190416,15	KN
TODO ESTO VENDRÍA DE UN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (SAP, ANSYS...)																1 101623,61						
Tramos	X (m)	Ab (m2)	lb (m4)	h (m)	cdg (m)	V1b (m)	V2b (m)	M_max	M _{f,max}	M _{f,min}	M_min	M_max_tes	M _{f,max_tes}	M _{f,min_tes}	M_min_tes	Po (KN)	PRETENSADO	Pmin	Pmax	Promedio	ΔP _{inst}	ΔP _{dif}
1	0	13,32	3,38	1,7	1	0,7	-1	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0150901	SUPERIOR	0,0103896	119756,76	59878,384	0,1	0,15
2	20,25	11,5	3,43	1,7	1,04	0,66	-1,04	72641,379	64474,539	45940,239	41859,329	54148,979	54148,9794	54148,979	54148,979	74931,771	INFERIOR	51590,524	91697,106	71643,815	0,1	0,15
3	40,5	12,63	4,84	1,91	1,19	0,72	-1,19	9856,5934	7535,4634	-5148,0766	-9916,2466	4250,5434	4250,54337	4250,5434	4250,5434	21564,561	SUPERIOR	14847,2	21348,915	18098,058	0,1	0,15
4	54	18,14	12,4	2,9	1,8	1,1	-1,8	-103380,5	-112184,08	-146267,5	-160646,41	-121839,1	-121839,103	-121839,1	-121839,1	136324,75	SUPERIOR	93859,587	190416,15	142137,87	0,1	0,15
5	67,5	12,94	5,29	1,91	1,23	0,68	-1,23	-30050,289	-32726,129	-46553,849	-51728,259	-36923,419	-36923,4189	-36923,419	-36923,419	52647,148	SUPERIOR	36247,562	117058,02	76652,793	0,1	0,15
6	87,75	11,85	3,83	1,7	1,09	0,61	-1,09	21630,422	13298,242	-6188,7679	-10448,178	2084,5521	2084,55208	2084,5521	2084,5521	37637,141	INFERIOR	25913,172	37260,77	31586,971	0,1	0,15
7	108	13,57	3,64	1,7	1,04	0,66	-1,04	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,015029	SUPERIOR	0,0103474	136230,7	68115,358	0,1	0,15

longitud	108	m	Pmin	93859,587	KN
Po max	136324,75	KN	Pmax	190416,15	KN
	1	101623,61			

TRAMO 1	contador
	6

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	115266,52	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-80686,56	

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,24	m
eo2,max	0,25	m
eo3,max	-0,36	m
eo4,max	-0,17	m
eo1,min	0,87	m
eo2,min	0,25	m
eo3,min	-0,36	m
eo4,min	-0,61	m

eo,min	-0,17	m
eo,max	0,24	m

Po	136372,9
Pmin	93892,738
Pmax	190502,81

I	3,38	m4
A	13,32	m2
v1	0,7	m
v2	-1	m
eh	0	m
eomin	-0,9	m
eomax	0,6	m

TRAMO 2

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	68871,39	
m2	-63279,95	
m3	-44745,65	
m4	-129712,82	

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	-0,30	m
eo2,max	-0,25	m
eo3,max	-0,89	m
eo4,max	-0,60	m
eo1,min	0,08	m
eo2,min	-0,59	m
eo3,min	-1,13	m
eo4,min	-1,30	m

eo,min	-0,60	m
eo,max	-0,59	m

I	3,43	m4
A	11,5	m2
v1	0,66	m
v2	-1,04	m
eh	0,205413	m
eomin	-0,94	m
eomax	0,56	m

TRAMO 3

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	163206,72	
m2	-549,5212	
m3	12134,02	
m4	-92912,94	

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	-0,09	m
eo2,max	-0,09	m
eo3,max	-0,88	m
eo4,max	-0,58	m
eo1,min	0,80	m
eo2,min	-0,09	m
eo3,min	-0,81	m
eo4,min	-1,08	m

eo,min	-0,58	m
eo,max	-0,09	m

I	4,84	m4
A	12,63	m2
v1	0,72	m
v2	-1,19	m
eh	0,410826	m
eomin	-1,09	m
eomax	0,62	m

TRAMO 4

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	396911,95	
m2	118157	
m3	152240,4	
m4	-19380,65	

I	12,4	m4
A	18,14	m2
v1	1,1	m
v2	-1,8	m
eh	0,547767	m
eomin	-1,7	m
eomax	1	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,91	m
eo2,max	0,45	m
eo3,max	-0,37	m
eo4,max	-0,27	m
eo1,min	3,06	m
eo2,min	1,09	m
eo3,min	0,45	m
eo4,min	-0,37	m

eo,min	0,45	m
eo,max	0,45	m

TRAMO 5

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	218859,22	
m2	28953,62	
m3	42781,34	
m4	-68166,20	

I	5,29	m4
A	12,94	m2
v1	0,68	m
v2	-1,23	m
eh	0,410826	m
eomin	-1,13	m
eomax	0,58	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,14	m
eo2,max	0,07	m
eo3,max	-0,79	m
eo4,max	-0,44	m
eo1,min	1,32	m
eo2,min	0,23	m
eo3,min	-0,56	m
eo4,min	-0,80	m

eo,min	-0,44	m
eo,max	0,07	m

TRAMO 6

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	121553,92	
m2	-39543,16	
m3	-20056,15	
m4	-110668,30	

I	3,83	m4
A	11,85	m2
v1	0,61	m
v2	-1,09	m
eh	0,205413	m
eomin	-0,99	m
eomax	0,51	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	-0,10	m
eo2,max	-0,12	m
eo3,max	-0,84	m
eo4,max	-0,49	m
eo1,min	0,56	m
eo2,min	-0,33	m
eo3,min	-0,95	m
eo4,min	-1,09	m

eo,min	-0,49	m
eo,max	-0,33	m

Tramos	Po (KN)	eo_min	eo_max	cdg	e_cable
1	0,02	-0,17	0,24	1	0,04
2	74931,04	-0,60	-0,59	104	-0,60
3	21564,56	-0,58	-0,09	119	-0,34
4	136372,90	0,45	0,45	18	0,45
5	52605,40	-0,44	0,07	123	0,00
6	44986,11	-0,49	-0,33	109	-0,41
7	0,02	-0,18	0,26	104	0,04

TRAZADO DEL CABLE INICIAL EN 1ª ITERACIÓN						
---	--	--	--	--	--	--

X (m)	eo_min	eo_max	h inf	h sup	e_cable
0	2,03	2,44	1,20	2,90	2,24
5	1,93	2,25	1,20	2,90	2,09
10	1,84	2,05	1,20	2,90	1,94
15	1,74	1,85	1,20	2,90	1,80
20	1,65	1,66	1,20	2,90	1,65
20,25	1,64	1,65	1,20	2,90	1,64
25	1,63	1,75	1,15	2,90	1,69
30	1,62	1,86	1,10	2,90	1,74
35	1,61	1,97	1,05	2,90	1,79
40	1,60	2,07	1,00	2,90	1,84
40,5	1,60	2,09	0,99	2,90	1,84
45	1,62	2,14	0,86	2,90	1,98
50	2,06	2,20	0,29	2,90	2,13
52,65	2,25	2,25	0,00	2,90	2,25
54	2,25	2,25	0,00	2,90	2,25
55,55	2,20	2,26	0,00	2,90	2,23
55	2,22	2,26	0,00	2,90	2,24
60	2,04	2,27	0,29	2,90	2,16
65	1,87	2,29	0,66	2,90	2,08
67,5	1,78	2,29	0,99	2,90	2,04
70	1,79	2,25	1,00	2,90	2,02
75	1,79	2,17	1,05	2,90	1,98
80	1,79	2,09	1,10	2,90	1,94
85	1,80	2,01	1,15	2,90	1,90
87,75	1,80	1,96	1,20	2,90	1,88
90	1,83	2,02	1,20	2,90	1,92
95	1,89	2,15	1,20	2,90	2,02
100	1,96	2,23	1,20	2,90	2,12
105	2,02	2,42	1,20	2,90	2,22
108	2,06	2,50	1,20	2,90	2,28

TRAMO 7

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	131656,40	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-33551,17	

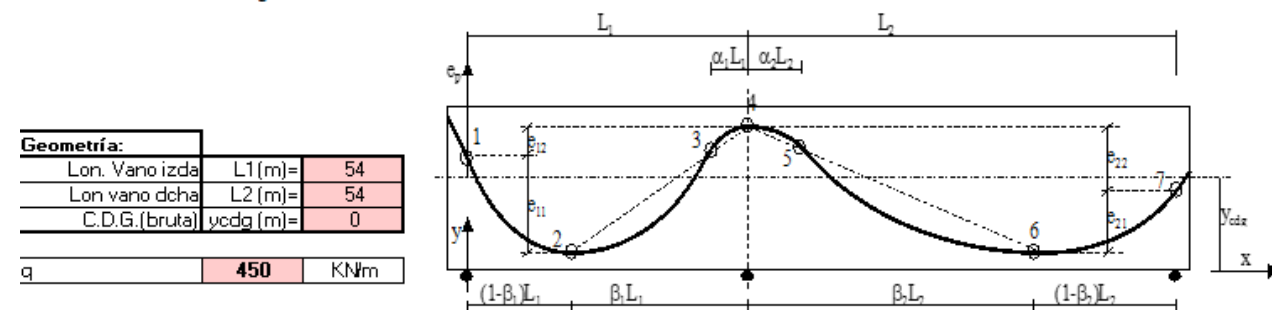
I	3,64	m4
A	13,57	m2
v1	0,66	m
v2	-1,04	m
eh	0	m
eomin	-0,94	m
eomax	0,56	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,28	m
eo2,max	0,26	m
eo3,max	-0,41	m
eo4,max	-0,18	m
eo1,min	1,00	m
eo2,min	0,26	m
eo3,min	-0,41	m
eo4,min	-0,63	m

eo,min	-0,18	m
eo,max	0,26	m

2.10. ENCAJE DE PARÁBOLAS Y MOMENTO HIPERESTÁTICO ASOCIADO

Ecuaciones Parábolas Viga Continua de 2 Vanos



Geometría:		
Lon. Vano izda	L1(m)=	54
Lon vano dcha	L2(m)=	54
C.D.G.(bruta)	yodg(m)=	0

q	450	KN/m
---	-----	------

Trazado:			
Punto	x (m)	y (m)	
Apoyo izda	1	0,000	2,236
Centro vano 1	2	20,250	1,644
Inflexión vano 1	3	40,500	
Apoyo intermedio	4	54,000	2,252
Inflexión vano 2	5	67,500	
Centro vano 2	6	87,750	1,880
Apoyo dcha	7	108,000	2,279

e11(m)=	0,592	e21(m)=	0,399
e12(m)=	0,016	e22(m)=	-0,026
alfa1=	0,250000	alfa2=	0,250000
beta1=	0,625000	beta2=	0,625000

respecto al eje y		
a * x^2	b * x	c
0,001445	-0,058512	2,236384
0,000890	-0,036046	2,008919
-0,001335	0,144186	-1,640789
-0,000817	0,088217	-0,129625
0,000545	-0,022054	2,103366
0,000972	-0,039364	2,278631

Variaciones del ángulo		
α (rad)	Tramos	Δα (rad)
-0,058512	1-2	0,058512
0,000000	2-3	0,036046
0,036046	3-4	0,036046
0,000000	4-5	0,022054
0,022054	5-6	0,022054
0,000000	6-7	0,039364

Derivada y'		
2*a * x	b	-
0,002889	-0,058512	0,000000
0,001780	-0,036046	0,000000
-0,002670	0,144186	0,000000
-0,001634	0,088217	0,000000
0,001089	-0,022054	0,000000
0,001944	-0,039364	0,000000

Derivada y''		
2*a	-	-
0,002889	0,000000	0,000000
0,001780	0,000000	0,000000
-0,002670	0,000000	0,000000
-0,001634	0,000000	0,000000
0,001089	0,000000	0,000000
0,001944	0,000000	0,000000

X (m)	im.sec.in	im.sec.su	X(m)	y (m)
0	1,200	2,900	0,000	2,236
5	1,200	2,900	5,000	1,980
10	1,200	2,900	10,000	1,796
15	1,200	2,900	15,000	1,684
20	1,200	2,900	20,000	1,644
25	1,151	2,900	25,000	1,664
30	1,099	2,900	30,000	1,729
35	1,047	2,900	35,000	1,838
40	0,995	2,900	40,000	1,991
45	0,660	2,900	45,000	2,144
50	0,293	2,900	50,000	2,231
54	0,000	2,900	54,000	2,252
55	0,000	2,900	54,000	2,252
60	0,293	2,900	50,000	2,239
65	0,660	2,900	45,000	2,186
70	0,995	2,900	40,000	2,092
75	1,047	2,900	35,000	1,999
80	1,099	2,900	30,000	1,932
85	1,151	2,900	25,000	1,892
90	1,200	2,900	20,000	1,880
95	1,200	2,900	15,000	1,907
100	1,200	2,900	10,000	1,982
105	1,200	2,900	5,000	2,106
108	1,200	2,900	0,000	2,279

Tramos	q(KN/m)
1-2	299,46
2-3	337,35
3-4	-506,02
4-5	-364,67
5-6	243,12
6-7	170,51

MOMENTO HIPERESTÁTICO A LO LARGO DE LA VIGA

Tramos	X (m)	MH (KN*m)	actual	anterior	MH anterior
1	0,00	0,00	0,00	0	0
2	20,25	31227,76	0,23	0,063197	31227,76
3	40,50	62455,53	0,46	0,126395	62455,53
4	54,00	83274,03	0,61	0,168526	83274,03
5	67,50	62455,53	0,46	0,126395	62455,53
6	87,75	31227,76	0,23	0,063197	31227,76
7	108,00	0,00	0,00	0	0

SISTEMA DE FUERZAS EQUIVALENTES

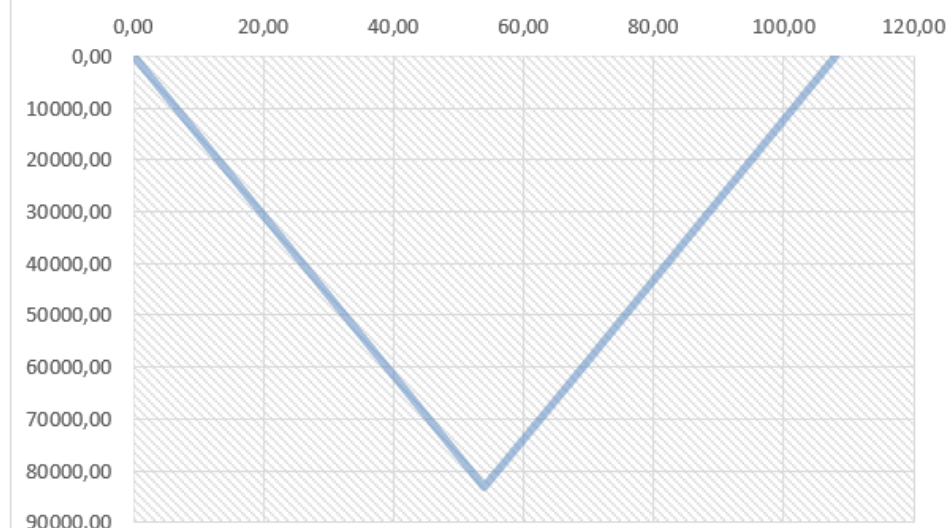
q1	299,46	KN/m	Ec	31928,4289	Mpa
q2	337,35	KN/m	lc	12,4	m
q3	-506,02	KN/m			
q4	-364,67	KN/m			
q5	243,12	KN/m			
q6	170,51	KN/m			
Q1					
Q2					
Po	136372,9	KN			

GIROS q1			GIROS q2			GIROS q3		
ab	rad		ab	rad		ab	rad	
a	20,25	m	a	30,375	m	a	47,25	m
L1	54	m	b	13,5	m	b	6,75	m
			c	20,25	m	c	13,5	m
			L1	54	m	L1	54	m

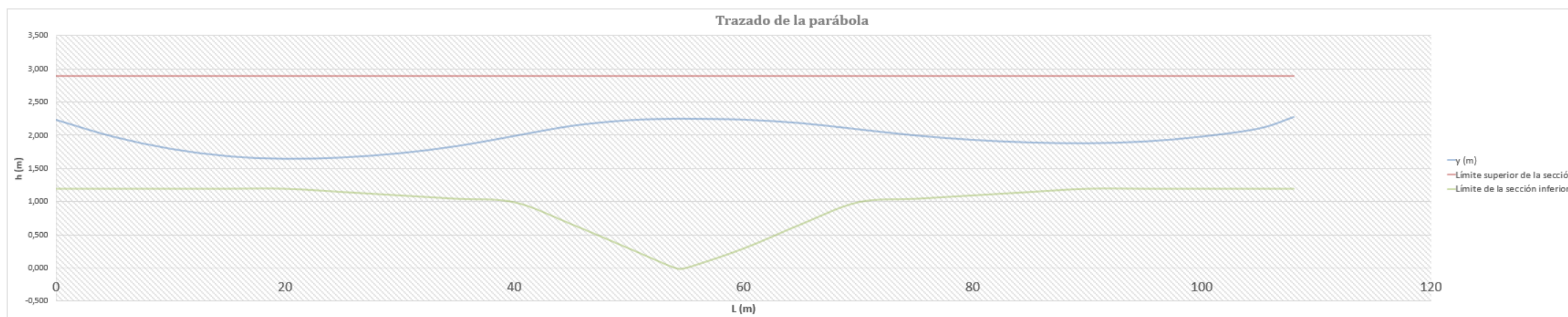
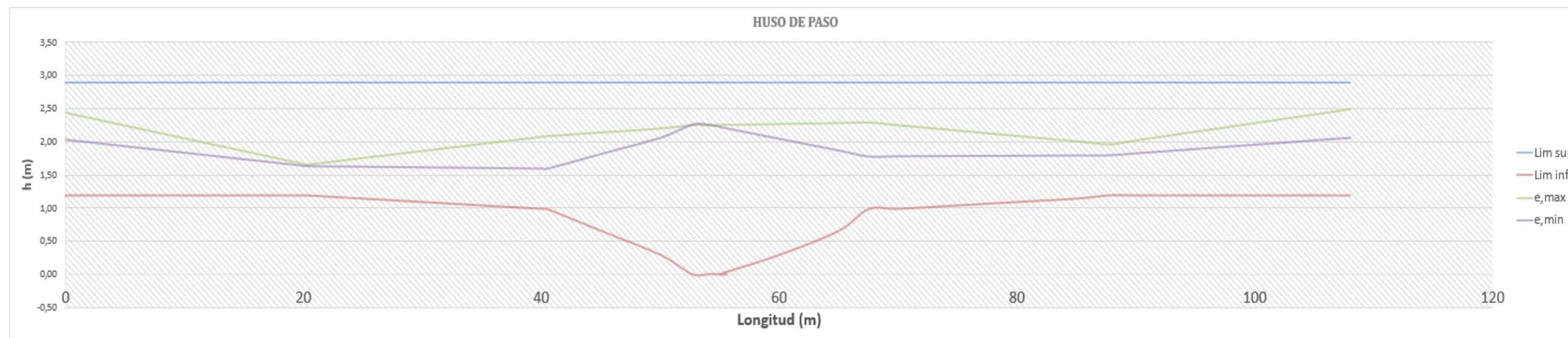
ab,tot	-0,001369233	rad	Giro total en el apoyo central por la parte izquierda	
bc,tot	0,001369233	rad	Giro total en el apoyo central por la parte derecha	

Mtot	-30116,47	KN*m	Momento total en la sección del apoyo	
Miso	-113390,51	KN*m	Momento isostático en la sección de apoyo	
MH	83274,03	KN*m	Momento hiperestático en la sección de apoyo	
eh	0,61	m	Excentricidad debida al momento hiperestático	

Momento hiperestático (KN·m)



2.11. HUSO DE PASO Y TRAZADO DEL CABLE DE PRETENSADO (ITERACIÓN 1)



3. OBTENCION DEL NUEVO TRAZADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO

3.1. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO OBTENIDOS COMPUTANDO EL PRIMER TRAZADO DE PRETENSADO

LEYES DE ESFUERZOS Y PARÁMETROS DEPENDIENTES DE X																longitud	108	m	Pmin	93859,587	KN	
																Po max	136324,75	KN	Pmax	190416,15	KN	
TODO ESTO VENDRÍA DE UN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (SAP, ANSYS...)																1 101623,61						
Tramos	X (m)	Ab (m2)	lb (m4)	h (m)	cdg (m)	V1b (m)	V2b (m)	M_max	M,f,max	M,f,min	M_min	M_max_tes	M,f,max_tes	M,f,min_tes	M_min_tes	Po (KN)	PRETENSADO	Pmin	Pmax	Promedio	ΔP,inst	ΔP,dif
1	0	13,32	3,38	1,7	1	0,7	-1	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0150901	SUPERIOR	0,0103896	119756,76	59878,384	0,1	0,15
2	20,25	11,5	3,43	1,7	1,04	0,66	-1,04	72641,379	64474,539	45940,239	41859,329	54148,979	54148,9794	54148,979	54148,979	74931,771	INFERIOR	51590,524	91697,106	71643,815	0,1	0,15
3	40,5	12,63	4,84	1,91	1,19	0,72	-1,19	9856,5934	7535,4634	-5148,0766	-9916,2466	4250,5434	4250,54337	4250,5434	4250,5434	21564,561	SUPERIOR	14847,2	21348,915	18098,058	0,1	0,15
4	54	18,14	12,4	2,9	1,8	1,1	-1,8	-103380,5	-112184,08	-146267,5	-160646,41	-121839,1	-121839,103	-121839,1	-121839,1	136324,75	SUPERIOR	93859,587	190416,15	142137,87	0,1	0,15
5	67,5	12,94	5,29	1,91	1,23	0,68	-1,23	-30050,289	-32726,129	-46553,849	-51728,259	-36923,419	-36923,4189	-36923,419	-36923,419	52647,148	SUPERIOR	36247,562	117058,02	76652,793	0,1	0,15
6	87,75	11,85	3,83	1,7	1,09	0,61	-1,09	21630,422	13298,242	-6188,7679	-10448,178	2084,5521	2084,55208	2084,5521	2084,5521	37637,141	INFERIOR	25913,172	37260,77	31586,971	0,1	0,15
7	108	13,57	3,64	1,7	1,04	0,66	-1,04	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,015029	SUPERIOR	0,0103474	136230,7	68115,358	0,1	0,15

Debido al trazado del cable de pretensado y la curvatura en alzado que presenta el paso superior, la acción del propio pretensado genera esfuerzos flectores tal y como se mostró en la figura 13.

Obtenido el trazado del cable después del proceso de dimensionamiento en cada iteración, se obtienen los flectores que se producen a lo largo de la directriz del paso superior originado por la curvatura en alzado con la fuerza de pretensado calculada.

De esta forma, en cada iteración se modifican los esfuerzos actuantes que solicitan el paso superior, a su vez que con cada trazado se modifican los momentos hiperestáticos. Así pues, el proceso de cálculo es iterativo entre el momento hiperestático y los momentos flectores originados por la curvatura del paso superior.

Dicho proceso iterativo se implementa mediante código en VBA de Excel, donde queda recogido al final del presente Anexo, donde finaliza cuando converge el pretensado calculado con el pretensado calculado en la iteración anterior. Una vez han convergido dichas fuerzas, el momento hiperestático y los momentos flectores inducidos por la curvatura convergen a unas leyes finales también

A continuación se muestran los resultados obtenidos en la iteración última en la que convergen las fuerzas de pretensado, contabilizando los momentos originados por la curvatura en alzado y el momento hiperestático, sin contabilizar las pérdidas reales.

3.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	0,7	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,38	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,32	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL			
Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
M _h	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESADO		
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado característico
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	130371,42
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-91259,99

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

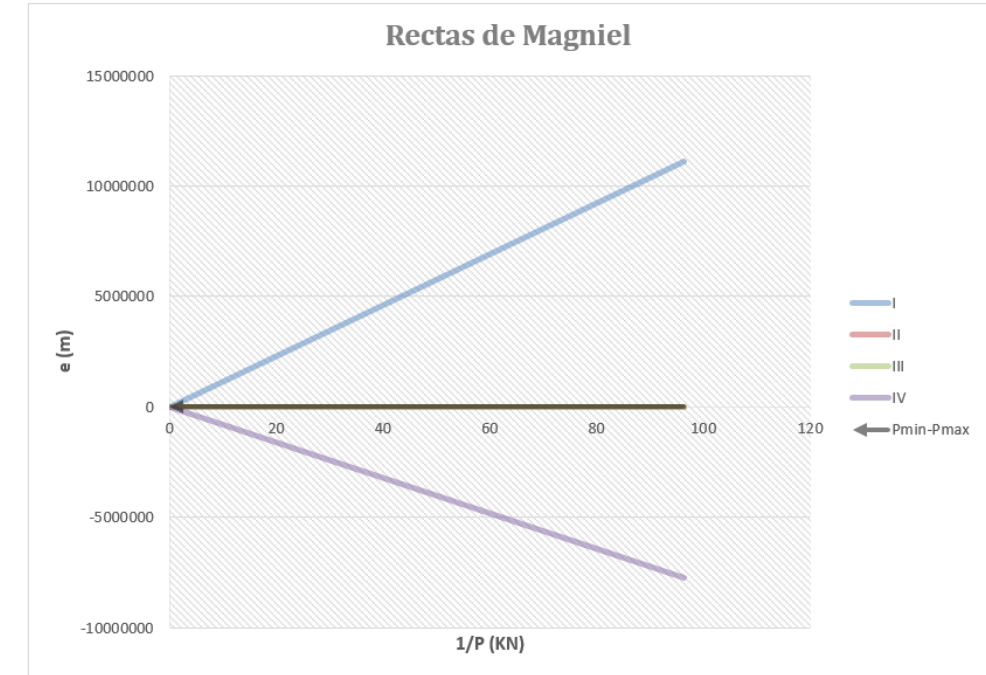
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

m1>0	SUFICIENTE
m1<0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	SUFICIENTE
m2<0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II,IV)	0,253754	m	CASO C
e _{0,i} (III)	-0,362505	m	
e _{0,max}	0,6	m	
e _{0,min}	-0,9	m	
p ^h	0,616259	m	
p	0,362505	m	¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			SUPERIOR



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	-0,01		m'2	-0,01		m2	-0,01		P1	119756,76	KN
m'3	0,01		m'3	0,01		m3	0,01		P2	LA REGIÓN	KN
									P3	0,01	KN
Pmin	0,03	KN	Pmin	0,03	KN	Pmin	0,03	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	0,0009719	m	eop	-0,109723	m	eop	-0,054376	m	eor	0,6	m
Pmax	0,04		Pmax	0,04		Pmax	0,05				
SECCIÓN SUBCRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			Pmin	0,01	KN
									Pmax	119756,76	KN
									P'min	0,01	KN
									P'mas	119756,76	KN

SECCIÓN SUBCRÍTICA, NO CASO D

K ##### OK

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	119756,76	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	0,02	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

3.3. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,43	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	11,5	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,205413	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
M _h	23412,42	KN·m
M _{max}	71446,79	KN·m
M _{f,max}	63279,95	KN·m
M _{f,min}	44745,65	KN·m
M _{min}	40664,74	KN·m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESADO		
M _{max}	52954,39	KN·m
M _{f,max}	52954,39	KN·m
M _{f,min}	52954,39	KN·m
M _{min}	52954,39	KN·m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif} /P _{ki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	68871,39
m2	-63279,95
m3	-44745,65
m4	-129712,82

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	71106,46
m2	-52954,39
m3	-52954,39
m4	-131685,32

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	68871,39
m2	-63279,95
m3	-44745,65
m4	-129712,82

m1>0	m1<0
SUFICIENTE	SUFICIENTE
m3>0	m3<0
SUFICIENTE	SUFICIENTE

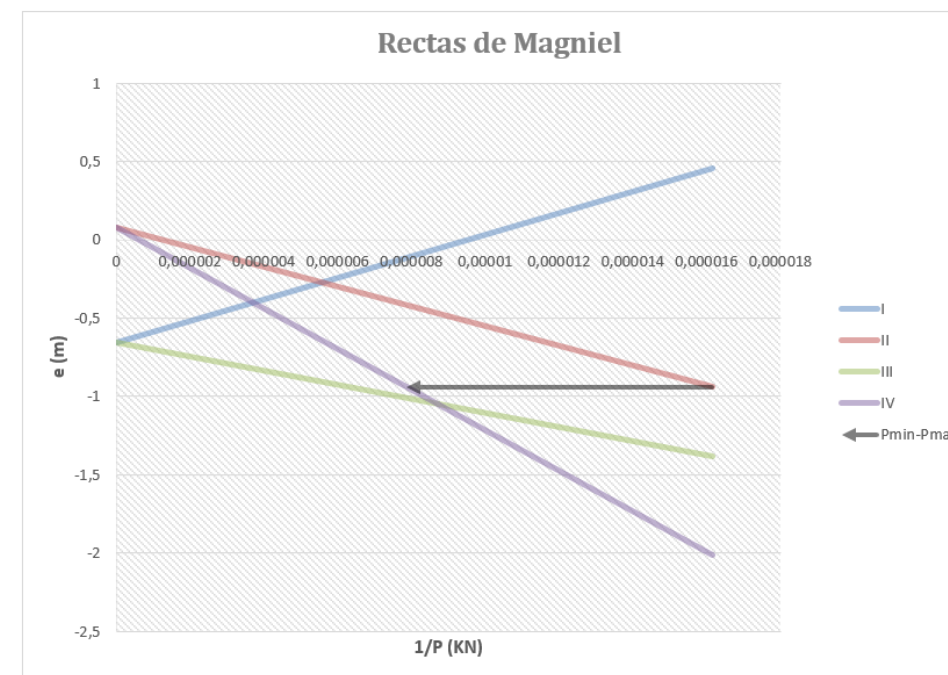
m2>0	m2<0
SUFICIENTE	SUFICIENTE
m4>0	m4<0
SUFICIENTE	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,081377	m
e _{0,i} (I,III)	-0,657323	m
e _{0,max}	0,56	m
e _{0,min}	-0,34	m
p ^h	0,7387	m
p	0,434529	m

CASO B

¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
INFERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-44008,33	-90990,78	-63279,95
m ³	-64340,15	-31118,57	-44745,65
P _{min}	-998,13	43537,83	25090,44
e _{op}	44,171938	-1,372071	-2,440698
P _{max}	-1435,23	62603,42	36077,76

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

CASO D

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	2,050	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión		
Elástica	1503	Mpa
Rotura	1395	MPa
P _{min}	61955,56	KN
P _{max}	126998,04	KN
P _{ki}	80987,66	KN
P _o	89986,29	KN

3.4. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,72	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,19	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	4,84	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	12,63	m ²	Área de la sección bruta
r,mec	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,410826	m	Excentricidad hiperestática
h	1,91	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fpm	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σc,min,ser	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σc,max,ser	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σc,max,tes	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesoado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
fcm	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm(t)	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL	Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear		

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
Mh	46824,83	KN*m
M _{max}	2870,651	KN*m
M _{f,max}	549,5212	KN*m
M _{f,min}	-12134,02	KN*m
M _{min}	-16902,19	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESA		
M _{max}	-2735,399	KN*m
M _{f,max}	-2735,399	KN*m
M _{f,min}	-2735,399	KN*m
M _{min}	-2735,399	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diH/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO		
m1	178629,35	
m2	-549,5212	
m3	12134,02	
m4	-92912,94	

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO		
m1	163206,72	
m2	2735,399	
m3	2735,399	
m4	-94356,49	

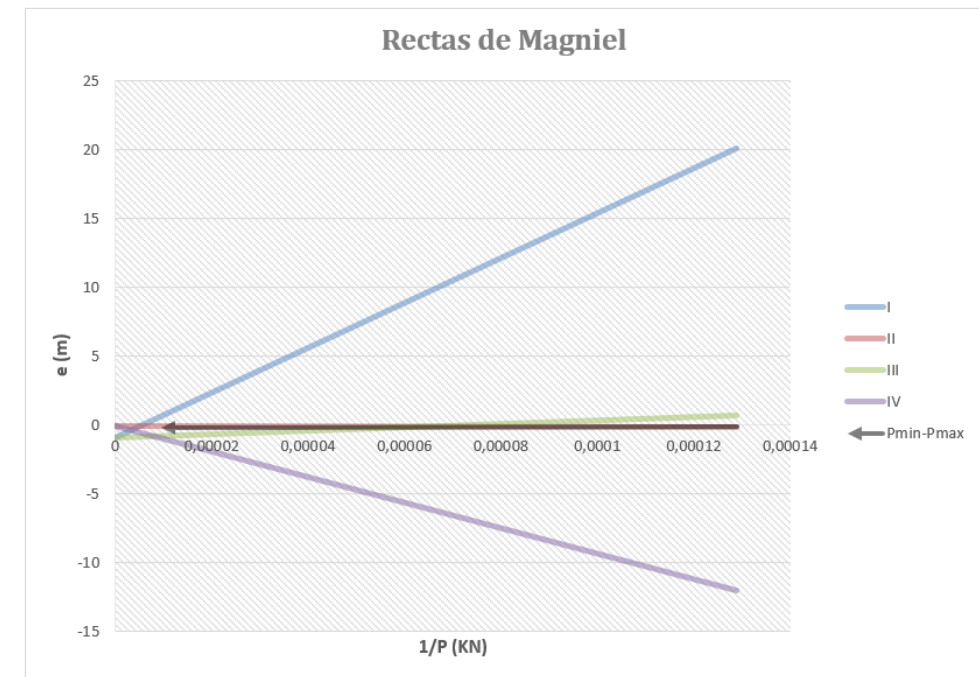
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES		
m1	163206,72	
m2	-549,5212	
m3	12134,02	
m4	-92912,94	

m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	SUFICIENTE
m2<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUI SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e0,i (I,IV)	-0,088796	m	CASO C
e0,i (I,III)	-0,943068	m	
e0,max	0,62	m	
e0,min	-1,09	m	
p'h	0,854272	m	¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
p	0,447263	m	
			SUPERIOR



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	-382,17		m'2	-790,16		m2	-549,52		P1	104414,34	KN
m'3	17447,61		m'3	8438,66		m3	12134,02		P2	LA REGIÓN	KN
									P3	7762,95	KN
Pmin	14651,30	KN	Pmin	10521,46	KN	Pmin	14847,20	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	-0,114881	m	eop	-0,141025	m	eop	-0,125808	m	eor	0,62	m
Pmax	21067,22		Pmax	15128,89		Pmax	21348,92				
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			Pmin	7762,95	KN
									Pmax	104414,34	KN
									P'min	7762,95	KN
									P'max	104414,34	KN
SECCIÓN SUPRACRÍTICA											
CASO D											
K 13.450 OK											

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura

Pmin	7762,95	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	104414,34	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

Pki	10147,65	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	11275,16	KN	Fuerza de tesoado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

3.5. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	1,1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,8	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	12,4	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	18,14	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,547767	m	Excentricidad hiperestática
h	2,9	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	62433,11	KN*m
M _{max}	-109353,4	KN*m
M _{f,max}	-118157	KN*m
M _{f,min}	-152240,4	KN*m
M _{min}	-166619,3	KN*m

M _{max}	-127812	KN*m
M _{f,max}	-127812	KN*m
M _{f,min}	-127812	KN*m
M _{min}	-127812	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{d,desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{d,fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/P_{ki}}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	413717,07
m2	118157
m3	152240,4
m4	-19380,65

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	396311,95
m2	127812
m3	127812
m4	-36637,91

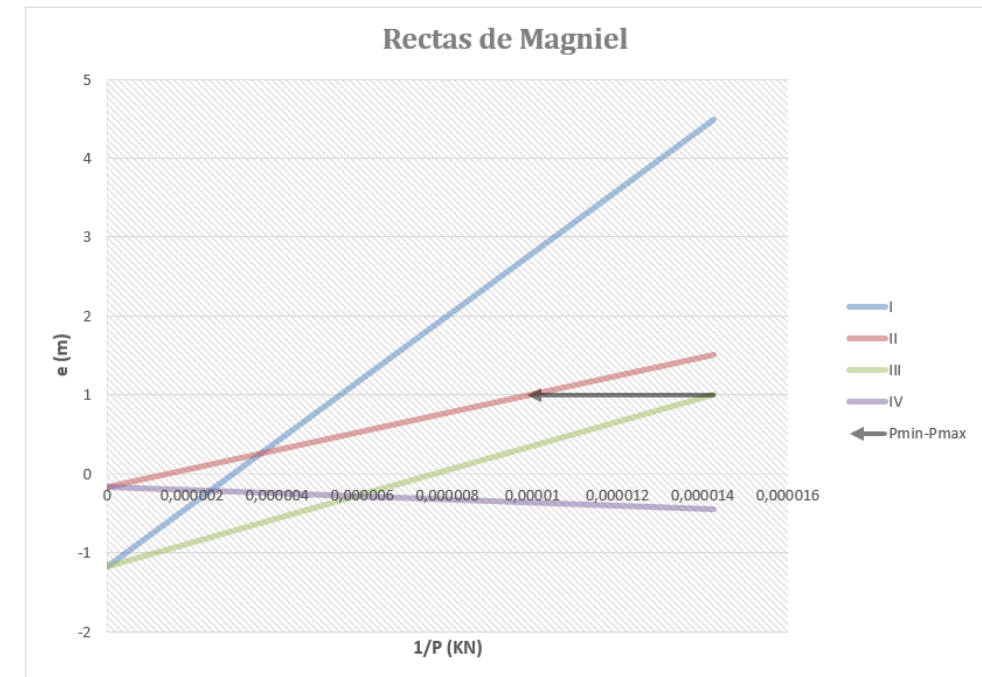
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	396311,95
m2	118157
m3	152240,4
m4	-19380,65

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,I} (II,IV)	-0,168005	m
e _{0,I} (I,III)	-1,169197	m
e _{0,max}	1	m
e _{0,min}	-1,7	m
p ^h	1,001192	m
p	0,345238	m
CASO A		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
SUPERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	82172,83	169898,98	182976,47
m ³	218907,82	105876,30	101161,39
P _{min}	69984,21	12266,10	70182,86
e _{op}	1,0061575	-9,800819	1
P _{max}	100630,89	-17637,52	101161,39
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
CASO D			
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
K			
1,441			
OK			

FUERZA DE TESADO

imitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	70182,86	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	101161,39	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	91742,31	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	101935,90	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

3.6. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,68	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,23	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	5,29	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	12,94	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,410826	m	Excentricidad hiperestática
h	1,91	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{o,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{o,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{o,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesoado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV	
M _h	46824,83 KN*m
M _{f,max}	-26277,78 KN*m
M _{f,min}	-28953,62 KN*m
M _{f,min}	-42781,34 KN*m
M _{min}	-47955,75 KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESADO	
M _{max}	-33150,91 KN*m
M _{f,max}	-33150,91 KN*m
M _{f,min}	-33150,91 KN*m
M _{min}	-33150,91 KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diff/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado característico
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	236321,90
m2	28953,62
m3	42781,34
m4	-68166,20

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	218853,22
m2	33150,91
m3	33150,91
m4	-69517,09

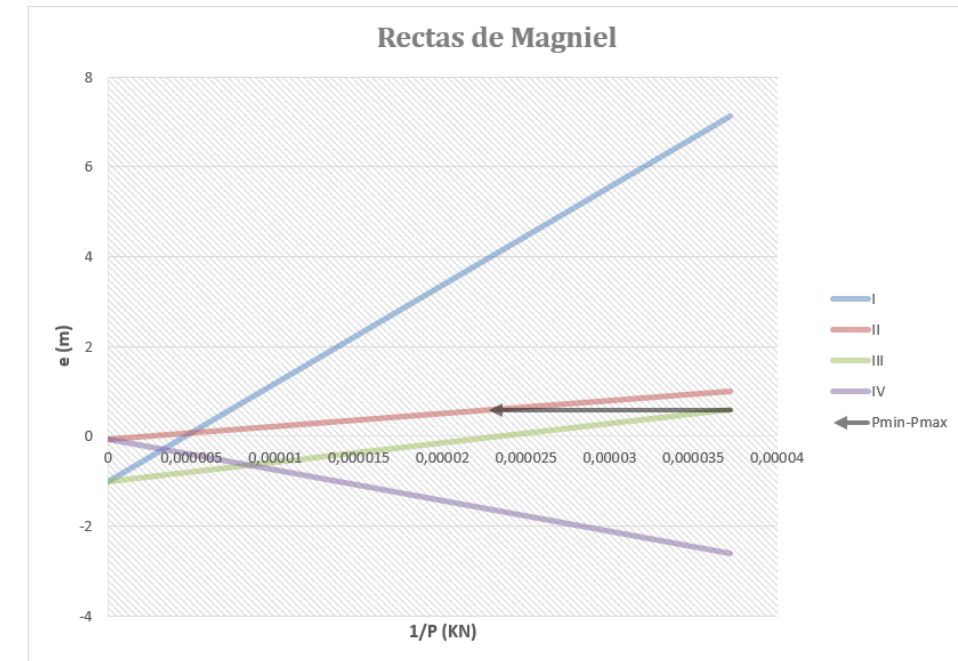
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	218853,22
m2	28953,62
m3	42781,34
m4	-68166,20

m1>0	m1<0
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	m2<0
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPROBABA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II,IV)	-0,07846	m	CASO A
e _{0,i} (I,III)	-1,012017	m	
e _{0,max}	0,58	m	
e _{0,min}	-1,13	m	
p ^h	0,933557	m	
p	0,488773		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			SUPERIOR



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	20135,93		m'2	41632,66		m2	28953,62		P1	137472,95	KN
m'3	61515,66		m'3	29752,48		m3	42781,34		P2	43971,74	KN
									P3	26872,42	KN
Pmin	24257,14	KN	Pmin	855,71	KN	Pmin	14811,87	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	0,7516435	m	eop	33,75724	m	eop	1,876299	m	eor	0,58	m
Pmax	34879,54		Pmax	1230,44		Pmax	21298,11				
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			SECCIÓN SUPRACRÍTICA			Pmin	26872,42	KN
									Pmax	43971,74	KN
									P'min	26872,42	KN
									P'max	43971,74	KN
CASO D											
SECCIÓN SUPRACRÍTICA											
K 1,636 OK											

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	26872,42	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	43971,74	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	35127,35	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas d)
P _o	39030,39	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

3.7. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,61	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,09	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
Ib	3,83	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
A _b	11,85	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,205413	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	23412,42	KN·m
M _{max}	34259,59	KN·m
M _{f,max}	25927,41	KN·m
M _{f,min}	6440,401	KN·m
M _{min}	2180,991	KN·m

M _{max}	14713,72	KN·m
M _{f,max}	14713,72	KN·m
M _{f,min}	14713,72	KN·m
M _{min}	14713,72	KN·m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

m1	135265,00
m2	-25927,41
m3	-6440,401
m4	-97052,55

m1	135169,67
m2	-14713,72
m3	-14713,72
m4	-98593,42

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES

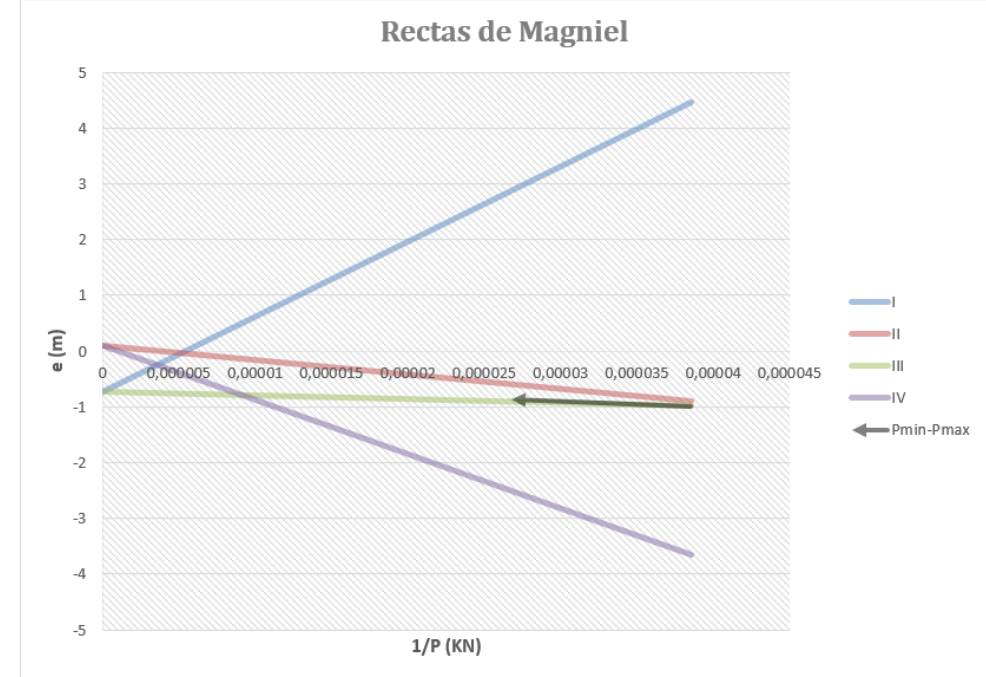
m1	135169,67
m2	-25927,41
m3	-6440,401
m4	-97052,55

m1>0	m1<0
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	m2<0
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

Aquí se comprueba la suficiencia de las rectas de Magniel con la sección propuesta. Si no cumpliera habría que...

e _{0,i} (I,IV)	0,091107	m
e _{0,i} (I,III)	-0,73526	m
e _{0,max}	0,51	m
e _{0,min}	-0,99	m
p·h	0,826367	m
p	0,486098	
CASO B		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
INFERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	-18031,34	-37281,24	-25927,41
m'3	-9260,71	-4479,01	-6440,40
P _{min}	14026,38 KN	25955,06 KN	23982,28 KN
e _{op}	-1,194424 m	-0,907828 m	-0,907828 m
P _{max}	20168,64 KN	37321,00 KN	25282,24 KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUBCRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUBCRÍTICA, NO CASO D

K	3,743	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	25955,06	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	37321,00	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	33928,18	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	37697,98	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

3.8. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO COMPUTANDO MOMENTO HIPERESTÁTICO Y MOMENTOS ORIGINADOS POR LA CURVATURA EN ALZADO EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7

ACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,64	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,57	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fp,max	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

IMITACIONES TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cement
fcm	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm(t)	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.

Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

Momentos Actuales en Serv	Momentos Actuales en Tesa
M _h	0
M _{max}	0,01
M _{f,max}	0,01
M _{f,min}	-0,01
M _{min}	-0,01

Momentos Actuales en Serv	Momentos Actuales en Tesa
M _h	0
M _{max}	0,01
M _{f,max}	0,01
M _{f,min}	-0,01
M _{min}	-0,01

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,438	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diffPki}	0,15	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,1	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

Pendientes de Cálculo en Servicio	Pendientes de Cálculo en Tesa
m1	148909,08
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-94499,99

Pendientes de Cálculo en Tesa	Pendientes de Cálculo Finales
m1	131656,40
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-83551,17

m1 > 0	m1 < 0
SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE	SUFICIENTE

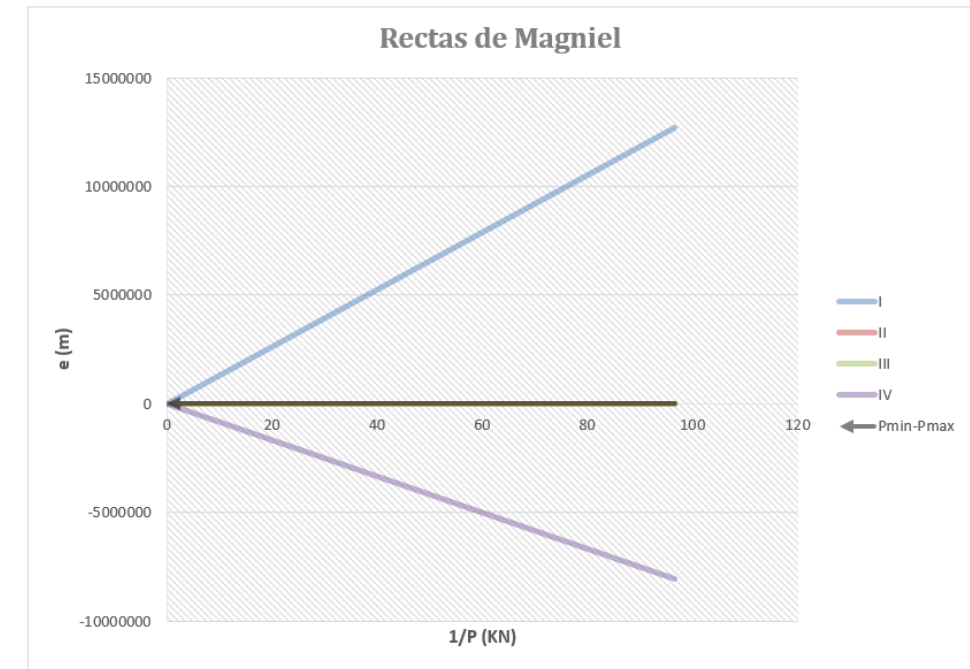
m2 > 0	m2 < 0
SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE	SUFICIENTE

AQUI SE COMPROBABA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,257922	m
e _{0,i} (I,III)	-0,406422	m
e _{0,max}	0,56	m
e _{0,min}	-0,94	m
p ^h	0,664344	m
p	0,390791	m

CASO C

PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-0,01	-0,01	P1
m ³	0,01	0,01	P2
Pmin	0,03	0,03	P3
e _{op}	-0,133917	-0,07425	P4
Pmax	0,04	0,04	e _{or}

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

CASO D

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	#####	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

IMITACIÓN DE TENSION

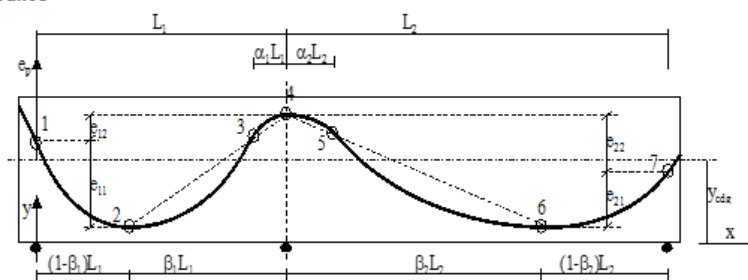
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura
Pmin	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	136230,70	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
Pki	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	0,02	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

ANEJO N° 04. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA 97

3.10. ENCAJE DE PARÁBOLAS Y MOMENTO HIPERESTÁTICO ASOCIADO

Ecuaciones Parábolas Viga Continua de 2 Vanos

Geometría:		
Lon. Vano izda	L1(m)=	54
Lon vano dcha	L2(m)=	54
C.D.G.(bruta)	ycdg(m)=	0
q	450	KN/m



Trazado:			
Apoyo izda	Punto	x (m)	y (m)
Centro vano 1	1	0,000	2,146
Inflexión vano 1	2	20,250	1,360
Apoyo intermedio	3	40,500	2,800
Inflexión vano 2	4	54,000	2,800
Centro vano 2	5	67,500	1,751
Apoyo dcha	6	108,000	2,166

e11 (m)=	0,786	e21 (m)=	0,414
e12 (m)=	0,654	e22 (m)=	0,634
alfa1=	0,250000	alfa2=	0,250000
beta1=	0,625000	beta2=	0,625000

respecto al eje y		
a * x^2	b * x	c
0,001916	-0,077606	2,145624
0,002107	-0,085341	2,223947
-0,003161	0,341365	-6,416856
-0,002302	0,248562	-3,911180
0,001534	-0,062141	2,380551
0,001011	-0,040926	2,165750

Variaciones del ángulo		
α (rad)	Tramos	Δα (rad)
-0,077606	1-2	0,077606
0,000000	2-3	0,085341
0,085341	3-4	0,085341
0,000000	4-5	0,062141
0,062141	5-6	0,062141
0,000000	6-7	0,040926
-0,040926		

Derivada y'		
2*a * x	b	-
0,003832	-0,077606	0,000000
0,004214	-0,085341	0,000000
-0,006322	0,341365	0,000000
-0,004603	0,248562	0,000000
0,003069	-0,062141	0,000000
0,002021	-0,040926	0,000000

Derivada y''		
2*a	-	-
0,003832	0,000000	0,000000
0,004214	0,000000	0,000000
-0,006322	0,000000	0,000000
-0,004603	0,000000	0,000000
0,003069	0,000000	0,000000
0,002021	0,000000	0,000000

X (m)	im.sec.in	im.sec.su	X(m)	y (m)
0	1,200	2,900	0,000	2,146
5	1,200	2,900	5,000	1,806
10	1,200	2,900	10,000	1,561
15	1,200	2,900	15,000	1,413
20	1,200	2,900	20,000	1,360
25	1,151	2,900	25,000	1,407
30	1,099	2,900	30,000	1,560
35	1,047	2,900	35,000	1,818
40	0,995	2,900	40,000	2,182
45	0,660	2,900	45,000	2,544
50	0,293	2,900	50,000	2,749
54	0,000	2,900	54,000	2,800
55	0,000	2,900	54,000	2,800
60	0,293	2,900	50,000	2,763
65	0,660	2,900	45,000	2,614
70	0,995	2,900	40,000	2,350
75	1,047	2,900	35,000	2,085
80	1,099	2,900	30,000	1,897
85	1,151	2,900	25,000	1,786
90	1,200	2,900	20,000	1,751
95	1,200	2,900	15,000	1,779
100	1,200	2,900	10,000	1,858
105	1,200	2,900	5,000	1,986
108	1,200	2,900	0,000	2,166

Tramos	q (KN/m)
1-2	390,66
2-3	429,60
3-4	-644,40
4-5	-469,21
5-6	312,81
6-7	206,01

MOMENTO HIPERESTÁTICO A LO LARGO DE LA VIGA

Tramos	X (m)	MH (KN·m)	actual (f)	anterior	MH anterior
1	0,00	0,00	0,00	0	0
2	20,25	23511,11	0,23	0,205413	23412,42
3	40,50	47022,22	0,46	0,410826	46824,83
4	54,00	62696,29	0,62	0,547767	62433,11
5	67,50	47022,22	0,46	0,410826	46824,83
6	87,75	23511,11	0,23	0,205413	23412,42
7	108,00	0,00	0,00	0	0

SISTEMA DE FUERZAS EQUIVALENTES

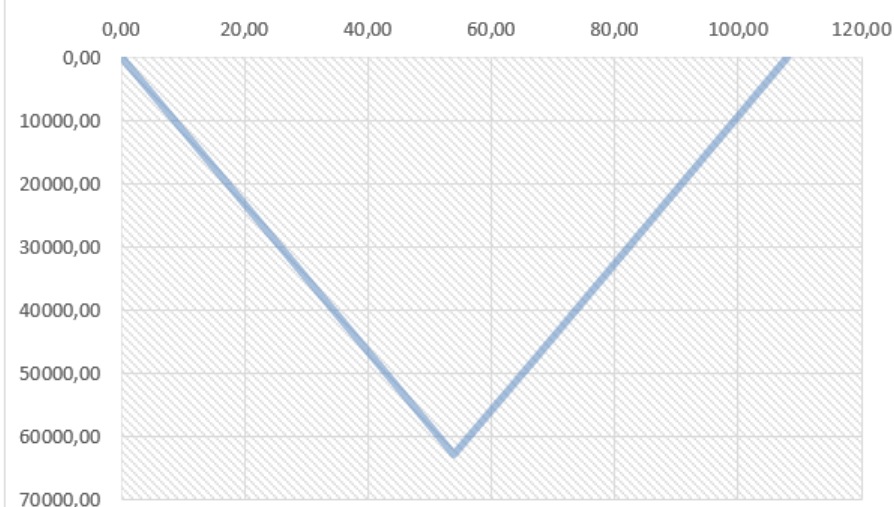
q1	390,66	KN/m	Ec	31928,4289	Mpa
q2	429,60	KN/m	lc	12,4	m4
q3	-644,40	KN/m			
q4	-469,21	KN/m			
q5	312,81	KN/m			
q6	206,01	KN/m			
Q1					
Q2					
Po	101935,9	KN			

GIROS q1			GIROS q2			GIROS q3		
@b	-0,001693	rad	@b	-0,0021352	rad	@b	0,002044	rad
a	20,25	m	a	30,375		a	47,25	m
L1	54	m	b	13,5		b	6,75	m
			c	20,25		c	13,5	m
			L1	54		L1	54	m

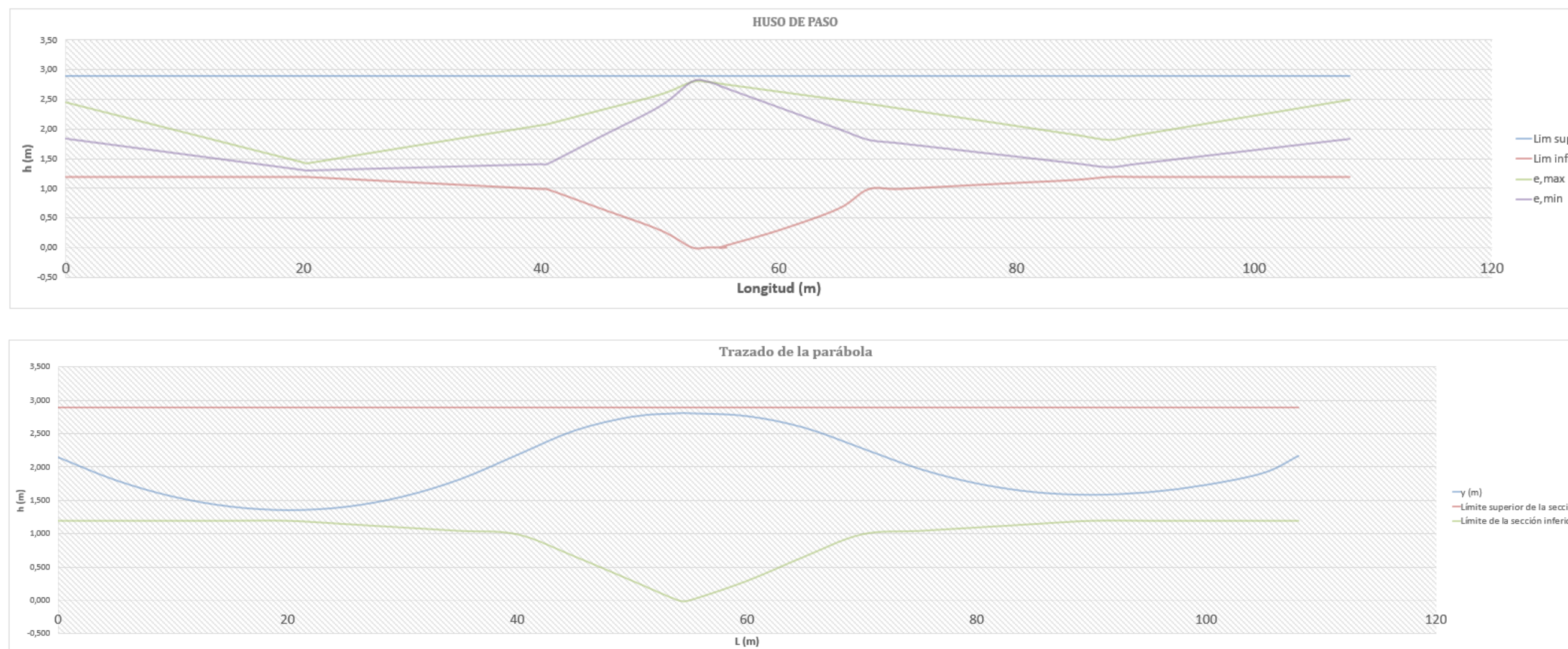
ab,tot	-0,001784013	rad	Giro total en el apoyo central por la parte izquierda	
ab,tot	0,001784013	rad	Giro total en el apoyo central por la parte derecha	

Mtot	-39239,61	KN·m	Momento total en la sección del apoyo	
Miso	-101935,90	KN·m	Momento isostático en la sección de apoyo	
MH	62696,29	KN·m	Momento hiperestático en la sección de apoyo	
eh	0,62	m	Excentricidad debida al momento hiperestático	

Momento hiperestático (KN·m)



3.11. HUSO DE PASO Y TRAZADO DEL CABLE COMPUTADO EL MOMENTO HIPERESTÁTICO Y EL MOMENTO ORIGINADO POR LA CURVATURA EN ALZADO



3.12. CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS CON EL TRAZADO DEL CABLE CALCULADO

DATOS INICIALES PARA EL CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS DEL PRETENSADO

μ	0,21		
K_{fr}	0,006		
Relajación			
120 h	1,4	%	
1000 h	2	%	
HR	75	%	
t	14	días	Edad del hormigón en el instante de tesado
n.s	6,11		Coefficiente de homogeneización en fase de servicio
$E_{c,s}$	31928,43	Mpa	Módulo de deformación del hormigón en fase de servicio
n.t	6,30		Coefficiente de homogeneización en fase de tesado
$E_{cm}(t)$	30.951,79	MPa	Módulo de deformación del hormigón a los t días
n	4,00		Número de cables

CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO

Variaciones del ángulo				
α (rad)	Tramos	$\Delta\alpha$ (rad)	X (m)	$\Delta P1$ (KN)
0,078941	1	0,000000	0	0,00
0,000000	2	0,078941	20,25	4085,54
0,086142	3	0,007201	40,5	5073,42
0,000000	4	0,078941	54	8042,06
0,074172	5	0,004769	67,5	8172,57
0,000000	6	0,078941	87,75	11833,86
0,060977	7	0,017964	108	12936,20



PÉRDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS

Hipótesis 1: Aproximación lineal

Tramos	α_m
1-2	0,0038983
2-3	0,0042539
3-4	0,0063809
4-5	0,0054942
5-6	0,0036628
6-7	0,0030112

Comprobación 1	
0,024301533	$\leq 0,3$
OK	

α_m	0,0040761 rad	Variación angular media en la longitud c
λ	0,002116 m-1	
K	0,00126	Coefficiente de rozamiento parásito

Hipótesis 2: Cable largo

a	5	mm	Deslizamiento de cuñas
A_p	7,45E-02	m2	Área del pretensado
P_o	99117,74	KN	Fuerza de tesado

c	18,61	m	Longitud c de penetración de cuñas
OK			

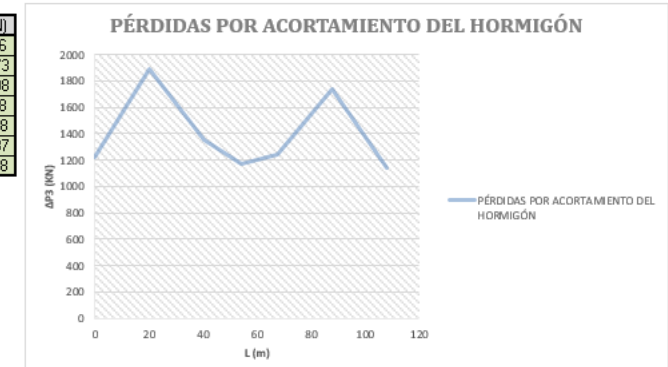
Tramos	X (m)	$\Delta P2$ (KN)
1	0	7805,21
2	20,25	0,00
3	40,5	0,00
4	54	0,00
5	67,5	0,00
6	87,75	0,00
7	108	0,00



PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN

Tramos	A_{neta}	I_{neta}	$\Delta P1$ (KN)	$\Delta P2$ (KN)	M_g	ep	σ_{cp}
1	13,289584	3,3799071	0,00	7805,21	0,01	-0,05	6951,382
2	11,468584	3,4049107	4085,54	0,00	52948,414	-0,89	10742,111
3	12,598584	4,8328184	5073,42	0,00	-2770,3645	-0,48	7711,3635
4	18,108584	12,368584	8042,06	0,00	-131334,35	1,00	6651,5178
5	12,908584	5,2893962	8172,57	0,00	-33132,033	-0,14	7058,4117
6	11,818584	3,81272	11833,86	0,00	29347,282	-0,74	9868,4948
7	13,538584	3,6398268	12936,20	0,00	0,01	-0,07	6496,1604

Tramos	$\Delta P3$ (KN)
1	1223,1816
2	1890,2073
3	1356,9098
4	1170,4168
5	1242,0148
6	1736,4837
7	1143,0798



CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DIFERIDAS

n	6,11	adim	Coefficiente de homogeneización en servicio
$\varphi(t, t_0)$	1,296	adim	Coefficiente de fluencia
σ_{cp}	5,89594466	MPa	Tensión cuasipermanente en la fibra de hormigón a la altura del cdg de las arm.
E_p	195000	MPa	Módulo de elasticidad de la armadura activa
ϵ_{cs}	-0,0000881	m	Deformación de retracción
$\Delta\sigma_{pr}$	65,66	Mpa	Pérdida por relajación pura
ρ_f	0,06	adim	Coefficiente de relajación
P_{ki}	78218,76	KN	Pretensado característico inicial
A_p	0,07448	m2	Área de la armadura activa
A_c	13,57	m2	Área de la sección neta en servicio (sin solidarizar las armaduras pasivas)
I_c	3,64	m4	Inercia de la sección neta en servicio (sin solidarizar las armaduras pasivas)
y_p	-0,0742502	m	distancia del cdg de las armaduras activas al cdg de la sección neta en servicio
α	0,8	adim	Coefficiente de envejecimiento

ΔP_{dif}	5710,68	KN	Pérdidas diferidas de pretensado
------------------	---------	----	----------------------------------

Tramos	P_{ki}	A_c	I_c	y_p	σ_{cp}	ΔP_{dif}
1	90089,35	13,32	3,38	-0,05	6,86	6124,3979
2	93142,00	11,5	3,43	-0,89	10,13	6087,2062
3	92687,41	12,63	4,84	-0,48	7,54	6342,6241
4	89905,27	18,14	12,4	1,00	6,49	5235,9131
5	89703,16	12,94	5,29	-0,14	6,63	6031,1787
6	85547,40	11,85	3,83	-0,74	9,47	6222,4834
7	85038,47	13,57	3,64	-0,07	6,41	5710,6757

DEFORMACIÓN POR RETRACCIÓN			
t	100	años	Vida útil de la estructura
t	36500	días	Edad del hormigón en el instante de evaluación
t_s	14	días	Edad del hormigón al comienzo de la retracción
$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	-0,00012951	m	Deformación de retracción por secado
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,69520571		Coefficiente de evolución temporal
K_e	-0,7		Coefficiente que depende del espesor medio
$\epsilon_{cs}(-)$	0,0003	m	Coefficiente de retracción a tiempo infinito
e	5428	m	Espesor medio
u	5	m	Perímetro en contacto con la atmósfera
A_c	13,57	m2	Área de la sección transversal

e (mm)	K_e	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
100	1,00	3	4	6
200	0,85	0,13	0,12	0,11
300	0,75			
500	0,70			

β_{HR}	0,90		
HR	75	%	Humedad relativa en tanto por ciento
α_{ds1}	4		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
α_{ds2}	0,12		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
fcm	53		Resistencia media a compresión a los 28 días
fcm,0	10	Mpa	

ENDURECIMIENTO NORMAL			
$\epsilon_{cs}(-)$	0,0001	m	Coefficiente de retracción autógena a tiempo infinito
$\epsilon_{cs}(t)$	0,0001	m	Deformación de retracción autógena
$\beta_{as}(t)$	1,0000		Coefficiente de evolución temporal para t
$\beta_{as}(t_s)$	0,5268		Coefficiente de evolución temporal para t_s
$\epsilon_{cs}(t_s)$	0,0000461	m	Deformación de retracción autógena a tiempo t_s
$\epsilon_{cs,t}$	0,0000414	m	Deformación de retracción autógena que se producirá de

ϵ_{cs}	-0,0000881	m	Deformación por retracción total
-----------------	------------	---	----------------------------------

COEFICIENTE DE FLUENCIA			
$\varphi(t, t_0)$	1,296		Coefficiente de fluencia
φ_0	1,309		Coefficiente básico de fluencia
$\beta_c(t-t_0)$	0,990		Función que describe el desarrollo de la fluencia con el ti
φ_{HR}	1,018		Coefficiente de influencia de la humedad relativa HR
$\beta(f_{cm})$	2,308		Factor que permite tener en cuenta la resistencia del horn
$\beta(t_0)$	0,557		Factor de influencia de la edad de la carga
β_H	1218,954	adim	
α_1	0,748	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_2	0,920	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_3	0,813	adim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón

PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN PURA (EHE-08, Art. 12.1.)			
---	--	--	--

$\Delta\sigma_{pr}$	65,66	Mpa	Pérdida por relajación a longitud constante
ρ_f	0,0625	adim	Valor de la relajación a longitud constante para tiempo inf
P_{ki}	78218,76	KN	Fuerza característica de pretensado
A_p	7,45E-02	m2	Área de la armadura activa
K_1	-2,204	adim	Coefficiente 1 que depende del tipo de acero y la tensión i
K_2	0,168	adim	Coefficiente 2 que depende del tipo de acero y la tensión i
t	876000	h	Vida útil de la estructura en horas

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

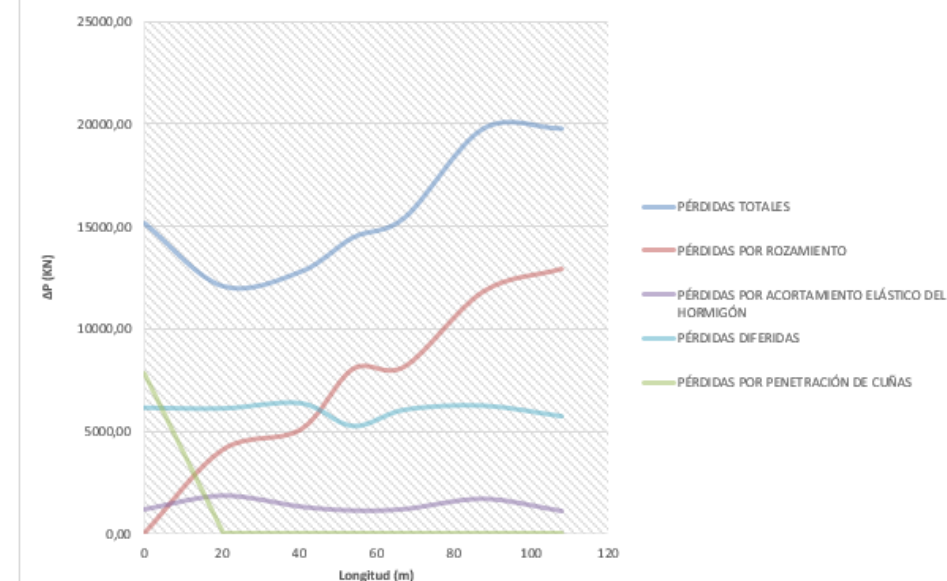
Tramos	ΔP_1 (KN)	ΔP_2 (KN)	ΔP_3 (KN)	ΔP_{tot} (KN)	%
1	0	7805,2084	1223,1816	9028,3901	9,11%
2	4085,537	0	1890,2073	5975,7443	6,03%
3	5073,422	0	1356,9098	6430,3318	6,49%
4	8042,0599	0	1170,4168	9212,4767	9,29%
5	8172,5656	0	1242,0148	9414,5805	9,50%
6	11833,859	0	1736,4837	13570,343	13,69%
7	12936,196	0	1143,0798	14079,276	14,20%

PÉRDIDAS DIFERIDAS

Tramos	ΔP_{dif} (KN)	%	ΔP_{tot} (KN)	%
1	6124,3979	6,80%	15152,79	15,29%
2	6087,2062	6,54%	12062,95	12,17%
3	6342,6241	6,84%	12772,96	12,89%
4	5235,9131	5,82%	14448,39	14,58%
5	6031,1787	6,72%	15445,76	15,58%
6	6222,4834	7,27%	19792,83	19,97%
7	5710,6757	6,72%	19789,95	19,97%

PÉRDIDAS TOTALES	
ΔP_{tot} (KN)	%
15152,79	15,29%
12062,95	12,17%
12772,96	12,89%
14448,39	14,58%
15445,76	15,58%
19792,83	19,97%
19789,95	19,97%

PÉRDIDAS TOTALES





4. OBTENCIÓN DEL TRAZADO DEFINITIVO ITERANDO CON MOMENTO HIPERESTÁTICO CALCULADO Y PÉRDIDAS CALCULADAS PARTIENDO DE LOS RESULTADOS ANTERIORES

4.1. ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO PARTIENDO DEL TRAZADO Y FUERZA DE PRETENSADO ANTERIOR

LEYES DE ESFUERZOS Y PARÁMETROS DEPENDIENTES DE X																longitud		108	m	Pmin	69848,275	KN
																Po max	91168,9	KN	Pmax	99020,953	KN	
TODO ESTO VENDRIA DE UN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (SAP, ANSYS...)																91168,945		91168,944				
Tramos	X (m)	Ab (m2)	lb (m4)	h (m)	cdg (m)	V1b (m)	V2b (m)	M_max	M,f,max	M,f,min	M_min	M_max_t es	M,f,max_t es	M,f,min_t es	M_min_t es	Po (KN)	PRETEN SADO	Pmin	Pmax	Promedi o	ΔP_inst	ΔP_dif
1	0	13,32	3,38	1,7	1	0,7	-1	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0137687	SUPERIOR	0,0103896	119756,76	59878,384	0,0944036	0,0741791
2	20,25	11,5	3,43	1,7	1,04	0,66	-1,04	71440,814	63273,974	44739,674	40658,764	52948,414	52948,4137	52948,414	52948,414	80454,44	INFERIOR	63364,622	129892,66	96628,643	0,0581384	0,0708898
3	40,5	12,63	4,84	1,91	1,19	0,72	-1,19	2835,6855	514,55552	-12168,98	-16937,15	-2770,364	-2770,3645	-2770,364	-2770,364	9711,1023	SUPERIOR	7564,567	101475,41	54519,988	0,0649181	0,0743999
4	54	18,14	12,4	2,9	1,8	1,1	-1,8	-112875,7	-121679,3	-155762,7	-170141,7	-131334,3	-131334,35	-131334,3	-131334,3	91168,944	SUPERIOR	69848,275	99020,953	84434,614	0,0913012	0,0632012
5	67,5	12,94	5,29	1,91	1,23	0,68	-1,23	-26258,9	-28934,74	-42762,46	-47936,87	-33132,03	-33132,033	-33132,03	-33132,03	34592,592	SUPERIOR	26112,395	41096,167	33604,281	0,0951182	0,0731078
6	87,75	11,85	3,83	1,7	1,09	0,61	-1,09	48893,152	40560,972	21073,962	16814,552	29347,282	29347,2821	29347,282	29347,282	53517,612	INFERIOR	38326,532	90862,29	64594,411	0,1360277	0,0789982
7	108	13,57	3,64	1,7	1,04	0,66	-1,04	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0144561	SUPERIOR	0,0103474	136230,7	68115,358	0,142046	0,073009

4.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 1

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	0,7	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,38	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,32	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

M _h	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,320	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,074173	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,094404	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	130371,42
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-91259,99

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

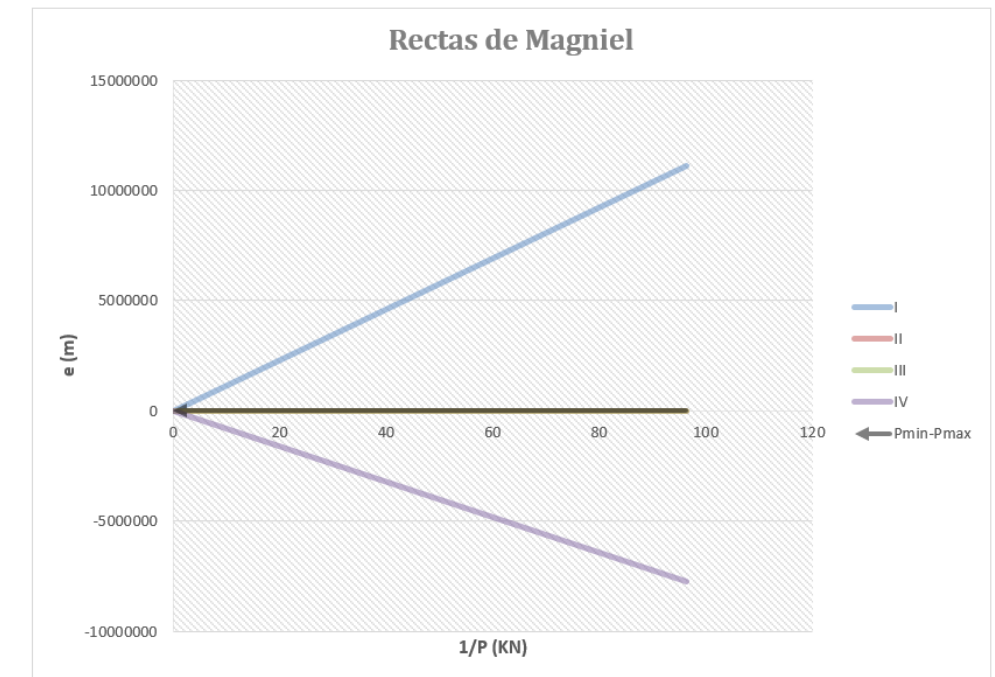
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m1<0	SUFICIENTE
m2<0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE
m1<0	SUFICIENTE
m2<0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,253754	m
e _{0,i} (I,III)	-0,362505	m
e _{0,max}	0,6	m
e _{0,min}	-0,9	m
p'h	0,616259	m
p	0,362505	m
CASO C		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
SUPERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	-0,01	m'2	-0,01
m'3	0,01	m'3	0,01
Pmin	0,03 KN	Pmin	0,03 KN
eop	-0,011858 m	eop	-0,096894 m
Pmax	0,04	Pmax	0,04

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

Pmin	0,01 KN	Pmin	0,01 KN
Pmax	119756,76 KN	Pmax	119756,76 KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	#####	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

Limitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

Pmin	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	119756,76	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

Pki	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	0,01	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.3. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 2

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,43	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	11,5	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,22822	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV.		
M _h	20806,57	KN*m
M _{max}	71440,81	KN*m
M _{f,max}	63273,97	KN*m
M _{f,min}	44739,67	KN*m
M _{min}	40658,76	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TES.		
M _{max}	52948,41	KN*m
M _{f,max}	52948,41	KN*m
M _{f,min}	52948,41	KN*m
M _{min}	52948,41	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,315	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diffPki}	0,07089	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,058138	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO		
m1	68877,37	
m2	-63273,97	
m3	-44739,67	
m4	-129706,84	

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO		
m1	71112,43	
m2	-52948,41	
m3	-52948,41	
m4	-131679,34	

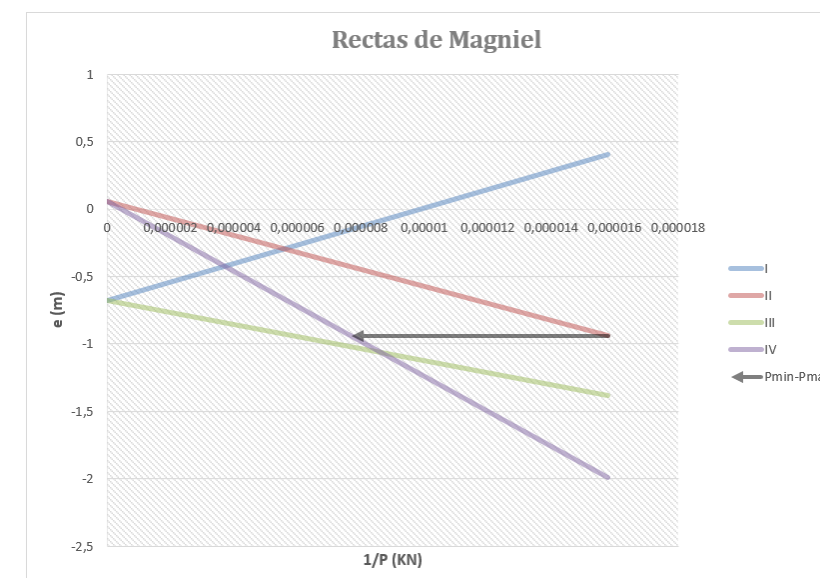
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES		
m1	68877,37	
m2	-63273,97	
m3	-44739,67	
m4	-129706,84	

m3 > 0	m1 > 0	m1 < 0
SUFICIENTE	SUFICIENTE	SUFICIENTE
m3 < 0	SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE		

m4 > 0	m2 > 0	m2 < 0
SUFICIENTE	SUFICIENTE	SUFICIENTE
m4 < 0	SUFICIENTE	SUFICIENTE
SUFICIENTE		

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II/V)	0,058569	m	CASO B
e _{0,i} (III/IV)	-0,68013	m	
e _{0,max}	0,56	m	
e _{0,min}	-0,94	m	
p ^h	0,7387	m	
p	0,434529		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			INFERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-48099,68	m ²	-83235,40
m ³	-58853,97	m ³	-34010,25
P _{min}	4548,54 KN	P _{min}	39615,18 KN
e _{op}	-10,516192 m	e _{op}	-1,538646 m
P _{max}	5983,49	P _{max}	52112,82

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

CASO D

P _{min}	63364,62 KN	P _{min}	63364,62 KN
P _{max}	129892,66 KN	P _{max}	129892,66 KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	2,050	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

mitación de tension			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	63364,62	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	129892,66	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	75776,95	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	80454,44	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.4. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 3

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	0,72	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,19	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	4,84	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	12,63	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,45644	m	Excentricidad hiperestática
h	1,91	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV	
M _h	41613,13 KN*m
M _{max}	2835,686 KN*m
M _{f,max}	514,5555 KN*m
M _{f,min}	-12168,98 KN*m
M _{min}	-16937,15 KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESAD	
M _{max}	-2770,364 KN*m
M _{f,max}	-2770,364 KN*m
M _{f,min}	-2770,364 KN*m
M _{min}	-2770,364 KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{dest}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,320	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diff/P_{ki}}	0,0744	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,064918	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	178664,31
m2	-514,5555
m3	12168,98
m4	-92877,97

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	163241,68
m2	2770,364
m3	2770,364
m4	-94321,53

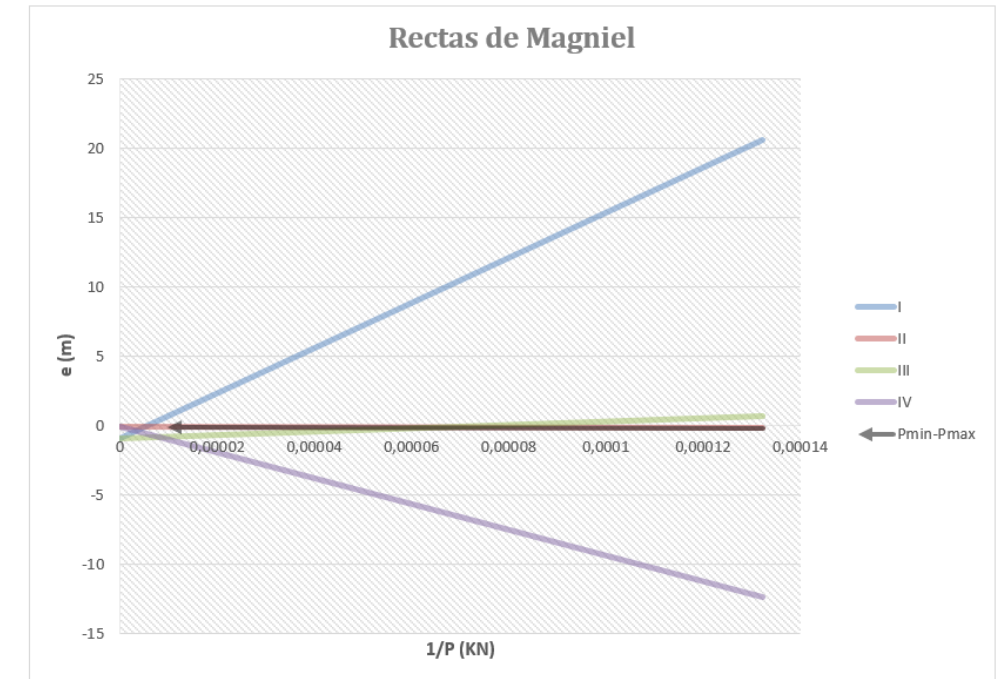
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	163241,68
m2	-514,5555
m3	12168,98
m4	-92877,97

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

m1>0	SUFICIENTE
m2>0	SUFICIENTE
m3>0	SUFICIENTE
m4>0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II/V)	-0,134411	m	CASO C
e _{0,i} (III/IV)	-0,988682	m	
e _{0,max}	0,62	m	
e _{0,min}	-1,09	m	
p ^h	0,854272	m	
p	0,447263		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			SUPERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m ²	-389,68	-514,56	101475,41 KN
m ³	16068,71	12168,98	LA REGIÓN KN
P _{min}	14701,02 KN	14847,20 KN	7564,57 KN
e _{op}	-0,1609176 m	-0,169067 m	LA REGIÓN KN
P _{max}	19412,18	19605,20	e _{or} 0,62 m

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

P _{min}	7564,57 KN	P _{min}	7564,57 KN
P _{max}	101475,41 KN	P _{max}	101475,41 KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	13,415	OK
---	--------	----

FUERZA DE TESADO

mitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura
Pmin	7564,57	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	101475,41	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
Pki	9080,68	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	9711,10	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.5. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 4

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	1,1	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,8	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	12,4	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	18,14	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,608586	m	Excentricidad hiperestática
h	2,9	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV.	
M _h	55484,18 KN*m
M _{max}	-112875,7 KN*m
M _{f,max}	-121679,3 KN*m
M _{f,min}	-155762,7 KN*m
M _{min}	-170141,7 KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESA	
M _{max}	-131334,3 KN*m
M _{f,max}	-131334,3 KN*m
M _{f,min}	-131334,3 KN*m
M _{min}	-131334,3 KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,305	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diff/P_{ki}}	0,063201	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,091301	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	417239,38
m2	121679,3
m3	155762,7
m4	-15858,34

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	400434,26
m2	131334,3
m3	131334,3
m4	-33115,60

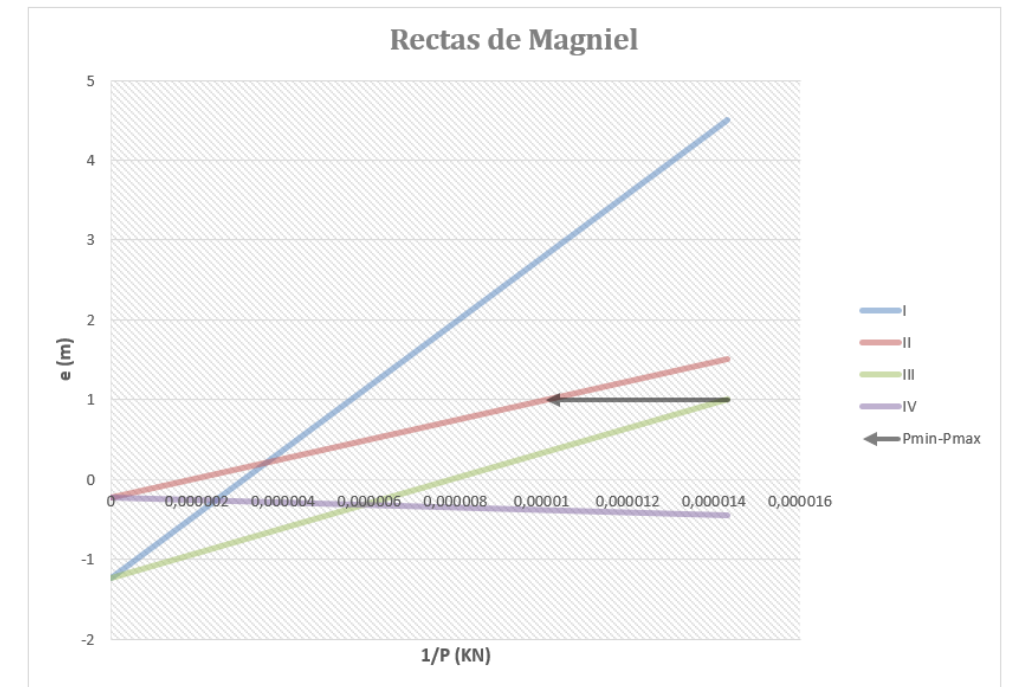
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	400434,26
m2	121679,3
m3	155762,7
m4	-15858,34

m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,II,V)	-0,228824	m
e _{0,i} (I,III)	-1,230016	m
e _{0,max}	1	m
e _{0,min}	-1,7	m
p ^h	1,001192	m
p	0,345238	m
CASO A		
¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?		
SUPERIOR		



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	93263,76	m'2	158752,53
m'3	203220,47	m'3	119387,74
P _{min}	62424,60 KN	P _{min}	-2288,86 KN
e _{op}	1,2651986 m	e _{op}	-53,39039 m
P _{max}	81444,10	P _{max}	-2986,23

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

P _{min}	69848,27 KN	P _{min}	69848,27 KN
P _{max}	99020,95 KN	P _{max}	99020,95 KN

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	1,418	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

mitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

P _{min}	69848,27	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	99020,95	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

P _{ki}	82845,11	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	91168,94	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.6. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 5

CARACT. GEOMÉTRICAS

v1b	0,68	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,23	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	5,29	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	12,94	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,45644	m	Excentricidad hiperestática
h	1,91	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES

fck	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
fpk	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
fp _{max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
Ep	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES

σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,73	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
M _h	41613,13	KN*m
M _{max}	-26258,9	KN*m
M _{f,max}	-28934,74	KN*m
M _{f,min}	-42762,46	KN*m
M _{min}	-47936,87	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESA		
M _{max}	-33132,03	KN*m
M _{f,max}	-33132,03	KN*m
M _{f,min}	-33132,03	KN*m
M _{min}	-33132,03	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,319	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{dif/Pki}	0,073108	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,095118	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO		
m1	236303,02	
m2	28934,74	
m3	42762,46	
m4	-68185,08	

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO		
m1	218840,34	
m2	33132,03	
m3	33132,03	
m4	-69535,37	

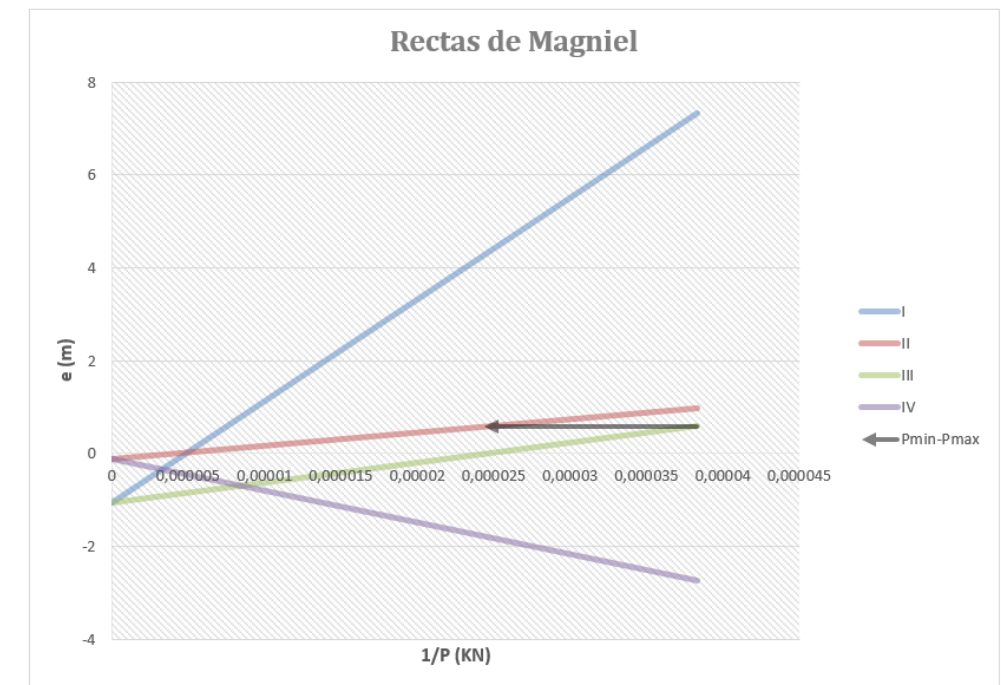
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES		
m1	218840,34	
m2	28934,74	
m3	42762,46	
m4	-68185,08	

m1 > 0	SUFICIENTE
m2 > 0	SUFICIENTE
m3 > 0	SUFICIENTE
m4 < 0	SUFICIENTE

m1 > 0	SUFICIENTE
m2 > 0	SUFICIENTE
m3 > 0	SUFICIENTE
m4 < 0	SUFICIENTE

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (II,IV)	-0,124074	m	CASO A
e _{0,i} (I,III)	-1,057631	m	
e _{0,max}	0,58	m	
e _{0,min}	-1,13	m	
p ^h	0,933557	m	¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
p	0,488773		
			SUPERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	21943,14	m'2	38154,04
m'3	56387,60	m'3	32429,61
P _{min}	22301,08 KN	P _{min}	3743,61 KN
e _{op}	0,8598754 m	e _{op}	7,6050297 m
P _{max}	29406,74	P _{max}	4936,41

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

P ₁	133632,28 KN	P _{min}	26112,40 KN
P ₂	41096,17 KN	P _{max}	41096,17 KN
P ₃	26112,40 KN		
P ₄	LA REGIÓN KN		
e _{or}	0,58 m		

SECCIÓN SUPRACRÍTICA

K	1,574	OK
---	-------	----

FUERZA DE TESADO

mitación de tensión

Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	26112,40	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	41096,17	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	31302,21	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	34592,59	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.7. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 6

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	0,61	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,09	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,83	m ⁴	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	11,85	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0,22822	m	Excentricidad hiperestática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	Mpa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	Mpa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesoado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cemento
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL Escoger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
M _h	20806,57	KN·m
M _{1,max}	48893,15	KN·m
M _{1,min}	40560,97	KN·m
M _{2,min}	21073,96	KN·m
M _{2,max}	16814,55	KN·m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESADO		
M _{1,max}	29347,28	KN·m
M _{1,min}	29347,28	KN·m
M _{2,min}	29347,28	KN·m
M _{2,max}	29347,28	KN·m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,327	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diHPki}	0,078998	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,136028	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO	
m1	120631,44
m2	-40560,97
m3	-21073,96
m4	-111686,11

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO	
m1	120536,11
m2	-29347,28
m3	-29347,28
m4	-113226,98

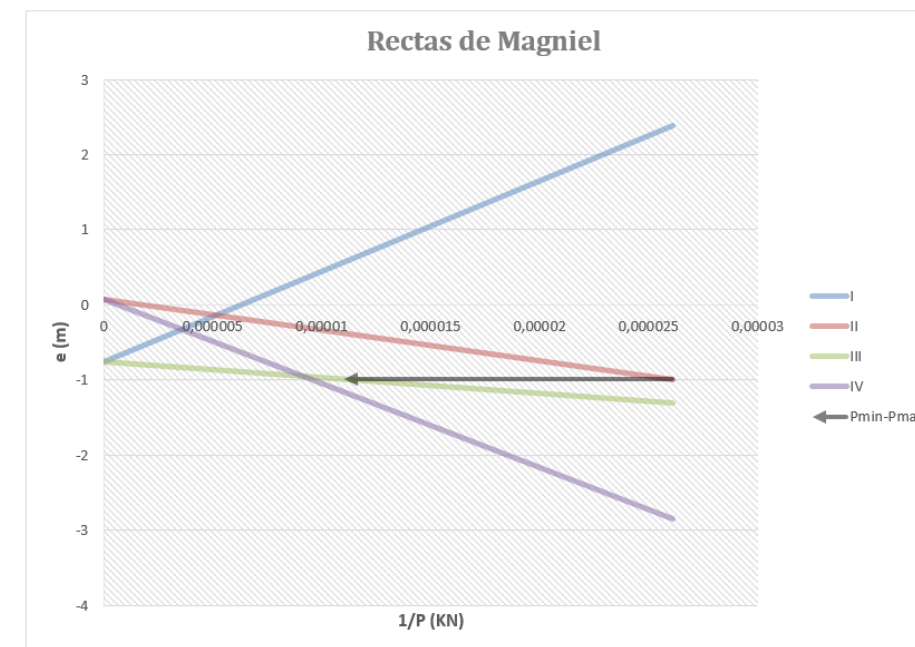
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES	
m1	120536,11
m2	-40560,97
m3	-21073,96
m4	-111686,11

m1>0	m1<0
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	m2<0
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA, HABRÍA QUE

e _{0,I (II,IV)}	0,0683	m	CASO B
e _{0,i (I,III)}	-0,758067	m	
e _{0,max}	0,51	m	
e _{0,min}	-0,99	m	
p [*] h	0,826367	m	
p	0,486098		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			INFERIOR



CASO A	CASO B	CASO C	CASO D
m'2	-30564,60	-53826,73	-40560,97
m'3	-27966,36	-15880,22	-21073,96
P _{min}	11484,77 KN	29866,57 KN	23581,54 KN
e _{op}	-2,593058 m	-1,289772 m	-1,65173 m
P _{max}	15240,95	39634,65	31294,06
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
CASO D			
P _{min}	38326,53 KN	P _{min}	38326,53 KN
P _{max}	90862,29 KN	P _{max}	90862,29 KN
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			
K	2,371	OK	

FUERZA DE TESADO			
Limitación de tensión			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	Mpa	Tensión máxima admitida en rotura
P _{min}	38326,53	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
P _{max}	90862,29	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar
P _{ki}	46237,73	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
P _o	53517,61	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.8. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS EN LA SECCIÓN DE CONTROL 7

CARACT. GEOMÉTRICAS			
v1b	0,66	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara superior
v2b	-1,04	m	Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la cara inferior
lb	3,64	m	Momento de inercia bruto en el eje vertical
Ab	13,57	m ²	Área de la sección bruta
r _{mec}	0,1	m	Recubrimiento hasta el centro de la armadura activa
eh	0	m	Excentricidad hipostática
h	1,7	m	Canto de la sección de la pieza

MATERIALES			
f _{ck}	45	Mpa	Resistencia característica del hormigón
f _{yk}	500	Mpa	Resistencia característica del acero pasivo
f _{pk}	1670	Mpa	Resistencia característica del tendón
f _{p,max}	1860	MPa	Tensión de rotura del tendón
E _p	195000	Mpa	Módulo de Young del Acero activo

LIM. TENSIONALES			
σ _{c,min,ser}	0	Mpa	Tensión mínima en el hormigón
σ _{c,max,ser}	27	Mpa	Tensión máxima en el hormigón
σ _{c,max,tes}	23,87	MPa	Tensión máxima en el hormigón en el momento de tesar
t	14	días	Tiempo en el que se inicia el tesado
s	0,25	adim	Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento del cement
f _{cm}	53	Mpa	Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm(t)}	47,79	Mpa	Resistencia media a compresión del hormigón a los t días.
ENDURECIMIENTO NORMAL			
Esooger el tipo de endurecimiento del cemento que se va a emplear			

	s
Endurecimiento rápido	0,2
Endurecimiento normal	0,25
Endurecimiento lento	0,38

MOMENTOS FLECTORES MÁXIMO Y MÍNIMO			
------------------------------------	--	--	--

MOMENTOS ACTUANTES EN SERV		
M _h	0	KN*m
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

MOMENTOS ACTUANTES EN TESA		
M _{max}	0,01	KN*m
M _{f,max}	0,01	KN*m
M _{f,min}	-0,01	KN*m
M _{min}	-0,01	KN*m

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DEL PRETENSADO			
---------------------------------------	--	--	--

γ _{desf}	1,1	adim	Coefficiente de combinación desfavorable del pretensado
γ _{fav}	0,9	adim	Coefficiente de combinación favorable del pretensado
k	1,318	adim	Relación entre P _{max} y P _{min} inicial
ΔP _{diHPki}	0,073009	adim	Relación entre las pérdidas diferidas y el pretensado características
ΔP _{inst}	0,142046	adim	Incremento de pérdidas instantáneas

DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO			
---------------------------------	--	--	--

PENDIENTES DE CÁLCULO EN SERVICIO		
m1	148909,08	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-94499,99	

PENDIENTES DE CÁLCULO EN TESADO		
m1	131656,40	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-83551,17	

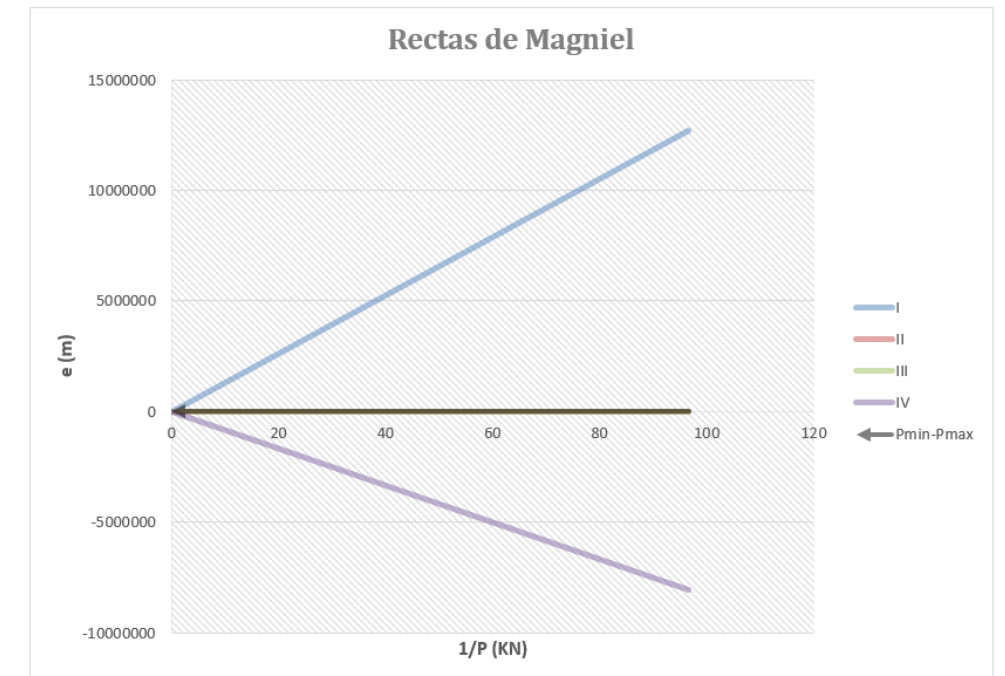
PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES		
m1	131656,40	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-83551,17	

m1>0	m1<0
m3>0	SUFICIENTE
m3<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

m2>0	m2<0
m4>0	SUFICIENTE
m4<0	SUFICIENTE
SUFICIENTE	

AQUÍ SE COMPRUEBA LA SUFICIENCIA DE LAS RECTAS DE MAGNIEL CON LA SECCIÓN PROPUESTA. SI NO CUMPLIERA HABRÍA QUE

e _{0,i} (I,IV)	0,257922	m	CASO C
e _{0,i} (I,II)	-0,406422	m	
e _{0,max}	0,56	m	
e _{0,min}	-0,94	m	
p*h	0,664344	m	
p	0,390791		¿PRETENSADO INFERIOR O SUPERIOR?
			SUPERIOR



CASO A			CASO B			CASO C			CASO D		
m'2	-0.01		m'2	-0.01		m2	-0.01		P1	136230.70	KN
m'3	0.01		m'3	0.01		m3	0.01		P2	LA REGIÓN	KN
									P3	0.01	KN
Pmin	0.03	KN	Pmin	0.03	KN	Pmin	0.03	KN	P4	LA REGIÓN	KN
eop	-0.0286207	m	eop	-0.1988	m	eop	-0.07425	m	eor	0.56	m
Pmax	0.03		Pmax	0.03		Pmax	0.04				

Pmin	0,01 KN	P'min	0,01 KN
Pmax	136230,70 KN	P'max	136230,70 KN

CASO D			
SECCIÓN SUPRACRÍTICA			

FUERZA DE TESADO			
------------------	--	--	--

mitación de tensiones			
Elástica	1503	Mpa	Tensión máxima admitida en régimen elástico
Rotura	1395	MPa	Tensión máxima admitida en rotura

Pmin	0,01	KN	Fuerza de pretensado mínima que se debe aplicar
Pmax	136230,70	KN	Fuerza de pretensado máxima que se puede aplicar

Pki	0,01	KN	Fuerza de pretensado inicial (Contando únicamente con las pérdidas)
Po	0,01	KN	Fuerza de tesado de referencia (Contando con pérdidas instantáneas)

4.9. FUERZA DE PRETENSADO MÍNIMA Y HUSO DE PASO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS

LEYES DE ESFUERZOS Y PARÁMETROS DEPENDIENTES DE X															longitud		108	m	Pmin	69848,275	KN	
															Po max	91168,9	KN	Pmax	99020,953	KN		
															91168,945		91168,944					
Tramos	X (m)	Ab (m2)	Ib (m4)	h (m)	cdg (m)	V1b (m)	V2b (m)	M_max	M,f,max	M,f,min	M_min	M_max,t es	M,f,max,t es	M,f,min,t es	M_min,t es	Po (KN)	PRETEN SADO	Pmin	Pmax	Promedio	ΔP_inst	ΔP_dif
1	0	13,32	3,38	1,7	1	0,7	-1	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0137687	SUPERIOR	0,0103896	119756,76	59878,384	0,0944036	0,0741791
2	20,25	11,5	3,43	1,7	1,04	0,66	-1,04	71440,814	63273,974	44739,674	40658,764	52948,414	52948,4137	52948,414	52948,414	80454,44	INFERIOR	63664,622	129892,66	96628,643	0,0581384	0,0708898
3	40,5	12,63	4,84	1,91	1,19	0,72	-1,19	2835,6855	514,55552	-12168,98	-16937,15	-2770,364	-2770,3645	-2770,364	-2770,364	9711,1023	SUPERIOR	7564,567	110475,41	54519,988	0,049181	0,0743999
4	54	18,14	12,4	2,9	1,8	1,1	-1,8	-112875,7	-121679,3	-155762,7	-170141,7	-131334,3	-131334,35	-131334,3	-131334,3	91168,944	SUPERIOR	69848,275	99020,953	84434,614	0,0913012	0,0632012
5	67,5	12,94	5,29	1,91	1,23	0,68	-1,23	-26258,9	-28934,72	-42762,46	-47936,87	-33132,03	-33132,033	-33132,03	-33132,03	34592,592	SUPERIOR	2612,395	41096,167	33604,281	0,095182	0,0731078
6	87,75	11,85	3,83	1,7	1,09	0,61	-1,09	48893,152	40560,972	21073,962	16814,552	29347,282	29347,2821	29347,282	29347,282	53517,612	INFERIOR	38326,532	90862,29	64594,411	0,1360277	0,0789982
7	108	13,57	3,64	1,7	1,04	0,66	-1,04	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,0144561	SUPERIOR	0,0103474	136230,7	68115,358	0,142046	0,073009

TRAMO 1

contador
6

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS	
m1	115266,52
m2	-0,01
m3	0,01
m4	-80686,56

l	3,38	m4
A	13,32	m2
v1	0,7	m
v2	-1	m
eh	0	m
eomin	-0,9	m
eomax	0,6	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,80	m
eo2,max	0,25	m
eo3,max	-0,36	m
eo4,max	-0,56	m
eo1,min	1,29	m
eo2,min	0,25	m
eo3,min	-0,36	m
eo4,min	-0,90	m

eo.min	-0.36	m
eo.max	0.25	m

edmax	0,0	m	
TRAMO 2			

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	68877,37	
m2	-63273,97	
m3	-44739,67	
m4	-129706,84	

l	3,43	m4
A	11,5	m2
v1	0,66	m
v2	-1,04	m
eh	0,22822	m
eomin	-0,34	m
eomax	0,56	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,02	m
eo2,max	-0,58	m
eo3,max	-1,13	m
eo4,max	-1,25	m
eo1,min	0,31	m
eo2,min	-0,85	m
eo3,min	-1,32	m
eo4,min	-1,80	m

eo,min	-0.94	m
eo,max	-0.85	m

edimam	0,36	m	
TRAMO 3			

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS		
m1	163241,68	
m2	-514,5555	
m3	12168,98	
m4	-92877,97	

l	4,84	m4
A	12,63	m2
v1	0,72	m
v2	-1,19	m
eh	0,45644	m
eomin	-1,09	m
eomax	0,62	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,66	m
eo2,max	-0,14	m
eo3,max	-0,87	m
eo4,max	-1,07	m
eo1,min	1,35	m
eo2,min	-0,14	m
eo3,min	-0,81	m
eo4,min	-1,46	m

eo,min	-0,81	m
eo,max	-0,14	m

TRAMO 4

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS	
m1	400434,26
m2	121679,3
m3	155762,7
m4	-15858,34

l	12,4	m4
A	18,14	m2
v1	1,1	m
v2	-1,8	m
eh	0,608586	m
eomin	-1,7	m
eomax	1	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	2,81	m
eo2,max	1,00	m
eo3,max	0,34	m
eo4,max	-0,39	m
eo1,min	4,50	m
eo2,min	1,51	m
eo3,min	1,00	m
eo4,min	-0,46	m

eo.min	1.00	m
eo.max	1.00	m

TRAMO 5

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS	
m1	218840,34
m2	28934,74
m3	42762,46
m4	-68185,08

l	5,29	m4
A	12,94	m2
v1	0,68	m
v2	-1,23	m
eh	0,45644	m
eomin	-1,13	m
eomax	0,58	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	1,15	m
eo2,max	0,17	m
eo3,max	-0,63	m
eo4,max	-0,81	m
eo1,min	2,08	m
eo2,min	0,29	m
eo3,min	-0,45	m
eo4,min	-1,10	m

eo,min	-0.45	m
eo,max	0.17	m

TRAMO	TIPO	VAL
TRAMO 6		

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRAS	
m1	120536,11
m2	-40560,97
m3	-21073,96
m4	-111686,11

l	3,83	m4
A	11,85	m2
v1	0,61	m
v2	-1,09	m
eh	0,22822	m
eomin	-0,99	m
eomax	0,51	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,46	m
eo2,max	-0,34	m
eo3,max	-0,97	m
eo4,max	-1,06	m
eo1,min	0,97	m
eo2,min	-0,51	m
eo3,min	-1,06	m
eo4,min	-1,53	m

eo.min	-0.97	m
eo.max	-0.51	m

TRAMO 7

PENDIENTES DE CÁLCULO FINALES TRA		
m1	131656,40	
m2	-0,01	
m3	0,01	
m4	-83551,17	

l	3,64	m4
A	13,57	m2
v1	0,66	m
v2	-1,04	m
eh	0	m
eomin	-0,94	m
eomax	0,56	m

NÚCLEO DE PASO		
eo1,max	0,92	m
eo2,max	0,26	m
eo3,max	-0,41	m
eo4,max	-0,59	m
eo1,min	1,48	m
eo2,min	0,26	m
eo3,min	-0,41	m
eo4,min	-0,94	m

eo,min	-0,41	m
eo,max	0,26	m

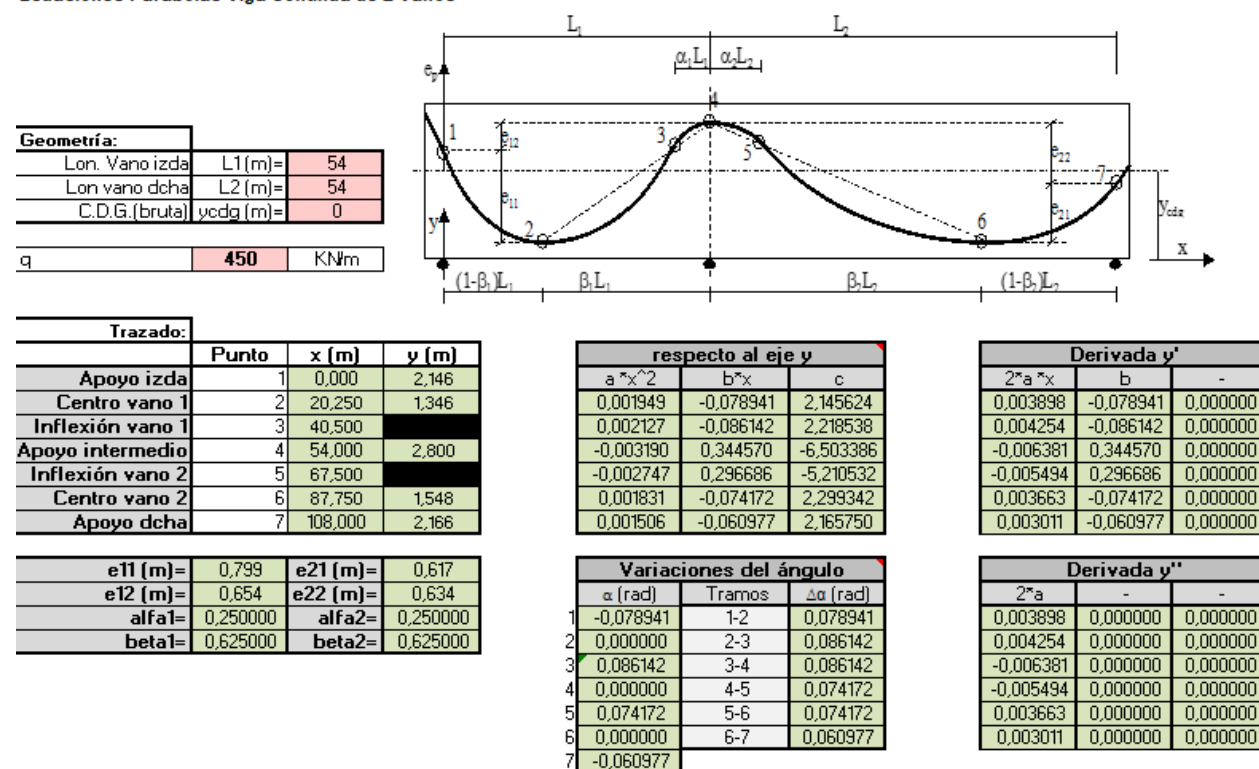
Tramos	Po [KN]	eo_min	eo_max	edq	s_cable
1	0,01	-0,36	0,25	1	-0,05
2	80454,44	-0,94	-0,85	1,04	-0,89
3	9711,10	-0,81	-0,14	1,19	-0,48
4	9168,94	1,00	1,00	1,8	1,00
5	34592,59	-0,45	0,17	1,23	0,00
6	53517,61	-0,97	-0,51	1,09	-0,74
7	0,01	-0,41	0,26	1,04	-0,07

TRAZADO DEL CABLE INICIAL EN 1ª ITERACIÓN

X (m)	eo, min	eo, max	h inf	h sup	e, cable
5	1.84	2.45	1.20	2.90	2.95
5	1.70	2.19	1.20	2.90	1.95
10	1.57	1.93	1.20	2.90	1.70
15	1.44	1.67	1.20	2.90	1.55
20	1.31	1.41	1.20	2.90	1.38
20,25	1.30	1.39	1.20	2.90	1.35
25	1.32	1.54	1.15	2.90	1.43
30	1.33	1.70	1.10	2.90	1.52
35	1.35	1.86	1.05	2.90	1.61
40	1.38	2.02	1.00	2.90	1.69
40,5	1.37	2.04	0.98	2.90	1.70
45	1.84	2.23	0.64	2.90	2.07
50	2.37	2.57	0.23	2.90	2.47
52,65	2.80	2.80	0.00	2.90	2.80
54	2.80	2.80	0.00	2.90	2.80
55,55	2.68	2.75	0.00	2.90	2.72
55	2.72	2.77	0.00	2.90	2.75
60	2.34	2.62	0.23	2.90	2.48
65	1.98	2.46	0.68	2.90	2.21
67,5	1.77	2.39	0.93	2.90	2.06
70	1.72	2.31	1.00	2.90	2.02
75	1.61	2.16	1.05	2.90	1.88
80	1.49	2.01	1.10	2.90	1.75
85	1.39	1.86	1.15	2.90	1.62
87,75	1.32	1.78	1.20	2.90	1.55
90	1.38	1.86	1.20	2.90	1.62
95	1.50	2.04	1.20	2.90	1.77
103	1.63	2.21	1.20	2.90	1.82
105	1.78	2.39	1.20	2.90	2.07
108	1.83	2.50	1.20	2.90	2.17

4.10. ENCAJE DE PARÁBOLA Y MOMENTO HIPERESTÁTICO DEL TRAZADO FINAL TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS

Ecuaciones Parábolas Viga Continua de 2 Vanos



X (m)	lim.sec.in	lim.sec.su	X(m)	y (m)
0	1,200	2,900	0,000	2,146
5	1,200	2,900	5,000	1,800
10	1,200	2,900	10,000	1,551
15	1,200	2,900	15,000	1,400
20	1,200	2,900	20,000	1,346
25	1,151	2,900	25,000	1,394
30	1,099	2,900	30,000	1,549
35	1,047	2,900	35,000	1,809
40	0,995	2,900	40,000	2,176
45	0,660	2,900	45,000	2,542
50	0,293	2,900	50,000	2,749
54	0,000	2,900	54,000	2,800
55	0,000	2,900	54,000	2,800
60	0,293	2,900	50,000	2,756
65	0,660	2,900	45,000	2,577
70	0,995	2,900	40,000	2,263
75	1,047	2,900	35,000	1,947
80	1,099	2,900	30,000	1,722
85	1,151	2,900	25,000	1,590
90	1,200	2,900	20,000	1,548
95	1,200	2,900	15,000	1,590
100	1,200	2,900	10,000	1,707
105	1,200	2,900	5,000	1,899
108	1,200	2,900	0,000	2,166

Tramos	q (KN/m)
1-2	355,41
2-3	387,83
3-4	-581,74
4-5	-500,90
5-6	333,93
6-7	274,53

MOMENTO HIPERESTÁTICO A LO LARGO DE LA VIGA

Tramos	X (m)	MH (KN·m)	actual	Δ anterior	MH anterior
1	0,00	0,00	0,00	0	0
2	20,25	20806,57	0,23	0,2282199	20806,566
3	40,50	41613,13	0,46	0,4564398	41613,131
4	54,00	55484,18	0,61	0,6085864	55484,175
5	67,50	41613,13	0,46	0,4564398	41613,131
6	87,75	20806,57	0,23	0,2282199	20806,566
7	108,00	0,00	0,00	0	0

SISTEMA DE FUERZAS EQUIVALENTES

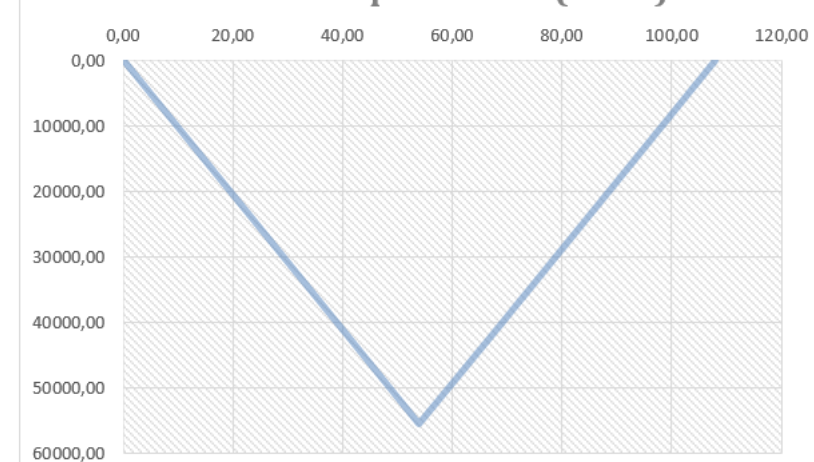
q1	355,41	KN/m	Ec	31928,4289	Mpa
q2	387,83	KN/m	lc	12,4	m4
q3	-581,74	KN/m			
q4	-500,90	KN/m			
q5	333,93	KN/m			
q6	274,53	KN/m			
Q1					
Q2					
Po	91168,9442	KN			

GIROS q1			GIROS q2			GIROS q3		
ab	-0,00154	rad	ab	-0,00192764	rad	ab	0,00184526	rad
a	20,25	m	a	30,375		a	47,25	m
L1	54	m	b	13,5		b	6,75	m
			c	20,25		c	13,5	m
			L1	54		L1	54	m

eb,tot	-0,001622393	rad	Giro total en el apoyo central por la parte izquierda
eb,tot	0,001622393	rad	Giro total en el apoyo central por la parte derecha

Mtot	-35684,77	KN·m	Momento total en la sección del apoyo
Miso	-91168,94	KN·m	Momento isostático en la sección de apoyo
MH	55484,18	KN·m	Momento hiperestático en la sección de apoyo
eh	0,61	m	Excentricidad debida al momento hiperestático

Momento hiperestático (KN·m)



4.11. CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS REALES DEL TRAZADO FINAL DEL CABLE TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS

DATOS INICIALES PARA EL CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS DEL PRETENSADO

μ	0,21		
K_{μ}	0,006		
Relajación			
120 h	1,4	%	
1000 h	2	%	
HR	75	%	
t	14	días	Edad del hormigón en el instante de tesado
n.s	6,11		Coefficiente de homogeneización en fase de servicio
E _{c,s}	31.928,43	Mpa	Módulo de deformación del hormigón en fase de servicio
n.t	6,30		Coefficiente de homogeneización en fase de tesado
E _{cm(t)}	30.951,79	MPa	Módulo de deformación del hormigón a los t días
n	4,00		Número de cables

CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO

Variaciones del ángulo				
α (rad)	Tramos	$\Delta\alpha$ (rad)	X (m)	$\Delta P1$ (KN)
0,078941	1	0,000000	0	0,00
0,000000	2	0,078941	20,25	3786,26
0,086142	3	0,007201	40,5	4701,78
0,000000	4	0,078941	54	7452,95
0,074172	5	0,004769	67,5	7573,90
0,000000	6	0,078941	87,75	10966,99
0,060977	7	0,017964	108	11988,57



PÉRDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS

Hipótesis 1: Aproximación lineal

Tramos	α_m
1-2	0,0038983
2-3	0,0042539
3-4	0,0063809
4-5	0,0054942
5-6	0,0036628
6-7	0,0030112

Comprobación 1	
$0,025210526$	$\alpha = 0,3$
OK	

α_m	0,0040761 rad	Variación angular media en la longitud c
λ	0,002116 m-1	
K	0,00126	Coefficiente de rozamiento parásito

Hipótesis 2: Cable largo

a	5 mm	Deslizamiento de cuñas
A_p	7,45E-02 m ²	Área del pretensado
P_0	91857,00 KN	Fuerza de tesado

c	19,33 m	Longitud c de penetración de cuñas
OK		

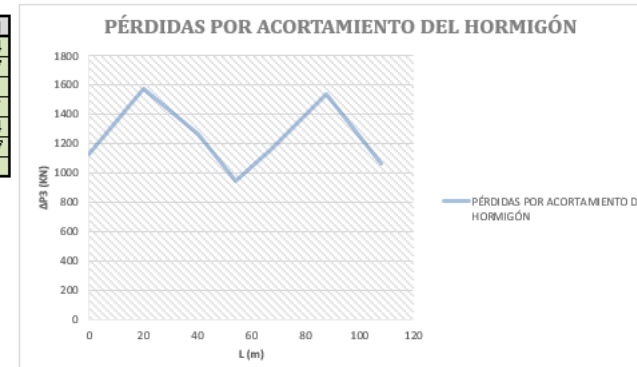
Tramos	X (m)	$\Delta P2$ (KN)
1	0	7513,89
2	20,25	0,00
3	40,5	0,00
4	54	0,00
5	67,5	0,00
6	87,75	0,00
7	108	0,00



PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN

Tramos	A _{neto}	I _{neto}	$\Delta P1$ (KN)	$\Delta P2$ (KN)	Mg	ep	σ_{cp}
1	13,288584	3,3799071	0,00	7513,89	0,01	-0,05	6420,8182
2	11,468584	3,4049107	3786,26	0,00	52948,414	-0,89	8937,2158
3	12,598584	4,8328184	4701,78	0,00	-2770,3645	-0,48	7166,5549
4	18,108584	12,368584	7452,95	0,00	-13134,35	1,00	5386,4341
5	12,908584	5,2893962	7573,90	0,00	-33132,033	-0,14	6604,9715
6	11,818584	3,81272	10966,99	0,00	29347,282	-0,74	8727,4155
7	13,538584	3,6398268	11988,57	0,00	0,01	-0,07	6020,2928

Tramos	$\Delta P3$ (KN)
1	1129,8224
2	1572,6137
3	1261,044
4	947,8097
5	1162,2264
6	1535,6967
7	1059,345



CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DIFERIDAS

n	6,11	adim	Coefficiente de homogeneización en servicio
$\varphi(t, t_0)$	1,302	adim	Coefficiente de fluencia
σ_{cp}	6,33715632	MPa	Tensión cuasipermanente en la fibra de hormigón a la altura del cdg de las armaduras
E_p	195000	MPa	Módulo de elasticidad de la armadura activa
ϵ_{cs}	-0,0000958	m	Deformación de retracción
$\Delta\sigma_{pr}$	70,57	Mpa	Pérdida por relajación pura
ρ_f	0,06	adim	Coefficiente de relajación
P_{ki}	84072,12	KN	Pretensado característico inicial
A_p	0,07448	m2	Área de la armadura activa
A_c	13,57	m2	Área de la sección neta en servicio (sin solidarizar las armaduras pasivas)
I_c	3,64	m4	Inercia de la sección neta en servicio (sin solidarizar las armaduras pasivas)
y_p	-0,0742502	m	distancia del cdg de las armaduras activas al cdg de la sección neta en servicio
α	0,8	adim	Coefficiente de envejecimiento

ΔP_{dif}	6137,71	KN	Pérdidas diferidas de pretensado
------------------	---------	----	----------------------------------

Tramos	P_{ki}	A_c	I_c	y_p	σ_{cp}	ΔP_{dif}
1	83213,29	13,32	3,38	-0,05	6,33	6697,1172
2	86498,13	11,5	3,43	-0,89	8,43	7055,7495
3	85894,19	12,63	4,84	-0,48	7,01	6892,5661
4	83456,25	18,14	12,4	1,00	5,26	6112,752
5	83120,88	12,94	5,29	-0,14	6,21	6536,9733
6	79354,32	11,85	3,83	-0,74	8,38	6963,6506
7	78809,09	13,57	3,64	-0,07	5,94	6227,5504

DEFORMACIÓN POR RETRACCIÓN

t	100	años	Vida útil de la estructura
t	36500	días	Edad del hormigón en el instante de evaluación
t _s	14	días	Edad del hormigón al comienzo de la retracción
$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	-0,00013721	m	Deformación de retracción por secado
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,736502957		Coefficiente de evolución temporal
K_e	-0,7		Coefficiente que depende del espesor medio
$\epsilon_{cs}(\infty)$	0,0003	m	Coefficiente de retracción a tiempo infinito
e	4740	m	Espesor medio
u	5	m	Perímetro en contacto con la atmósfera
A_c	11,85	m2	Área de la sección transversal

e (mm)	K_e	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
100	1,00	3	4	6
200	0,85	0,13	0,12	0,11
300	0,75			
500	0,70			

β_{HR}	0,90		
HR	75	%	Humedad relativa en tanto por ciento
α_{ds1}	4		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
α_{ds2}	0,12		Coefficiente que depende de la velocidad de endurecimiento
f _{cm}	53		Resistencia media a compresión a los 28 días
f _{cm,0}	10	Mpa	

$\epsilon_{cs}(\infty)$	0,0001	m	Coefficiente de retracción autógena a tiempo infinito
$\epsilon_{cs}(t)$	0,0001	m	Deformación de retracción autógena
$\beta_{as}(t)$	1,0000		Coefficiente de evolución temporal para t
$\beta_{as}(t_s)$	0,5268		Coefficiente de evolución temporal para t _s
$\epsilon_{cs}(t_s)$	0,0000461	m	Deformación de retracción autógena a tiempo t _s
$\epsilon_{cs,t}$	0,0000414	m	Deformación de retracción autógena que se producirá de

ϵ_{cs}	-0,0000958	m	Deformación por retracción total
-----------------	------------	---	----------------------------------

COEFICIENTE DE FLUENCIA

$\varphi(t, t_0)$	1,302		Coefficiente de fluencia
φ_0	1,315		Coefficiente básico de fluencia
$\beta_c(t-t_0)$	0,990		Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo
φ_{HR}	1,023		Coefficiente de influencia de la humedad relativa HR
$\beta(f_{cm})$	2,308		Factor que permite tener en cuenta la resistencia del hormigón
$\beta(t_0)$	0,557		Factor de influencia de la edad de la carga
β_H	1218,954	adim	
α_1	0,748	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_2	0,920	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón
α_3	0,813	adim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia del hormigón

PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN PURA (EHE-08, Art. 12.1.)

$\Delta\sigma_{pr}$	70,57	Mpa	Pérdida por relajación a longitud constante
ρ_f	0,0625	adim	Valor de la relajación a longitud constante para tiempo infinito
P_{ki}	84072,12	KN	Fuerza característica de pretensado
A_p	7,45E-02	m2	Área de la armadura activa
K1	-2,204	adim	Coefficiente 1 que depende del tipo de acero y la tensión inicial
K2	0,168	adim	Coefficiente 2 que depende del tipo de acero y la tensión inicial
t	876000	h	Vida útil de la estructura en horas

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

Tramos	ΔP_1 (KN)	ΔP_2 (KN)	ΔP_3 (KN)	ΔP_{tot} (KN)	%
1	0	7485,6973	1120,9831	8606,6804	9,44%
2	3757,8952	0	1542,517	5300,4123	5,81%
3	4666,5562	0	1251,9593	5918,5155	6,49%
4	7397,1226	0	926,71444	8323,837	9,13%
5	7517,1624	0	1154,6653	8671,8277	9,51%
6	10884,836	0	1516,6692	12401,505	13,60%
7	11898,771	0	1051,4099	12950,181	14,20%

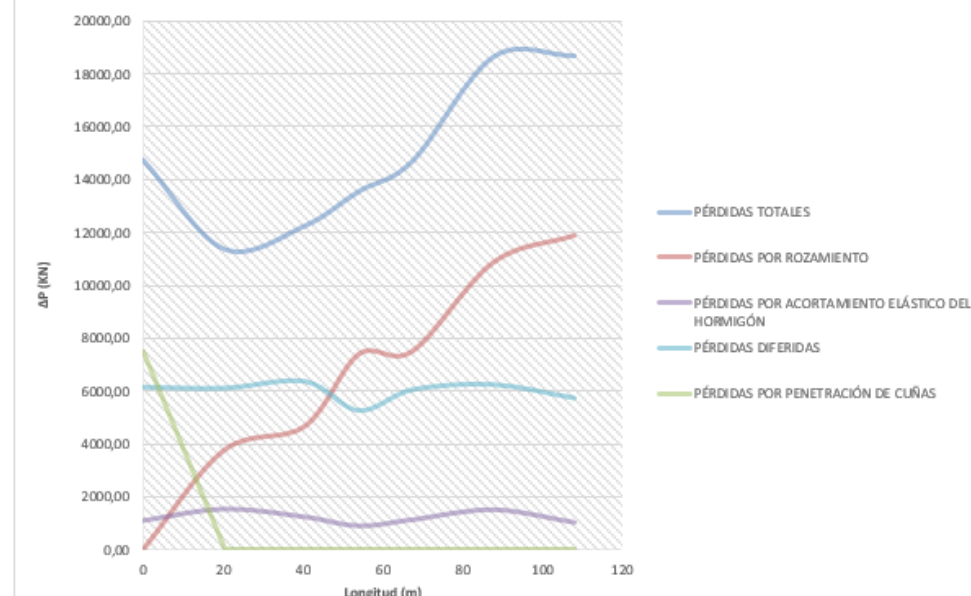
PÉRDIDAS DIFERIDAS

Tramos	ΔP_{dif} (KN)	%	ΔP_{tot} (KN)	%
1	6124,3979	7,42%	14731,08	16,16%
2	6087,2062	7,09%	11387,62	12,49%
3	6342,6241	7,44%	12261,14	13,45%
4	5235,9131	6,32%	13559,75	14,87%
5	6031,1787	7,31%	14703,01	16,13%
6	6222,4834	7,90%	18623,99	20,43%
7	5710,6757	7,30%	18660,86	20,47%

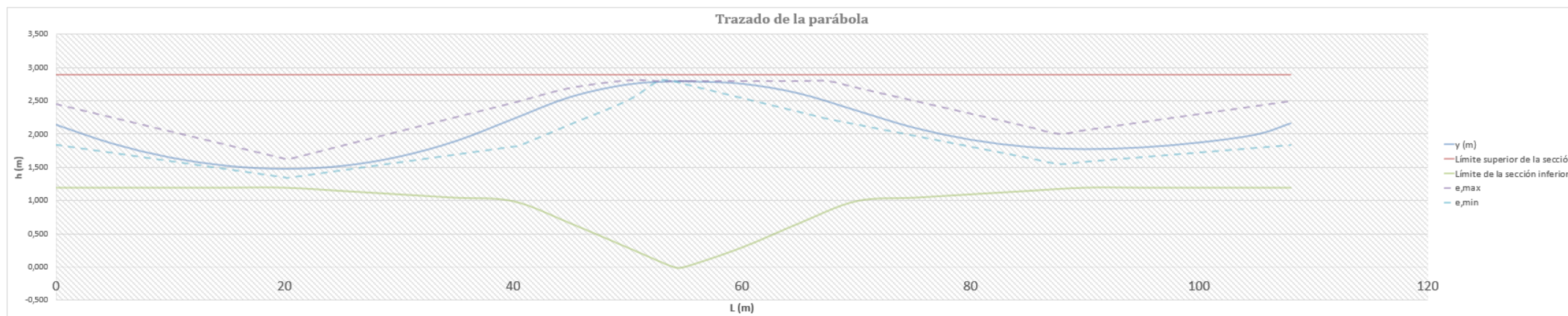
PÉRDIDAS TOTALES

ΔP_{tot} (KN)	%
14731,08	16,16%
11387,62	12,49%
12261,14	13,45%
13559,75	14,87%
14703,01	16,13%
18623,99	20,43%
18660,86	20,47%

PÉRDIDAS TOTALES



4.12. TRAZADO DEFINITIVO DE LOS CABLES DE PRETENSADO TRAS LOS PROCESOS ITERATIVOS Y COMPROBACIÓN DE LAS LIMITACIONES TENSIONALES EN LAS SECCIONES DE CONTROL



SECCIONES	X (m)	AN (m ²)	IN (m ⁴)	h (m)	cdg bruta (m)	V1b (m)	V2b (m)	PP		Pki		Δpdif		CON SECCIÓN NETA (TESADO)			
								Mf (KN*m)	M (KN*m)	N (KN)	M (KN*m)	N (KN)	M (KN*m)	σc1,max	σc2,max	σc1,min	σc2,min
1	0	13.28858407	3.379907112	1.7	1	0.7	-1	0.01	0.01	72286.26	-3930.62	-4750.44	258.31	4.16	7.26	4.75	5.94
2	27.5	11.46858407	3.747810693	1.7	1.04	0.66	-1.04	73442.27527	73442.28	75634.88	-67591.41	-3866.03	3454.89	8.16	7.51	7.09	2.44
3	40.5	12.59858407	4.832818367	1.91	1.19	0.72	-1.19	38217.3586	38217.36	74988.59	-61075.35	-6172.22	2951.06	2.86	13.68	2.18	9.48
4	54	18.10858407	12.36858407	2.9	1.8	1.1	-1.8	-76684.0476	-76684.05	72648.22	72648.22	-3565.29	-3565.29	4.70	5.26	2.14	3.94
5	67.5	12.90858407	5.289396165	1.91	1.23	0.68	-1.23	7855.690497	7855.69	72275.09	0.00	-4661.24	646.23	6.05	4.33	6.86	3.21
6	87.75	11.81858407	3.812720037	1.7	1.09	0.61	-1.09	49841.14363	49841.14	68618.86	-50890.88	-4313.67	3199.22	5.87	8.14	5.40	4.07
7	108	13.53858407	3.639826801	1.7	1.04	0.66	-1.04	0.01	0.01	68063.33	-5053.72	-4339.32	322.20	3.70	7.12	4.23	5.82
														OK	OK	OK	OK

SECCIONES	X (m)	Ah (m ²)	Ih (m ⁴)	h (m)	cdg bruta (m)	V1b (m)	V2b (m)	Carga muerta + SU		Pki		Δpdif		CON SECCIÓN HOMOGENEIZADA (SERVICIO)			
								Mf (KN*m)	M (KN*m)	N (KN)	M (KN*m)	N (KN)	M (KN*m)	σc1,max	σc2,max	σc1,min	σc2,min
1	0	13.58470062	3.642517972	1.7	1	0.7	-1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.16	7.26	4.75	5.94
2	27.5	11.89526595	4.393110693	1.7	1.04	0.66	-1.04	7825.56	18492.40	0.00	0.00	0.00	0.00	10.93	3.13	8.27	0.58
3	40.5	12.91884975	5.420208367	1.91	1.19	0.72	-1.19	-9398.62	5606.05	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	12.45	0.93	11.54
4	54	18.5118539	12.79198407	2.9	1.8	1.1	-1.8	-21928.4	-38807.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1.36	10.72	0.26	7.03
5	67.5	13.32345772	5.876786165	1.91	1.23	0.68	-1.23	-9630.43	6873.13	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	2.89	5.75	5.23
6	87.75	12.09614596	4.400110037	1.7	1.09	0.61	-1.09	11213.69	19545.87	0.00	0.00	0.00	0.00	8.58	3.30	6.96	1.29
7	108	13.84025836	4.227216801	1.7	1.04	0.66	-1.04	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	7.12	4.23	5.82
														OK	OK	OK	OK



5. CÓDIGO IMPLEMENTADO EN VBA PARA EL CÁLCULO COMPLETO DE LA FUERZA DE PRETENSADO Y EL TRAZADO FINAL

```
Sub Dim_Pretensado()  
  
Dim Ab As Double  
Dim Ib As Double  
Dim v1b As Double  
Dim v2b As Double  
Dim M_max As Double  
Dim Mf_max As Double  
Dim Mf_min As Double  
Dim M_min As Double  
Dim M_max_tes As Double  
Dim Mf_max_tes As Double  
Dim Mf_min_tes As Double  
Dim M_min_tes As Double  
Dim MH As Double  
Dim eh As Double  
Dim Po1 As Double  
Dim Po2 As Double  
Dim Pmin As Double  
Dim Pmax As Double  
Dim Pfinal_1 As Double  
Dim Pfinal_2 As Double  
Dim Pfinal_3 As Double  
Dim Pfinal_4 As Double  
Dim emin As Double  
Dim emax As Double  
Dim i As Long ' Contador de filas  
Dim j As Integer  
Dim t As Integer  
Dim x As Double ' x representa la posición a lo largo de la directriz de la pieza  
Dim k As Long ' Contador de la posición  
Dim L As Double ' Longitud de la viga  
Dim h As Double  
  
Pfinal_3 = 1  
  
Do While Pfinal_3 <> Pfinal_4  
  
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(4, 18).Value = Pfinal_3  
L = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(2, 19).Value  
i = 0  
k = 0  
  
Pfinal_2 = 0  
x = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 2).Value  
  
Do While x <= L  
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(3, 12).Value = i  
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(9, 4).Value = 0  
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(38, 5).Value = 0  
Ab = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 3).Value  
Ib = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 4).Value
```



```
v1b = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 7).Value
v2b = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 8).Value
M_max = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 9).Value
Mf_max = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 10).Value
Mf_min = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 11).Value
M_min = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 12).Value
h = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 5).Value
M_max_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 13).Value
Mf_max_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 14).Value
Mf_min_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 15).Value
M_min_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 16).Value

Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(4, 4).Value = v1b
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(5, 4).Value = v2b
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(6, 4).Value = Ib
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(7, 4).Value = Ab
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(10, 4).Value = h
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(39, 5).Value = M_max
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(40, 5).Value = Mf_max
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(41, 5).Value = Mf_min
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(42, 5).Value = M_min
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(39, 9).Value = M_max_tes
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(40, 9).Value = Mf_max_tes
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(41, 9).Value = Mf_min_tes
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(42, 9).Value = M_min_tes
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(46, 17).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 18)

Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(9, 14).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 23).Value
Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(10, 14).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 22).Value

Call Comprobaciones
Call HUSO_DE_PASO

Pol = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(32, 24).Value
Pmin = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(28, 24).Value
Pmax = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(29, 24).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 17).Value = Pol
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 19).Value = Pmin

Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + i, 20).Value = Pmax

k = k + 1
i = i + 1

x = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + k, 2).Value

If i = 6 Then
    Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 25).Value = WorksheetFunction.max(Cells(6, 19).Value, Cells(7, 19).Value, Cells(8, 19).Value)
End If

Loop
```



```

Pfinal_1 = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(3, 19).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(4, 19).Value = Pfinal_1
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(3, 12).Value = 0

Do While Pfinal_1 <> Pfinal_2
    j = 0
    t = 0
    Call Momento_hiperestático
    x = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 2).Value
    Pfinal_1 = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(3, 19).Value
    Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(4, 19).Value = Pfinal_1

    Do While x <= L
        Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(3, 12).Value = j
        Ab = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 3).Value
        Ib = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 4).Value
        v1b = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 7).Value
        v2b = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 8).Value
        M_max = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 9).Value
        Mf_max = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 10).Value
        Mf_min = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 11).Value
        M_min = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 12).Value
        h = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 5).Value
        M_max_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 13).Value
        Mf_max_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 14).Value
        Mf_min_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 15).Value
        M_min_tes = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 16).Value
        eh = Sheets("MH").Cells(17 + j, 6).Value
        MH = Sheets("MH").Cells(17 + j, 7).Value

        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(9, 4).Value = eh
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(38, 5).Value = MH
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(4, 4).Value = v1b
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(5, 4).Value = v2b
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(6, 4).Value = Ib
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(7, 4).Value = Ab
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(10, 4).Value = h
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(39, 5).Value = M_max

        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(40, 5).Value = Mf_max
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(41, 5).Value = Mf_min
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(42, 5).Value = M_min
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(39, 9).Value = M_max_tes
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(40, 9).Value = Mf_max_tes
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(41, 9).Value = Mf_min_tes
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(42, 9).Value = M_min_tes
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(46, 17).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 18)

        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(9, 14).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 23).Value
        Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(10, 14).Value = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 22).Value

    Call Comprobaciones
    Call HUSO_DE_PASO

```




```
Pmin = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(28, 24).Value
Pmax = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(29, 24).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 17).Value = Po2
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 19).Value = Pmin
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + j, 20).Value = Pmax

t = t + 1
j = j + 1

x = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6 + t, 2).Value

If j = 6 Then
    Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 25).Value = WorksheetFunction.max(Cells(6, 19).Value, Cells(7, 19).Value)
End If

Loop
Pfinal_2 = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(3, 19).Value
Loop

Call Cálculo_Pérdidas_diferidas

Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(7, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(7, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(8, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(8, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(9, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(9, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(10, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(10, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(11, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(11, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(12, 17).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(12, 22).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(13, 17).Value

Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(6, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(7, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(7, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(8, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(8, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(9, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(9, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(10, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(10, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(11, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(11, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(12, 23).Value
Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(12, 23).Value = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(13, 23).Value

Pfinal_3 = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(3, 19).Value

Pfinal_4 = Sheets("LEYES DE ESFUERZOS").Cells(4, 18).Value
Loop

End Sub
```



```
Sub Cálculo_Pérdidas_diferidas()  
  
Dim PKi As Double  
Dim Ac As Double  
Dim Ic As Double  
Dim yp As Double  
Dim tensión_cuasipermanente As Double  
Dim PD As Double  
Dim i As Integer  
Dim N As Integer 'N corresponde al número de tramos considerados menos 1  
  
i = 0  
N = 6  
  
Do While i <= N  
  
    PKi = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 3).Value  
    Ac = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 4).Value  
    Ic = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 5).Value  
    yp = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 6).Value  
    tensión_cuasipermanente = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 7).Value  
  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(64, 3).Value = tensión_cuasipermanente  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(69, 3).Value = PKi  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(71, 3).Value = Ac  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(72, 3).Value = Ic  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(73, 3).Value = yp  
  
    PD = Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(76, 3).Value  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(7 + i, 22).Value = PD  
    Sheets("PÉRDIDAS DE PRETENSADO").Cells(82 + i, 8).Value = PD  
  
    i = i + 1  
  
Loop  
  
End Sub
```



```
Sub Momento_hiperestático()  
  
Dim eh1 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 1  
Dim eh2 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 2  
Dim eh3 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 3  
Dim eh4 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 4  
Dim eh5 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 5  
Dim eh6 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 6  
Dim eh7 As Double 'Excentricidad hiperestática en la sección de control 7  
Dim i As Integer ' Es un contador  
Dim N As Integer ' N es el número de tramos. Habría que cambiarlo en el caso de que fuera más  
  
Dim MH1 As Double  
Dim MH2 As Double  
Dim MH3 As Double  
Dim MH4 As Double  
Dim MH5 As Double  
Dim MH6 As Double  
Dim MH7 As Double  
  
i = 0  
N = 1  
  
Do While i < N  
  
    eh1 = Sheets("MH").Cells(17, 5).Value  
    eh2 = Sheets("MH").Cells(18, 5).Value  
    eh3 = Sheets("MH").Cells(19, 5).Value  
    eh4 = Sheets("MH").Cells(20, 5).Value  
    eh5 = Sheets("MH").Cells(21, 5).Value  
    eh6 = Sheets("MH").Cells(22, 5).Value  
    eh7 = Sheets("MH").Cells(23, 5).Value  
  
    Sheets("MH").Cells(17, 6).Value = eh1  
    Sheets("MH").Cells(18, 6).Value = eh2  
    Sheets("MH").Cells(19, 6).Value = eh3  
    Sheets("MH").Cells(20, 6).Value = eh4  
    Sheets("MH").Cells(21, 6).Value = eh5  
    Sheets("MH").Cells(22, 6).Value = eh6  
  
    Sheets("MH").Cells(23, 6).Value = eh7  
  
    MH1 = Sheets("MH").Cells(17, 4).Value  
    MH2 = Sheets("MH").Cells(18, 4).Value  
    MH3 = Sheets("MH").Cells(19, 4).Value  
    MH4 = Sheets("MH").Cells(20, 4).Value  
    MH5 = Sheets("MH").Cells(21, 4).Value  
    MH6 = Sheets("MH").Cells(22, 4).Value  
    MH7 = Sheets("MH").Cells(23, 4).Value
```



```
Sheets("MH").Cells(17, 7).Value = MH1
Sheets("MH").Cells(18, 7).Value = MH2
Sheets("MH").Cells(19, 7).Value = MH3
Sheets("MH").Cells(20, 7).Value = MH4
Sheets("MH").Cells(21, 7).Value = MH5
Sheets("MH").Cells(22, 7).Value = MH6
Sheets("MH").Cells(23, 7).Value = MH7

i = i + 1
Loop
End Sub

Sub HUSO_DE_PASO()
Dim i As Integer

i = Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(3, 12).Value

If i = 0 Then

Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(7, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(8, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(9, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(10, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

Else

If i = 1 Then

Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(24, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(25, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(26, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(27, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

Else

If i = 2 Then

Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(41, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(42, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(43, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(44, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

Else

If i = 3 Then

Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(59, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(60, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(61, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(62, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value
```




```
Else

    If i = 4 Then

        Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(77, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
        Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(78, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
        Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(79, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
        Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(80, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

    Else

        If i = 5 Then

            Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(95, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
            Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(96, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
            Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(97, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
            Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(98, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

        Else

            If i = 6 Then

                Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(113, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(24, 17).Value
                Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(114, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(25, 17).Value
                Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(115, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(26, 17).Value
                Sheets("RESULTADOS FINALES").Cells(116, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(27, 17).Value

            Else
            End If
        End If
    End If
End If
End If
End If
End If

Sub HUSO_DE_PASO_PC()
Dim i As Integer

i = Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(3, 12).Value

    If i = 0 Then

        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(7, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(8, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(9, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(10, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value

    Else
```



```
If i = 1 Then
```

```
Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(24, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value  
Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(25, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value  
Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(26, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value  
Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(27, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
```

```
Else
```

```
    If i = 2 Then
```

```
    Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(41, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value  
    Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(42, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value  
    Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(43, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value  
    Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(44, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
```

```
    Else
```

```
        If i = 3 Then
```

```
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(59, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value  
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(60, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value  
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(61, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value  
        Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(62, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
```

```
        Else
```

```
            If i = 4 Then
```

```
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(77, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value  
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(78, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value  
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(79, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value  
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(80, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
```

```
            Else
```

```
                If i = 5 Then
```

```
                Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(95, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value  
                Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(96, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value  
                Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(97, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value  
                Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(98, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
```

```
                Else
```



```
        If i = 6 Then
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(113, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(24, 17).Value
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(114, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(25, 17).Value
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(115, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(26, 17).Value
            Sheets("HUSO DE PASO_PC").Cells(116, 3).Value = Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO_PC").Cells(27, 17).Value
        Else
        End If
    End If
End If
End If
End If
End If

Sub Comprobaciones()

If Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(32, 14).Value = "SUFICIENTE" Then

    If Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(32, 18).Value = "SUFICIENTE" Then

        If Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(15, 38).Value = "SECCIÓN SUPRACRÍTICA" Then

            If Sheets("DIMENSIONAMIENTO PRETENSADO").Cells(18, 40).Value = "OK" Then

                Else

                MsgBox "La carrera de pretensado no cumple los requisitos. No hay solución de pretensado para las acciones y geometría dadas"

                End If

            Else
            End If

        Else

        MsgBox "La sección es insuficiente. Modifique la relación I/v1", vbCritical, "ERROR"

        End If

    Else

    MsgBox "La sección es insuficiente. Modifique la relación I/v2", vbCritical, "ERROR"

    End If

End Sub
```



ANEXO 2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA

6. CUANTÍA DE CÁLCULO CON CalcFlex

6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA PARA LOS ESFUERZOS ELU

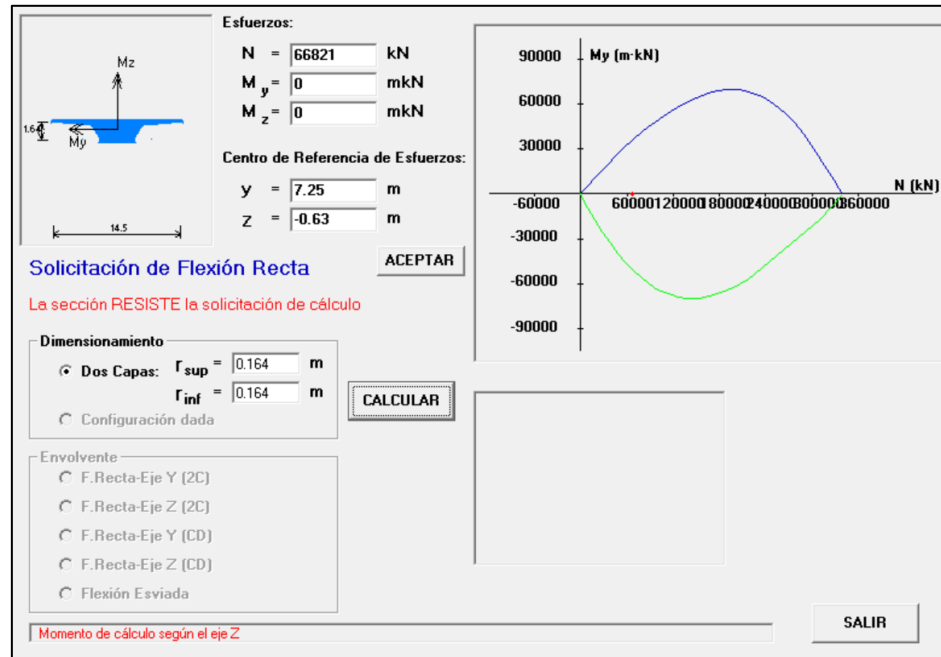


Figura 68. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo en la sección $x = 0$ m.

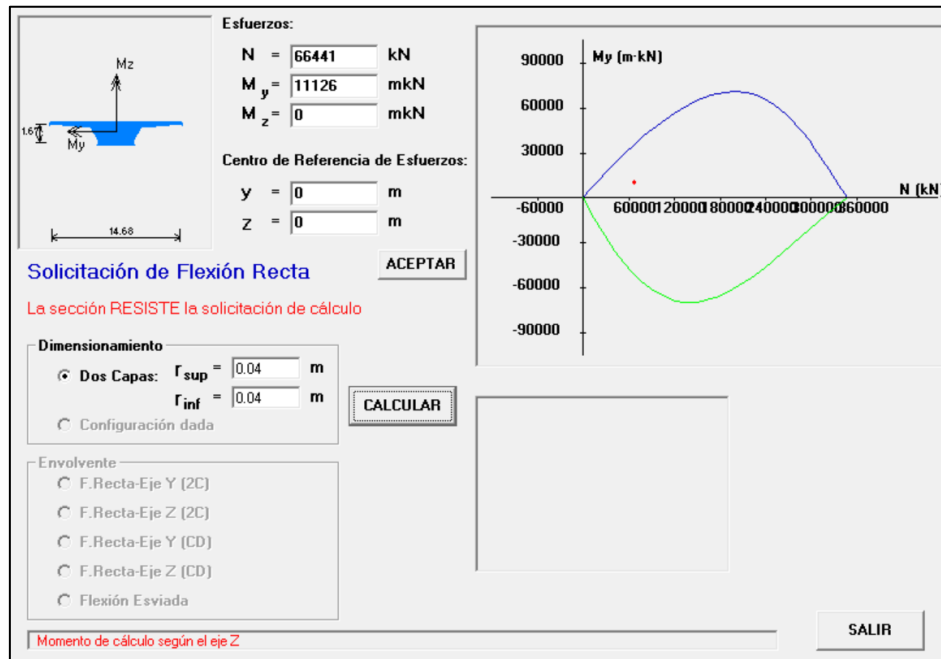


Figura 69. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 5$ m.

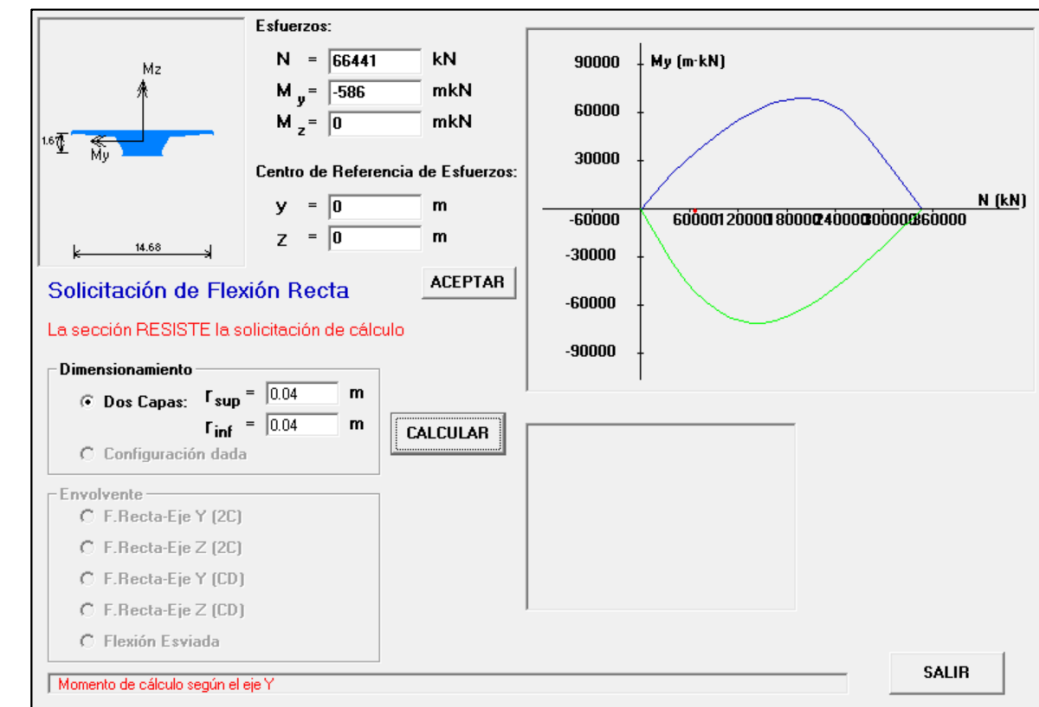


Figura 70. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 5$ m.

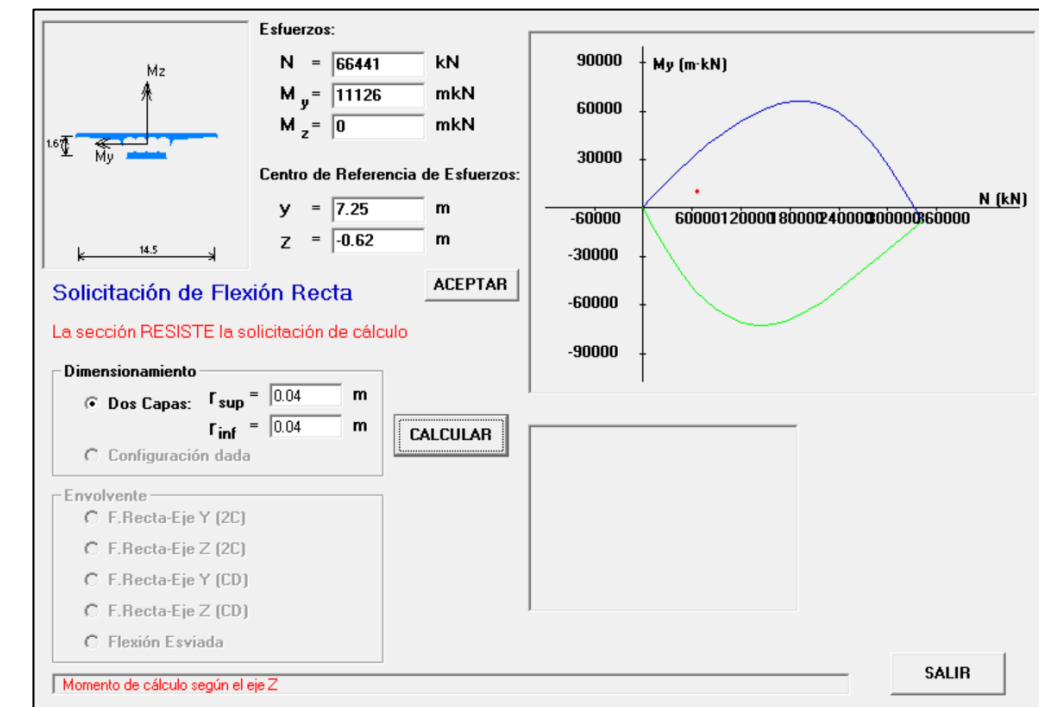


Figura 71. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 5$ m.

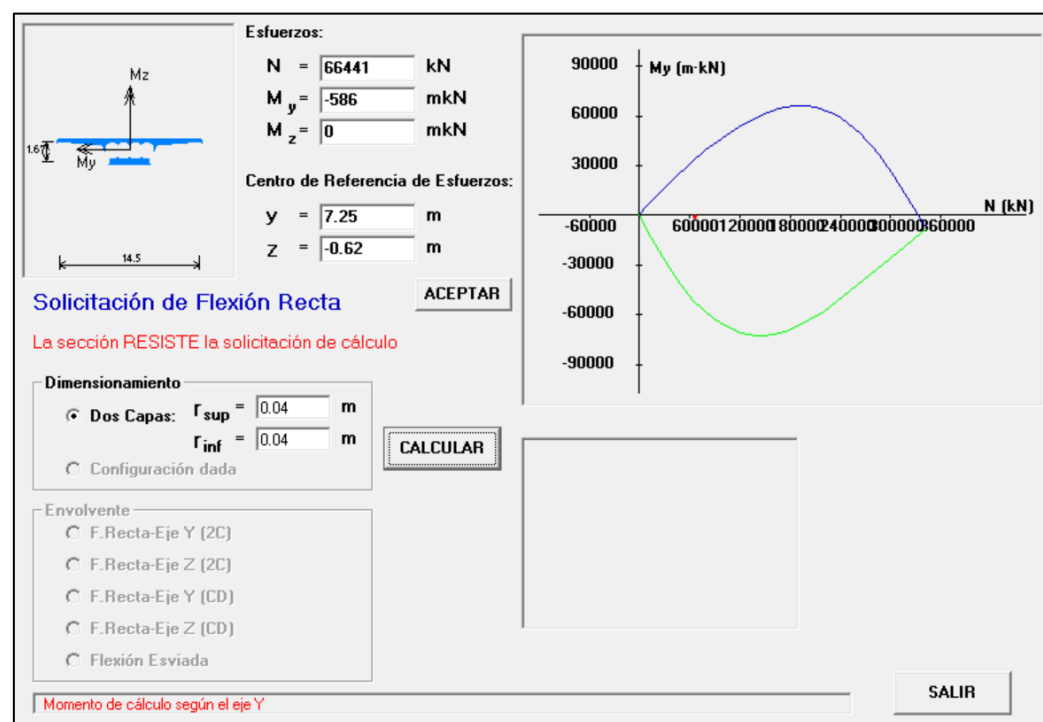


Figura 72. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 5 m.

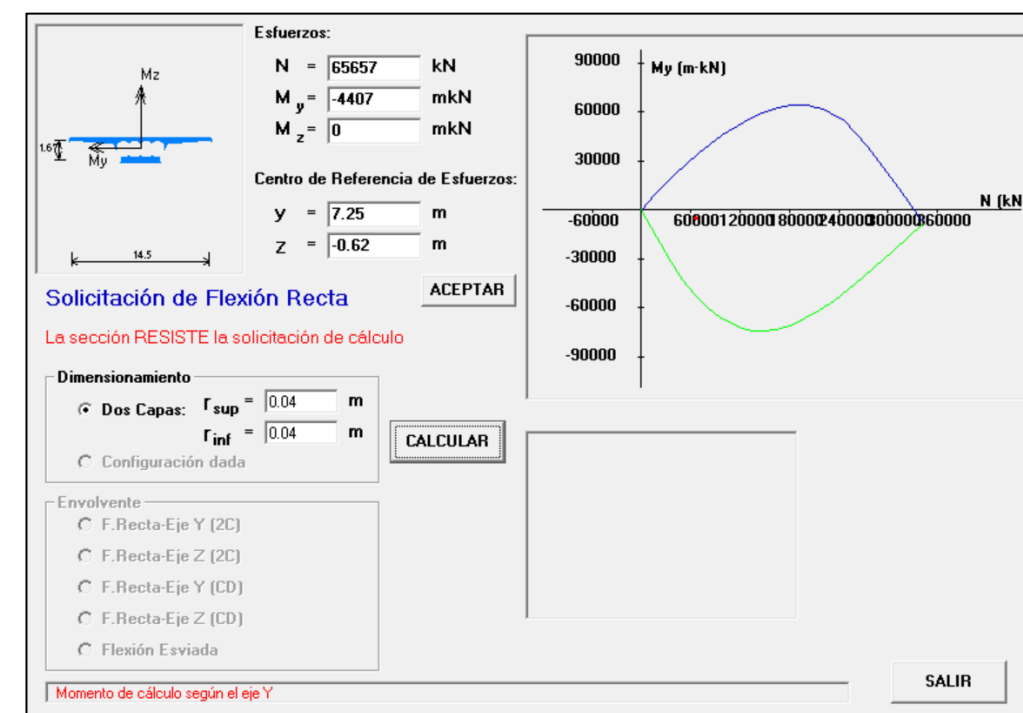


Figura 74. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 10 m.

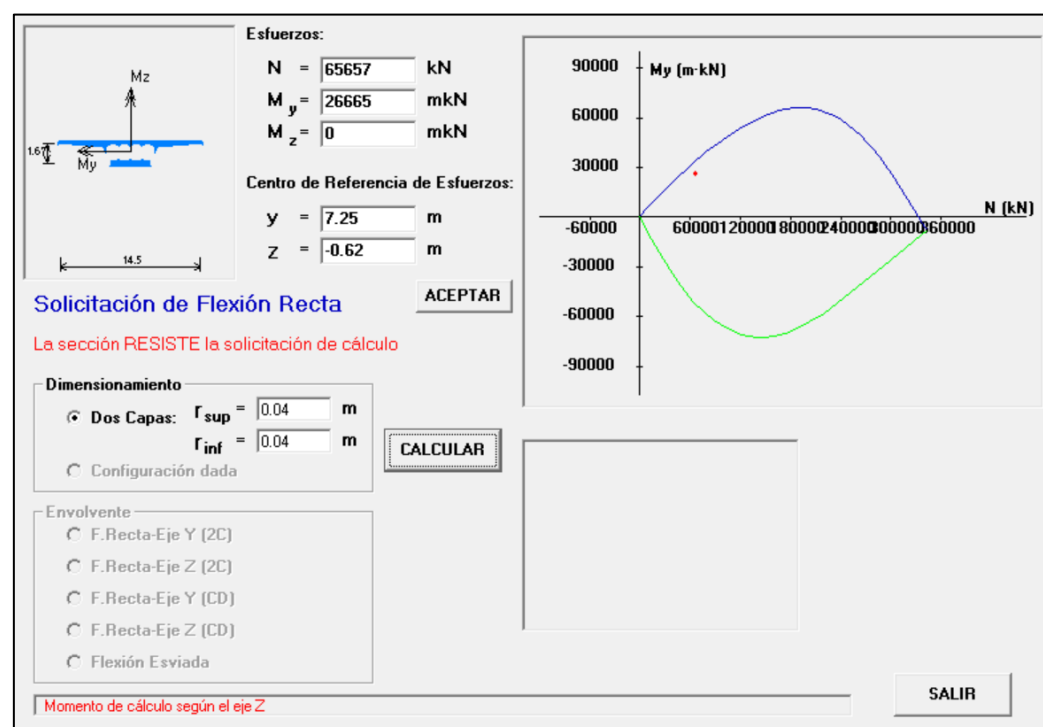


Figura 73. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 10 m.

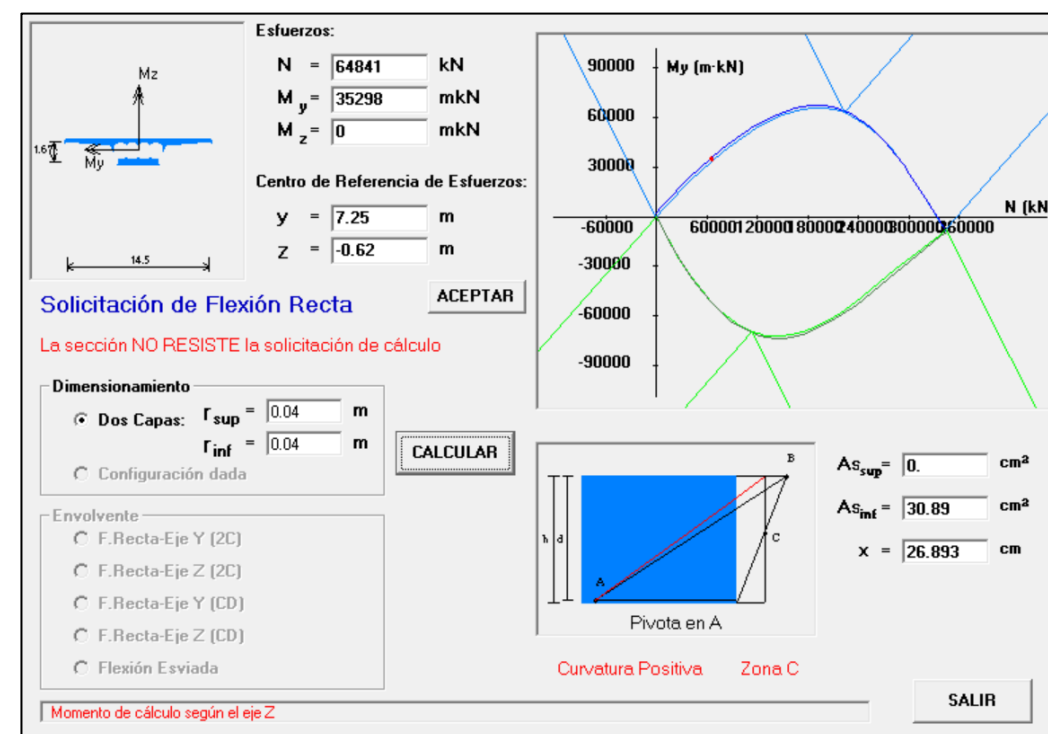


Figura 75. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 15 m.

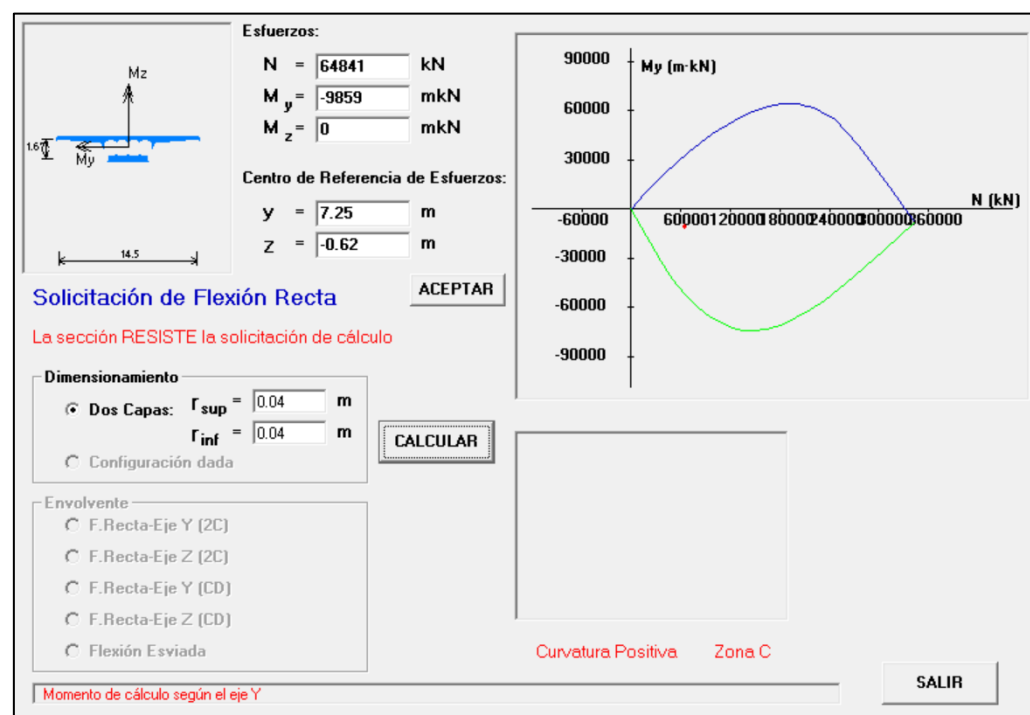


Figura 76. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 15$ m.

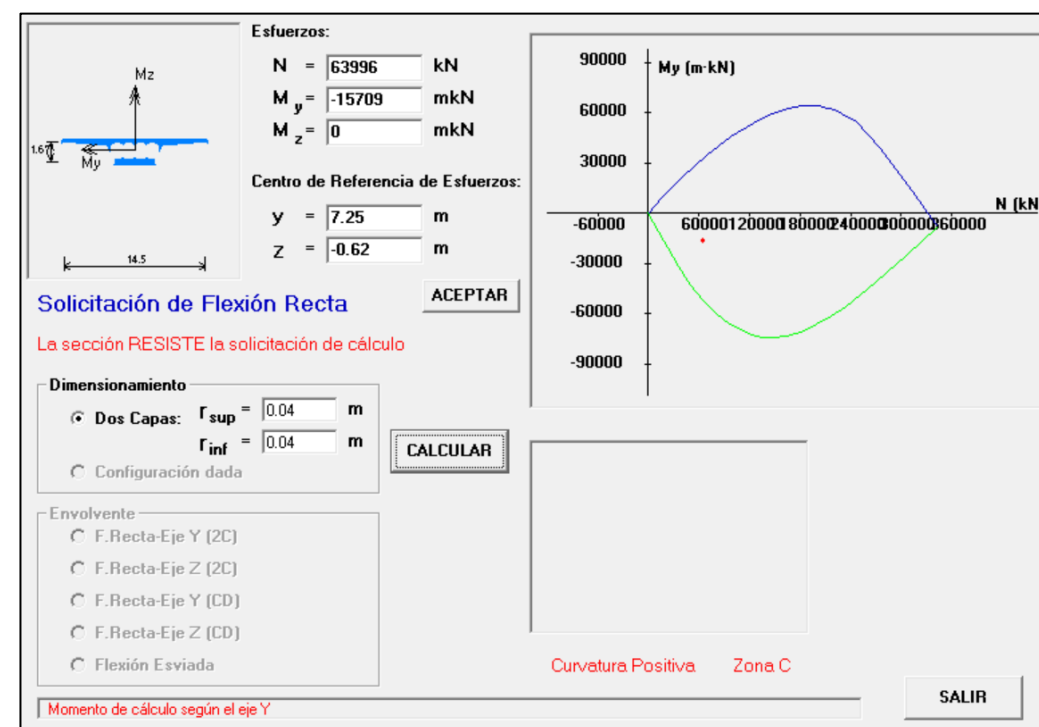


Figura 78. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20$ m.

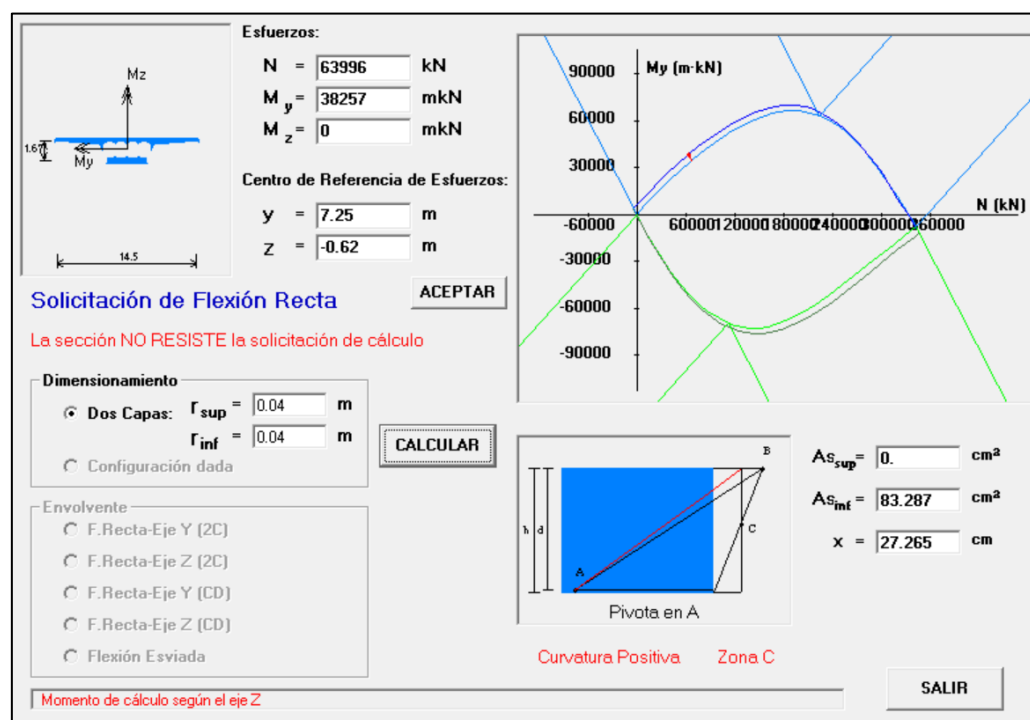


Figura 77. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 20$ m.

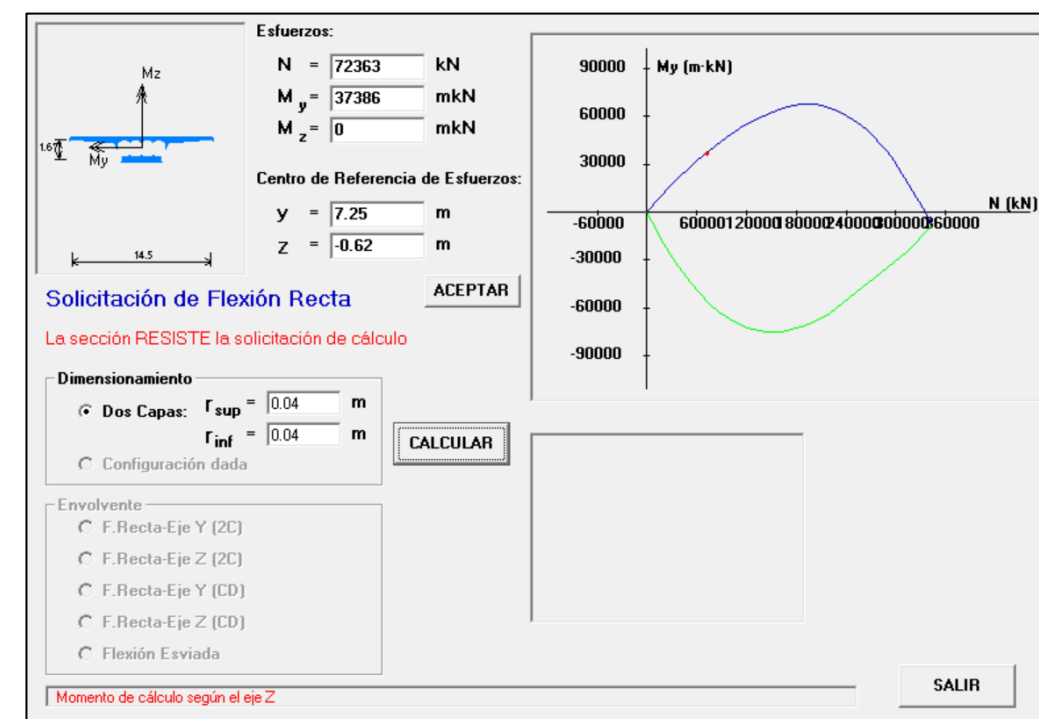


Figura 79. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.

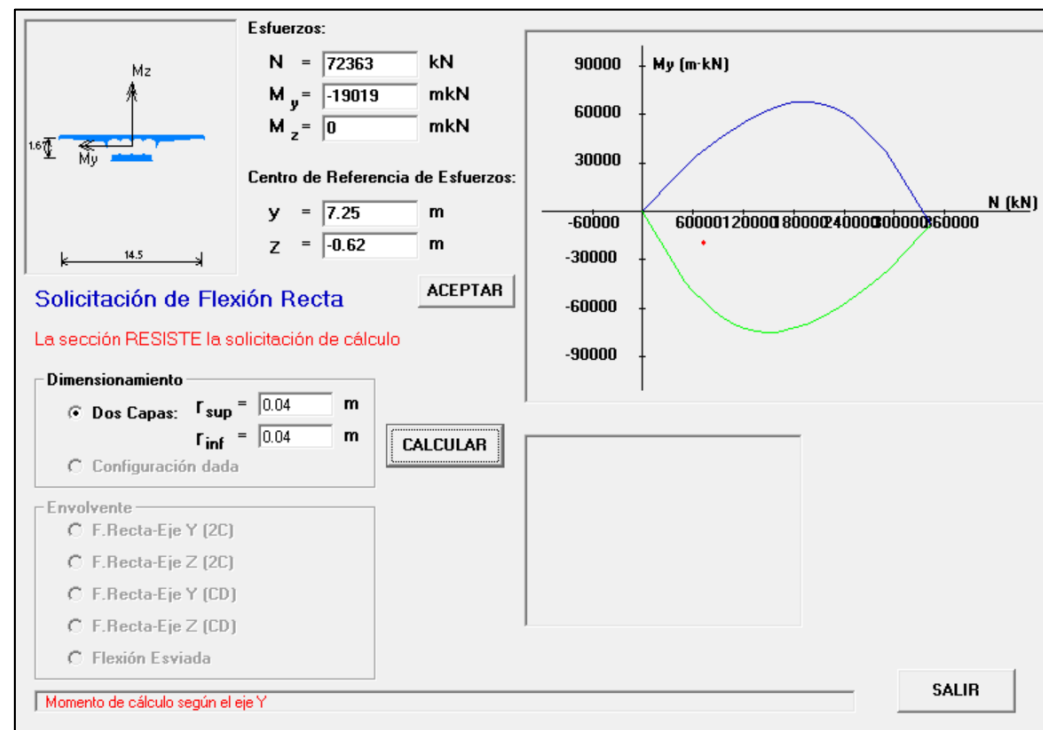


Figura 80. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.

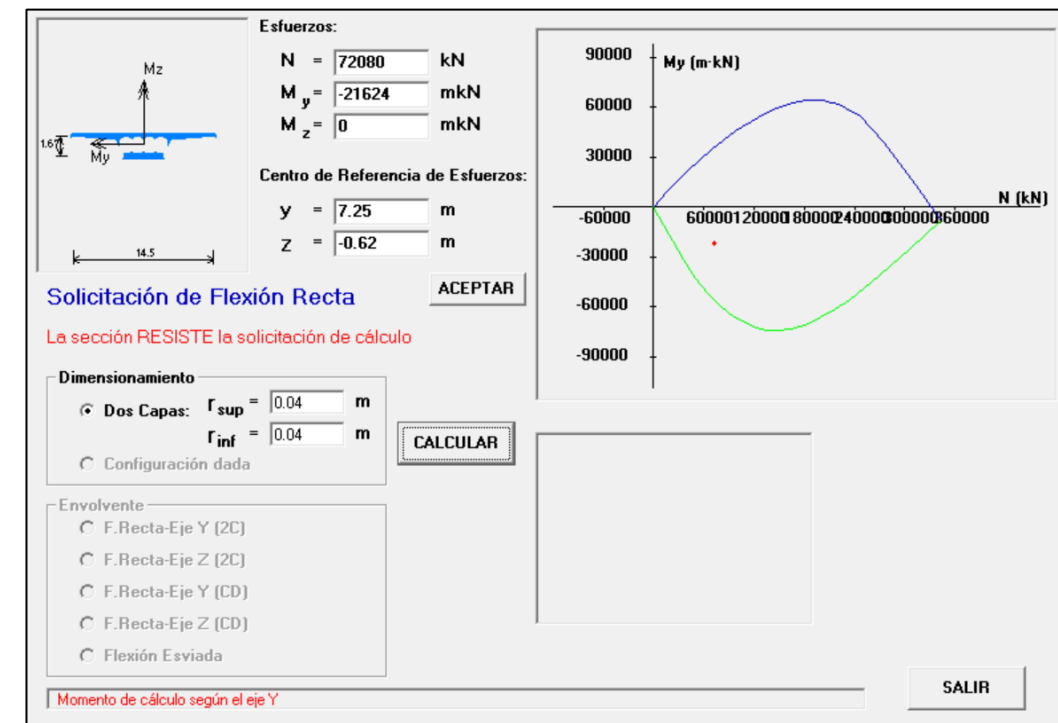


Figura 82. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 25$ m.

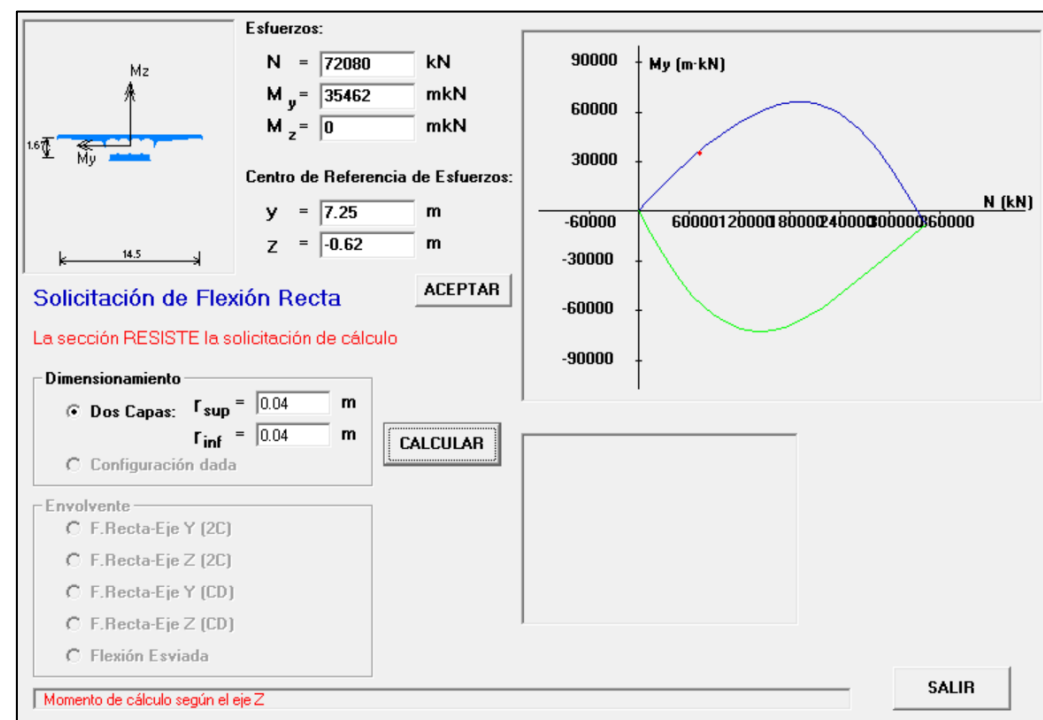


Figura 81. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 25$ m.

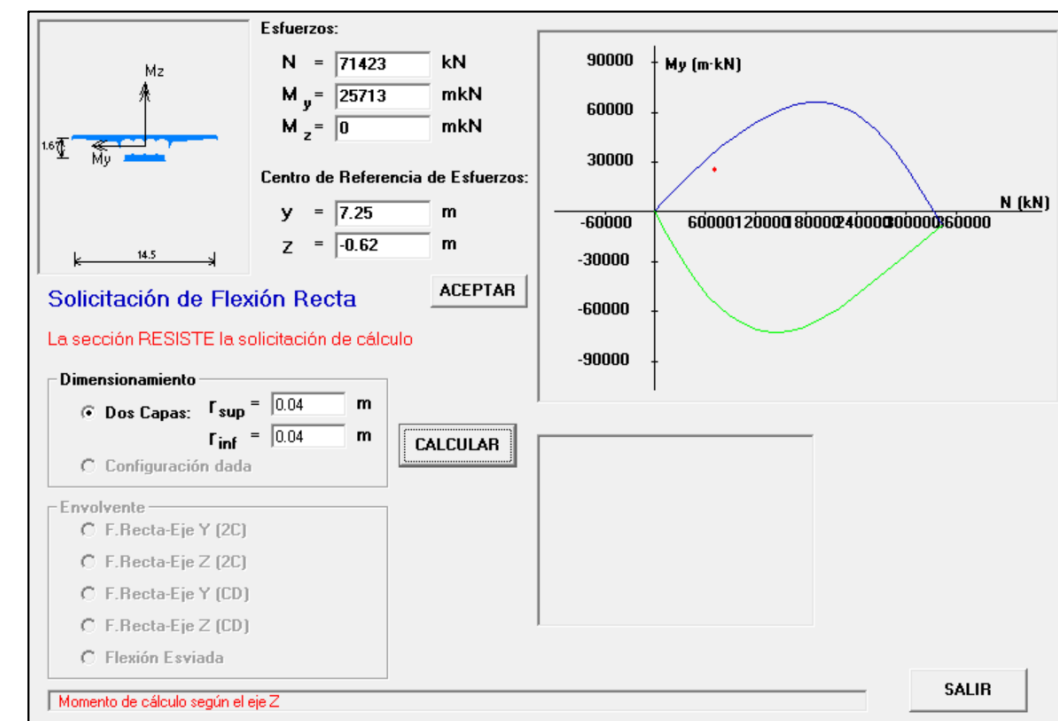


Figura 83. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 30$ m.

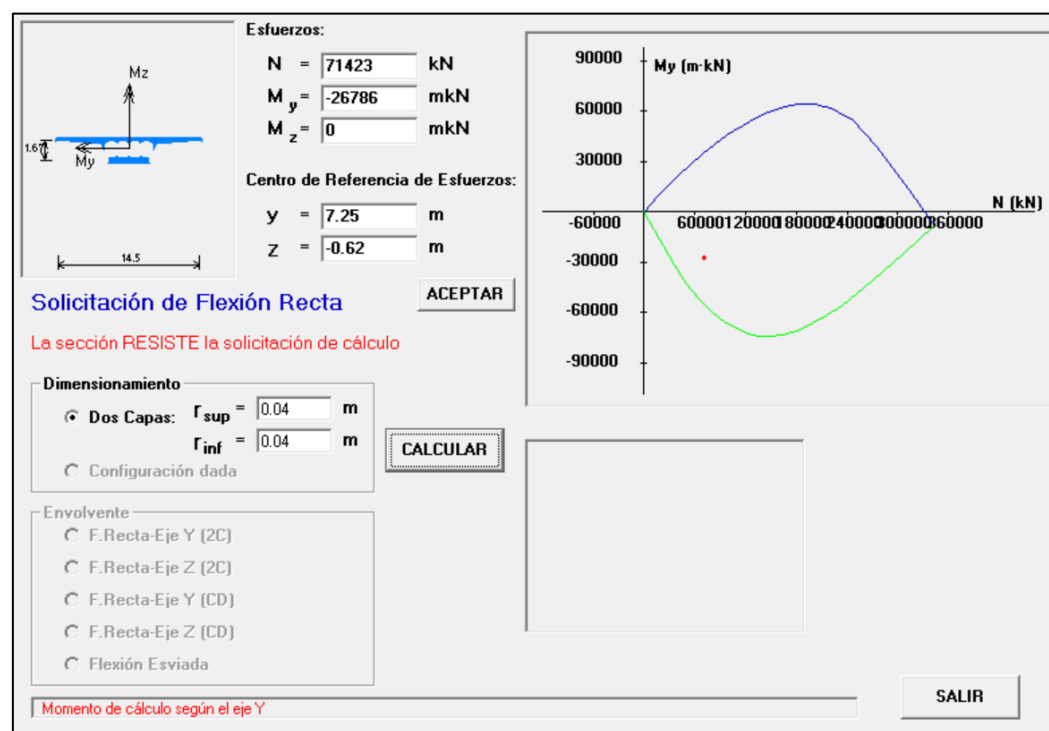


Figura 84. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 30$ m.

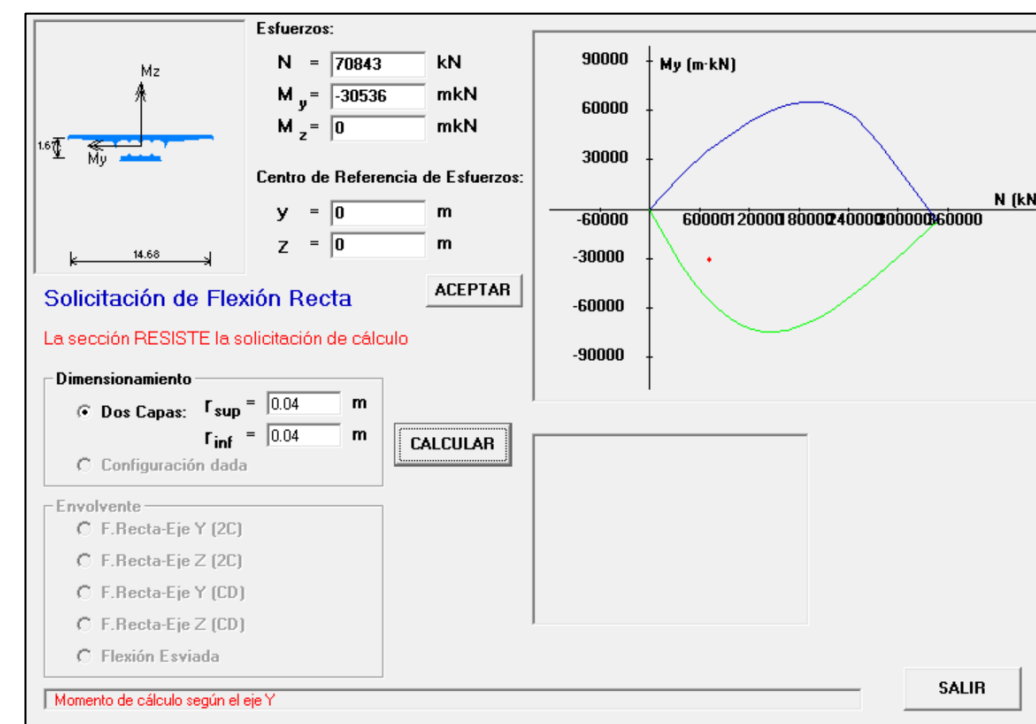


Figura 86. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 35$ m.

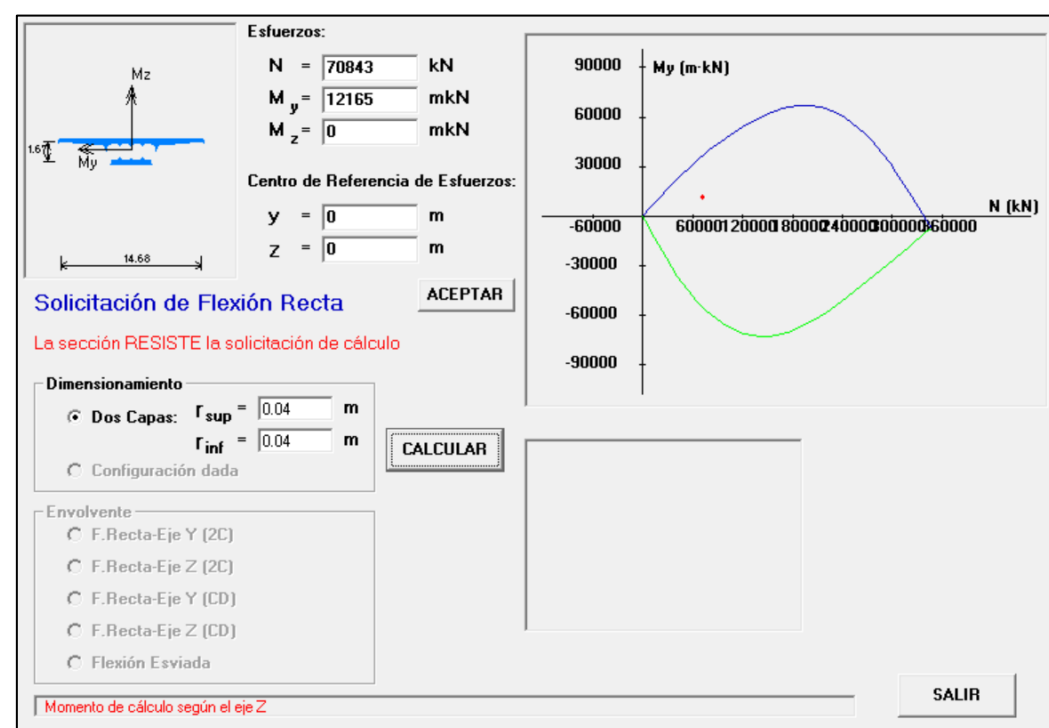


Figura 85. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 35$ m.

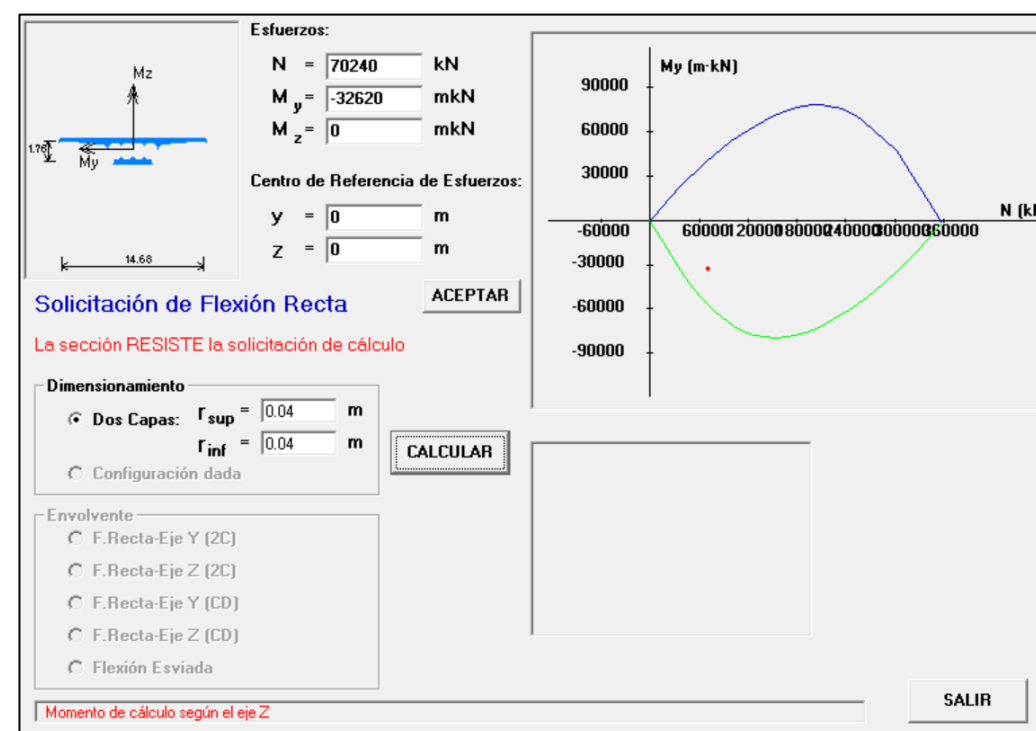


Figura 87. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 40$ m.

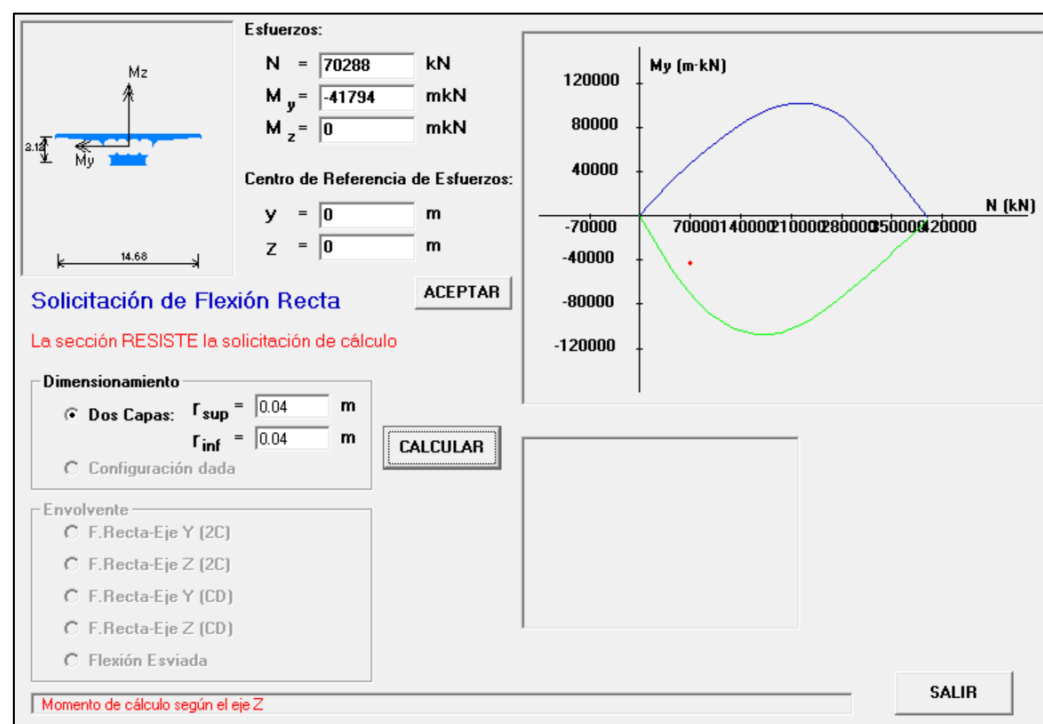


Figura 88. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 40.5 m.

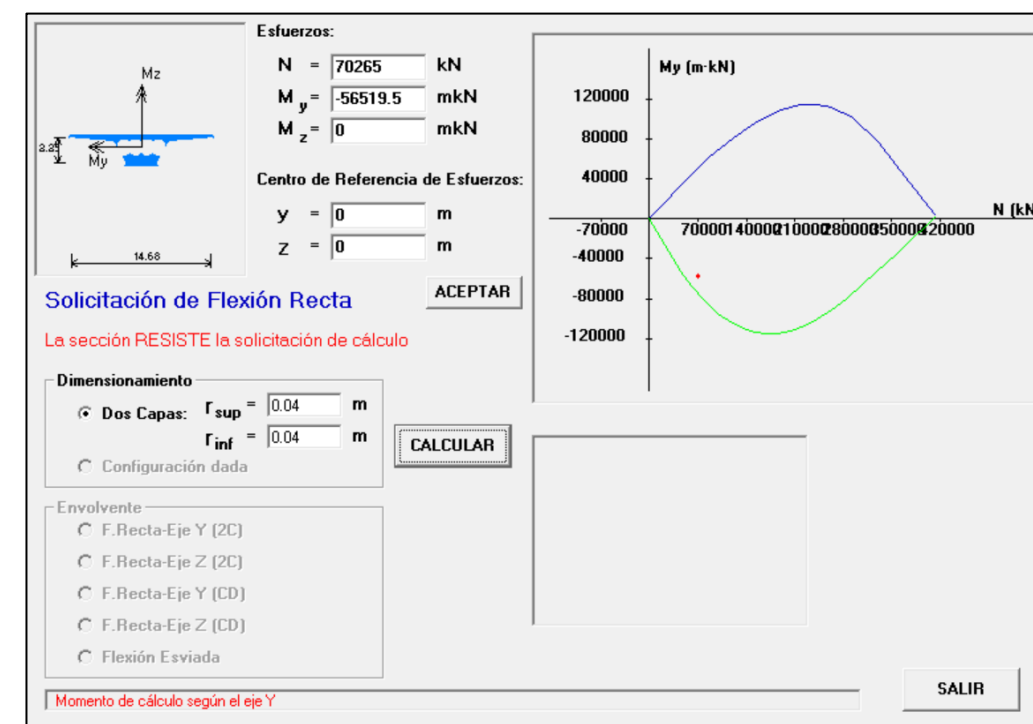


Figura 90. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 45 m.

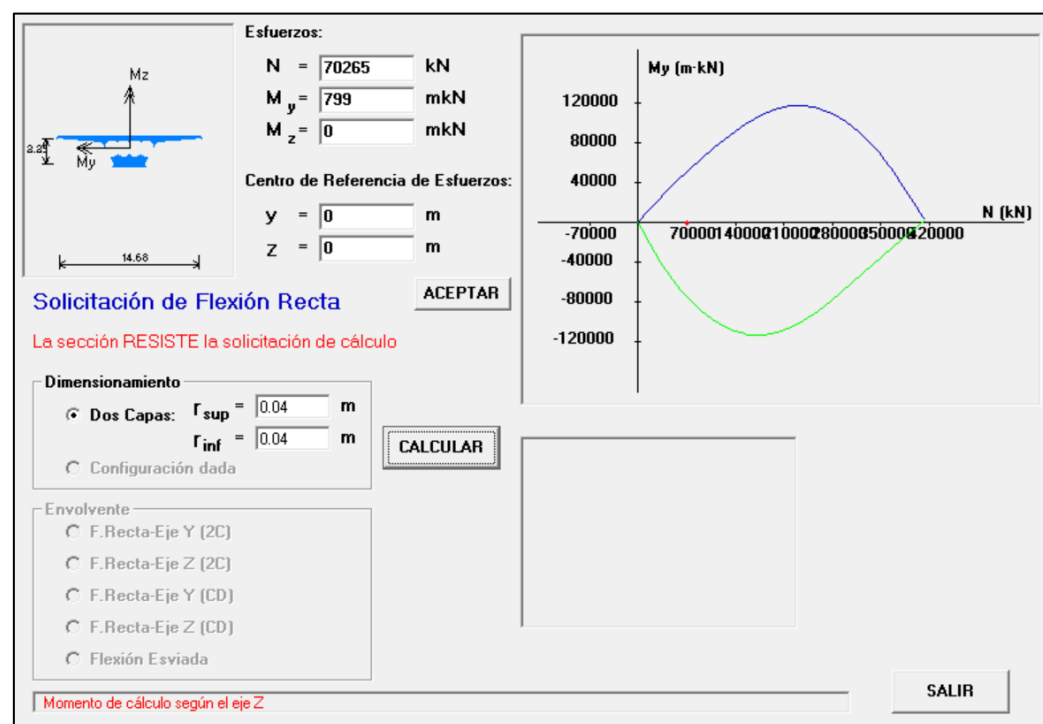


Figura 89. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 45 m.

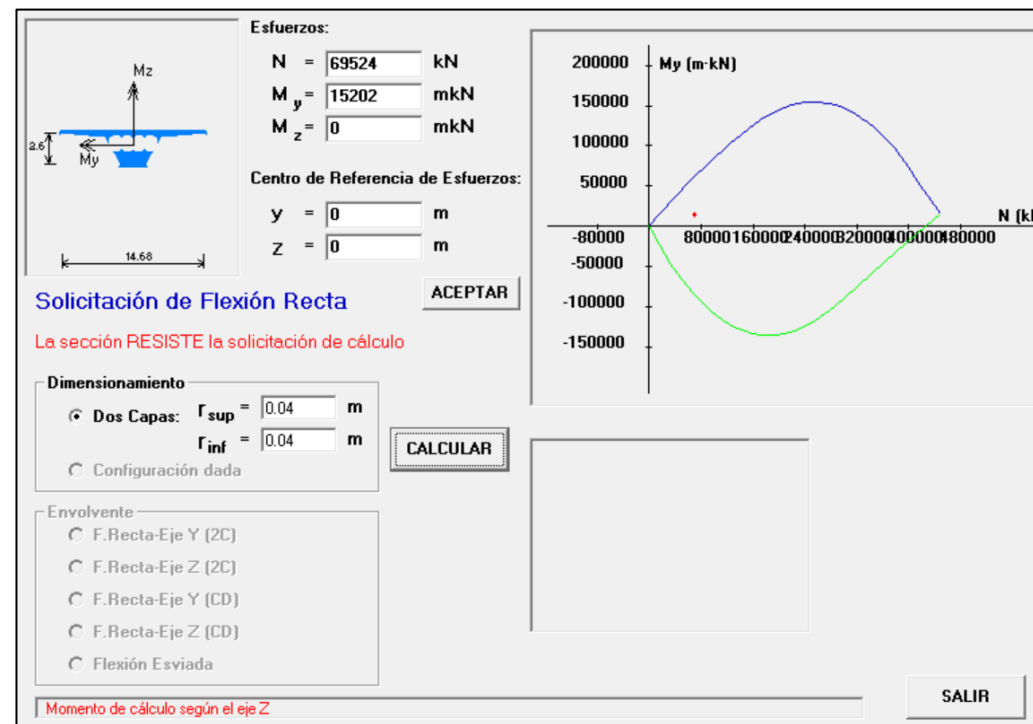


Figura 91. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 50 m.

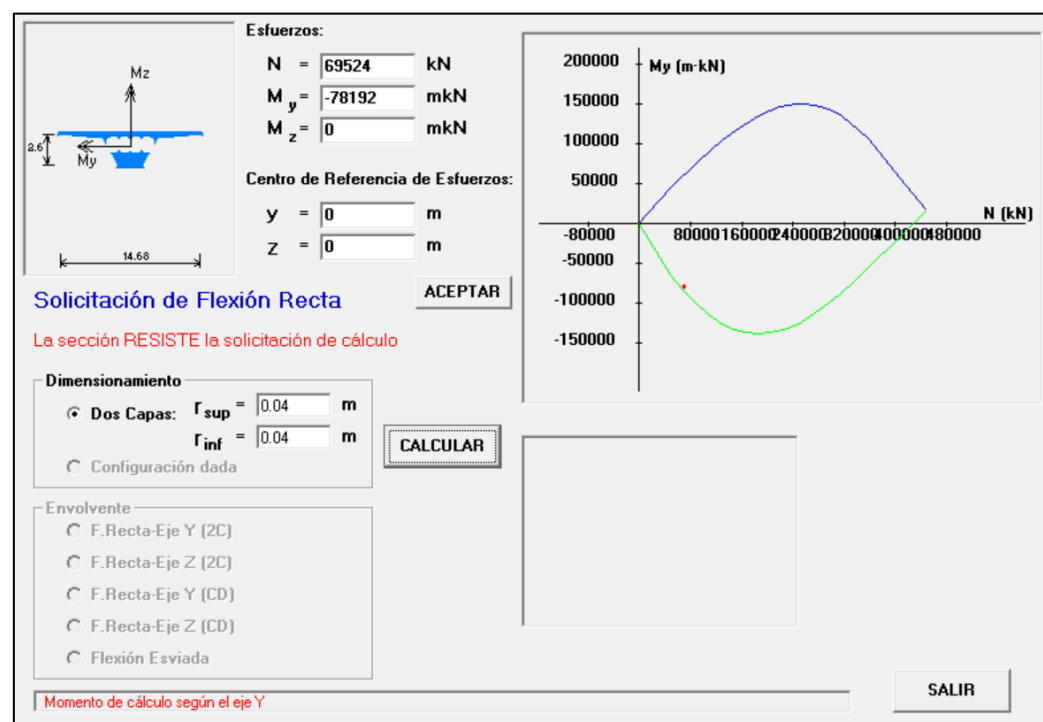


Figura 92. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 50 m.

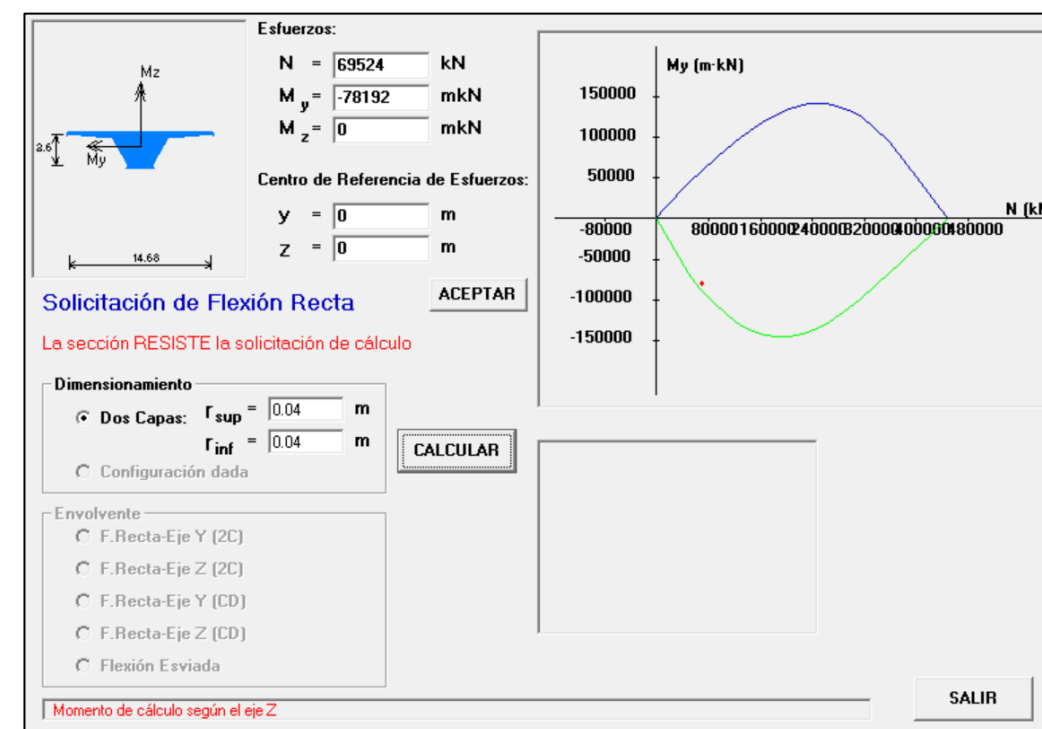


Figura 94. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección x = 50 m.

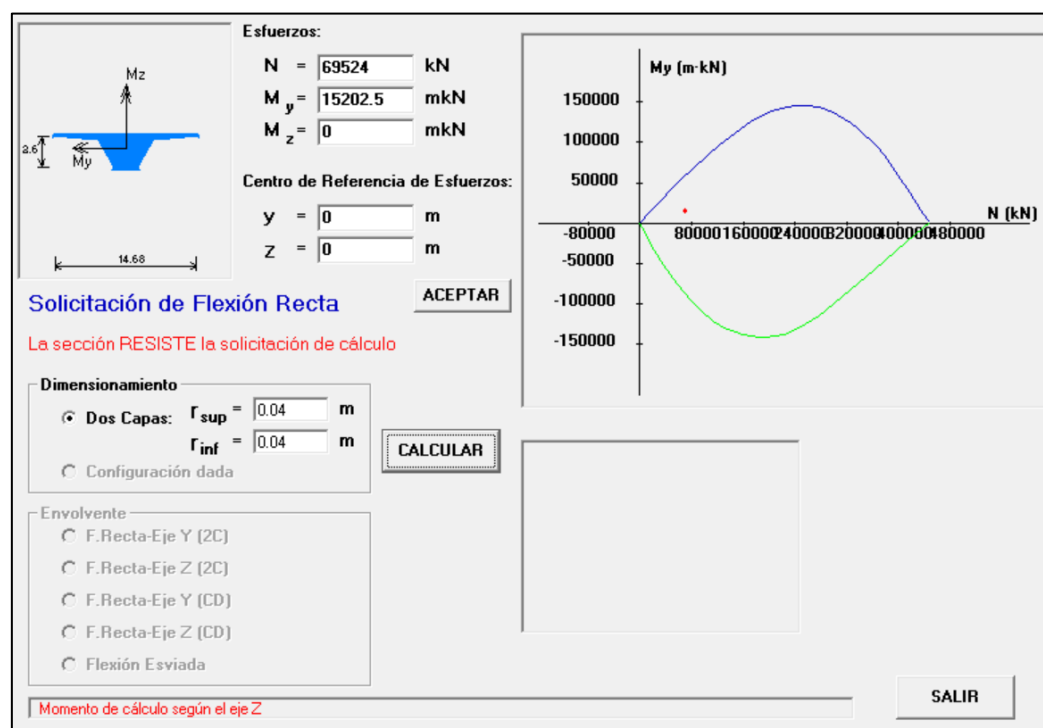


Figura 93. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección x = 50 m.

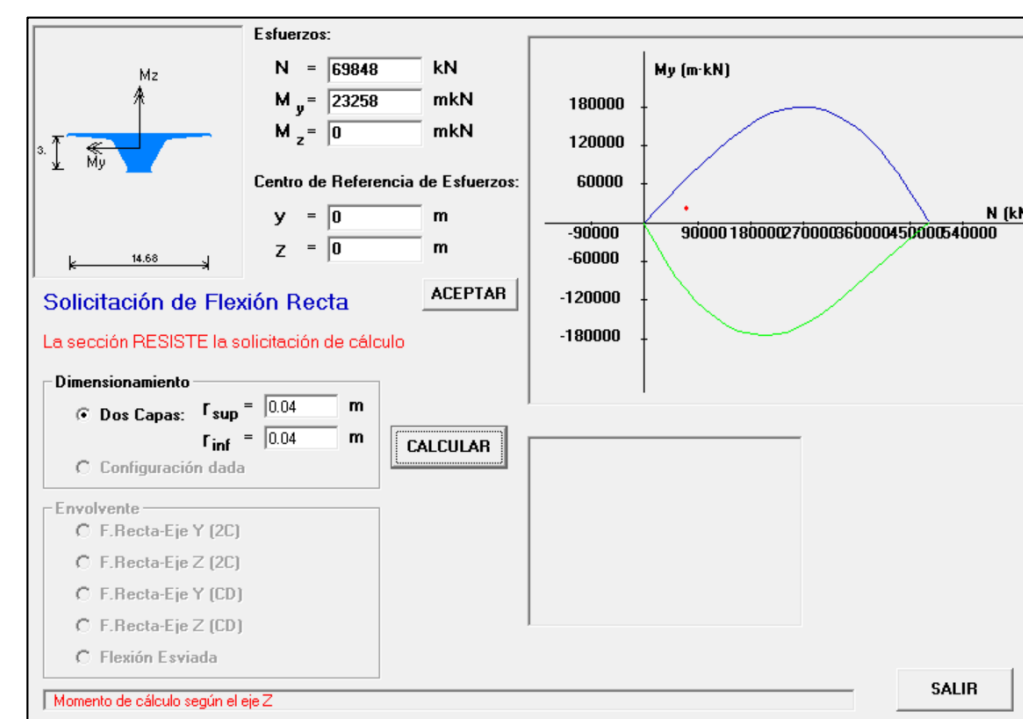


Figura 95. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección x = 54 m.

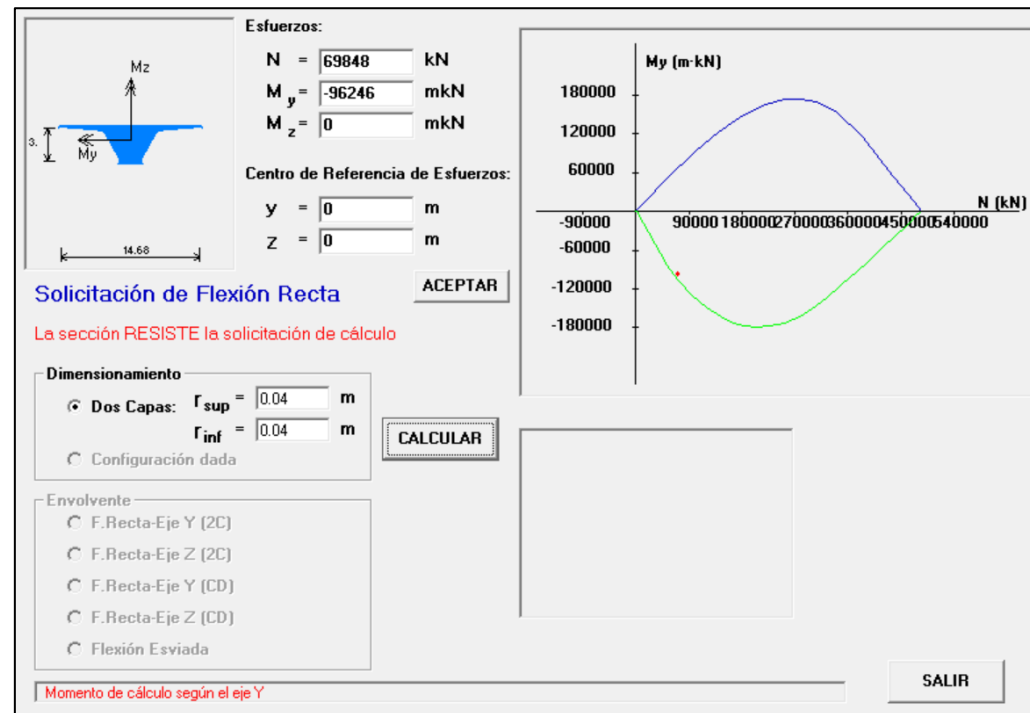


Figura 96. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 54$ m.

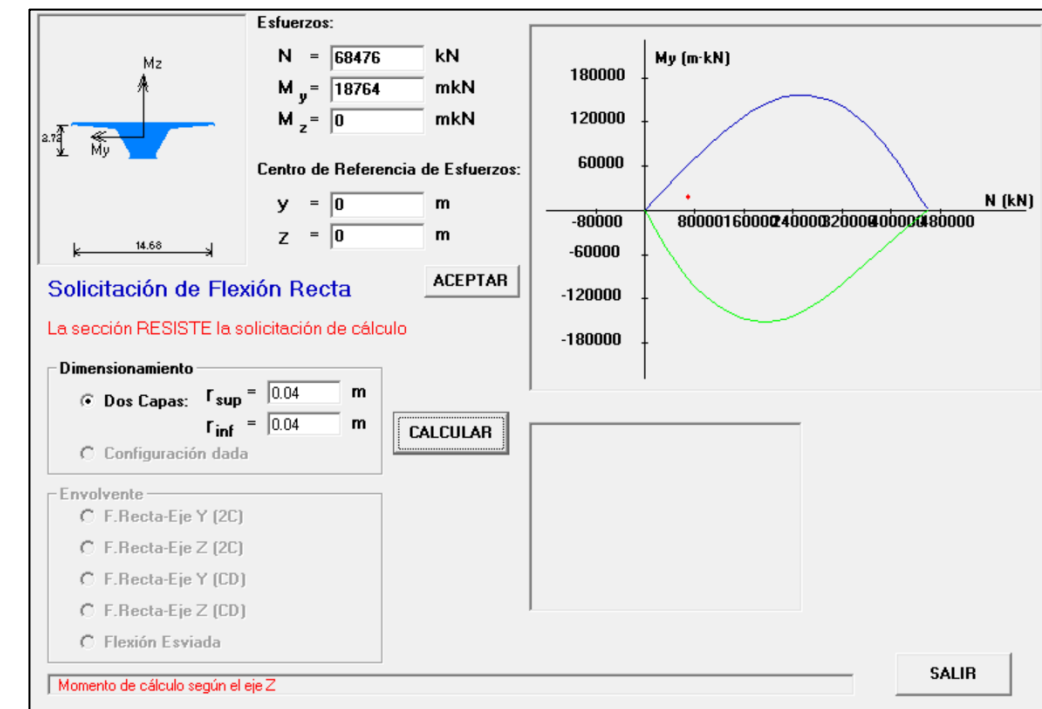


Figura 97. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 60$ m.

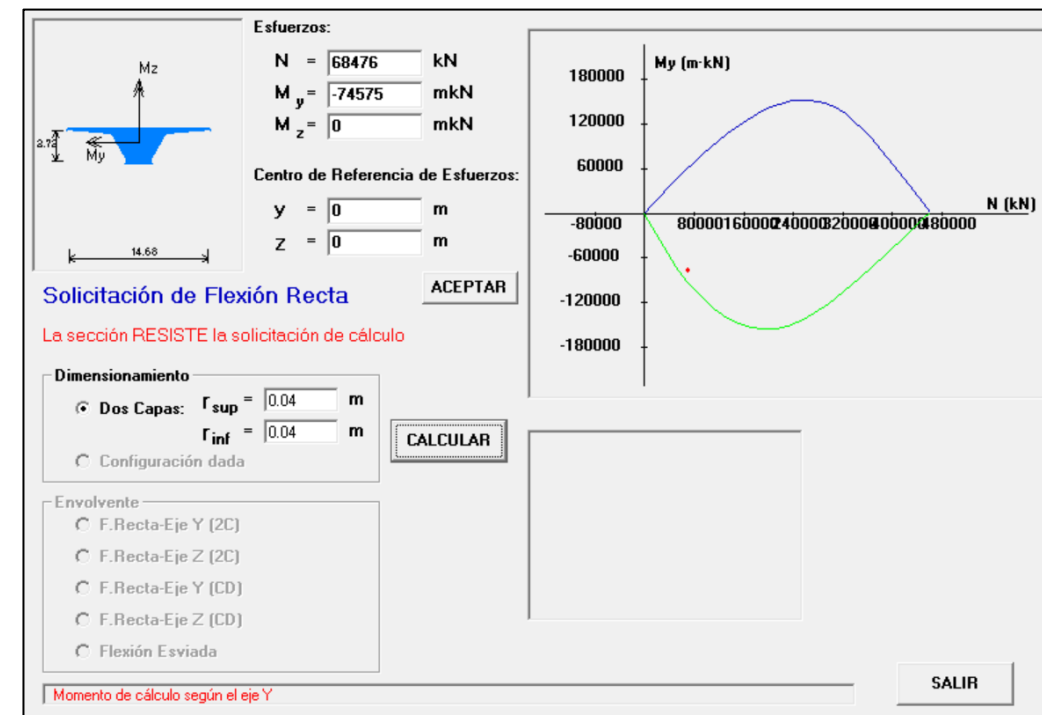


Figura 98. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 60$ m.

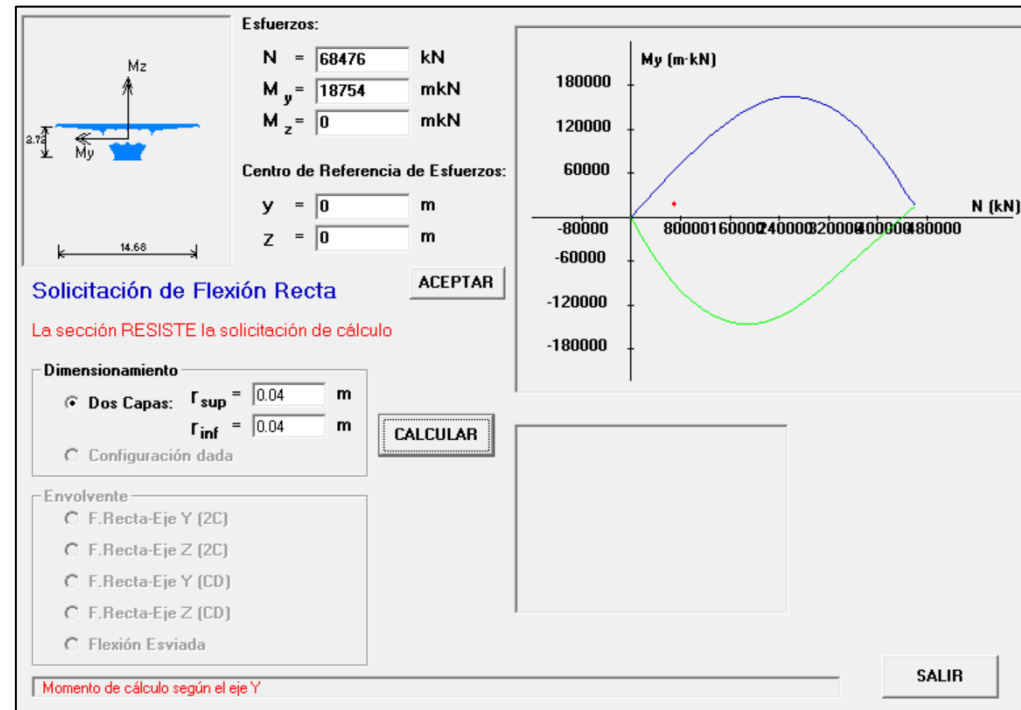


Figura 99. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60$ m.

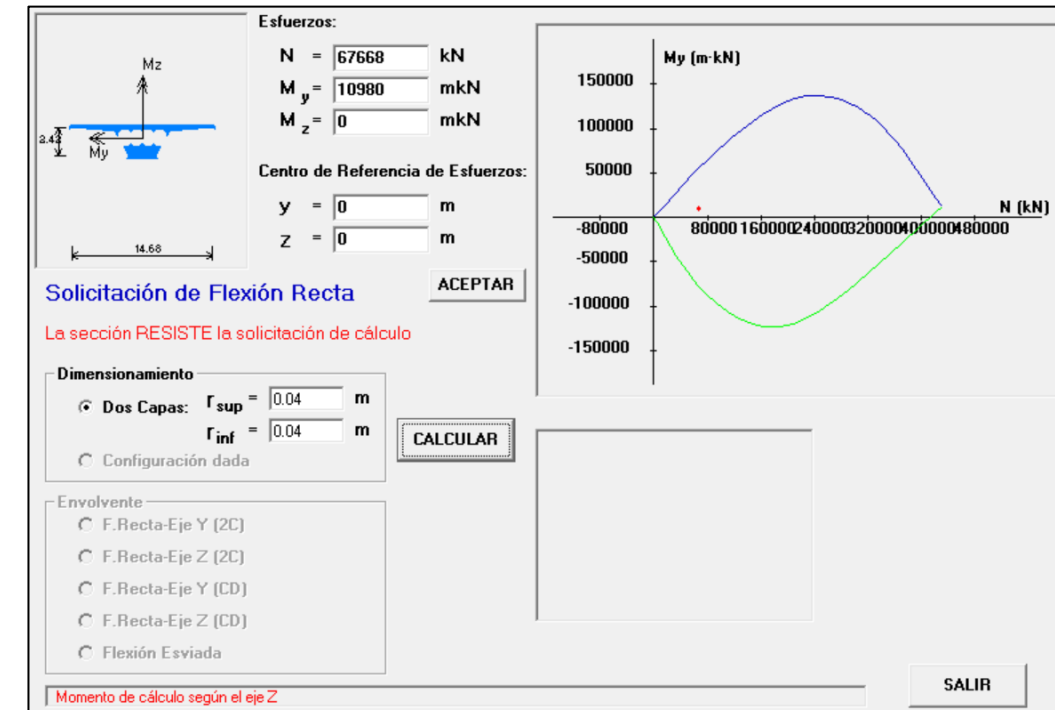


Figura 101. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.

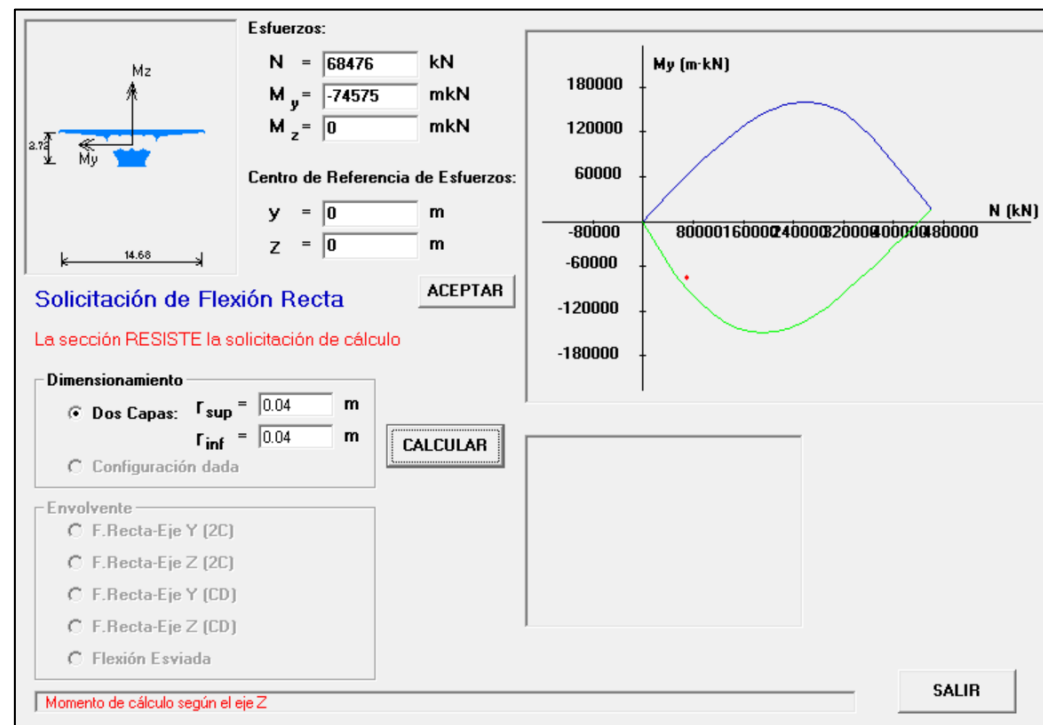


Figura 100. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 60$ m.

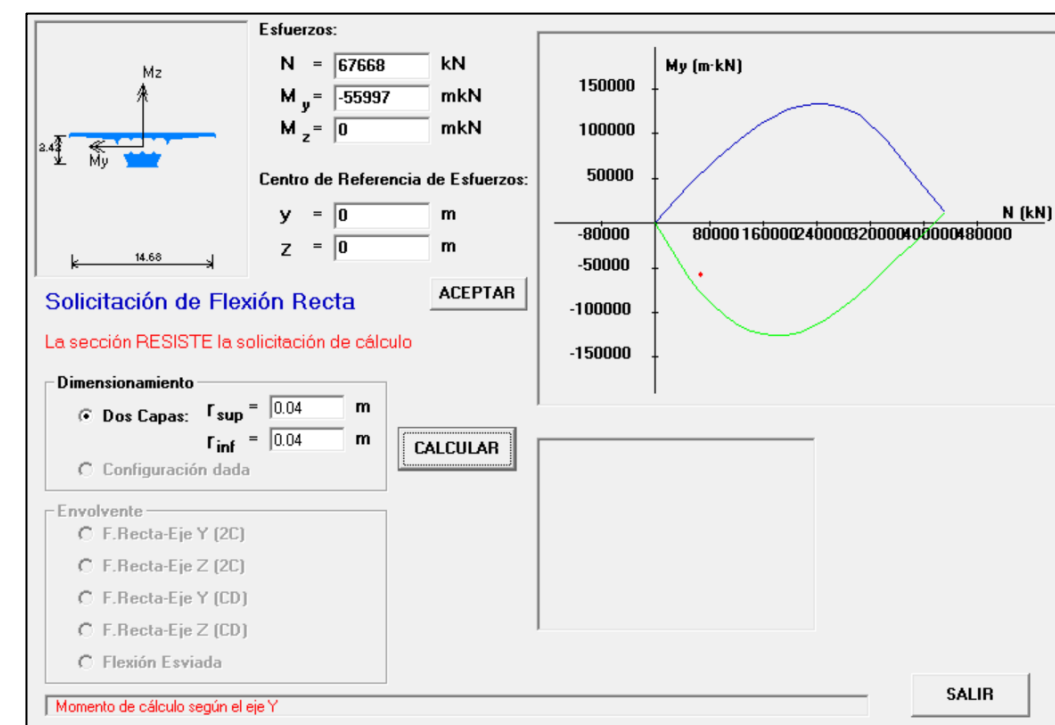


Figura 102. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.

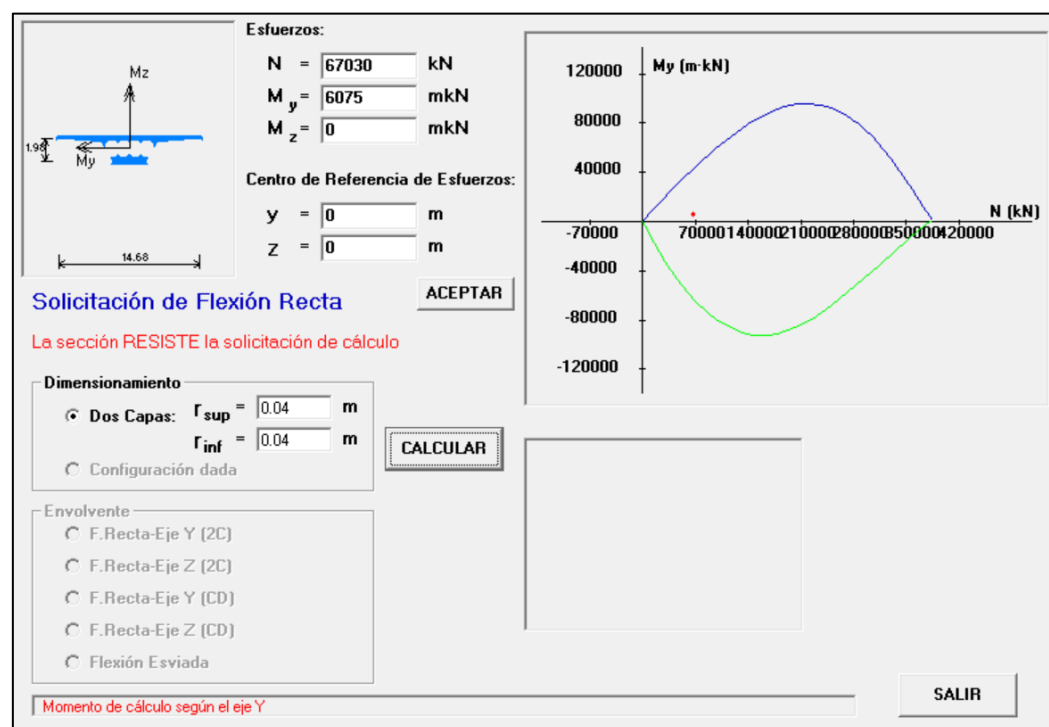


Figura 103. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 67.5$ m.

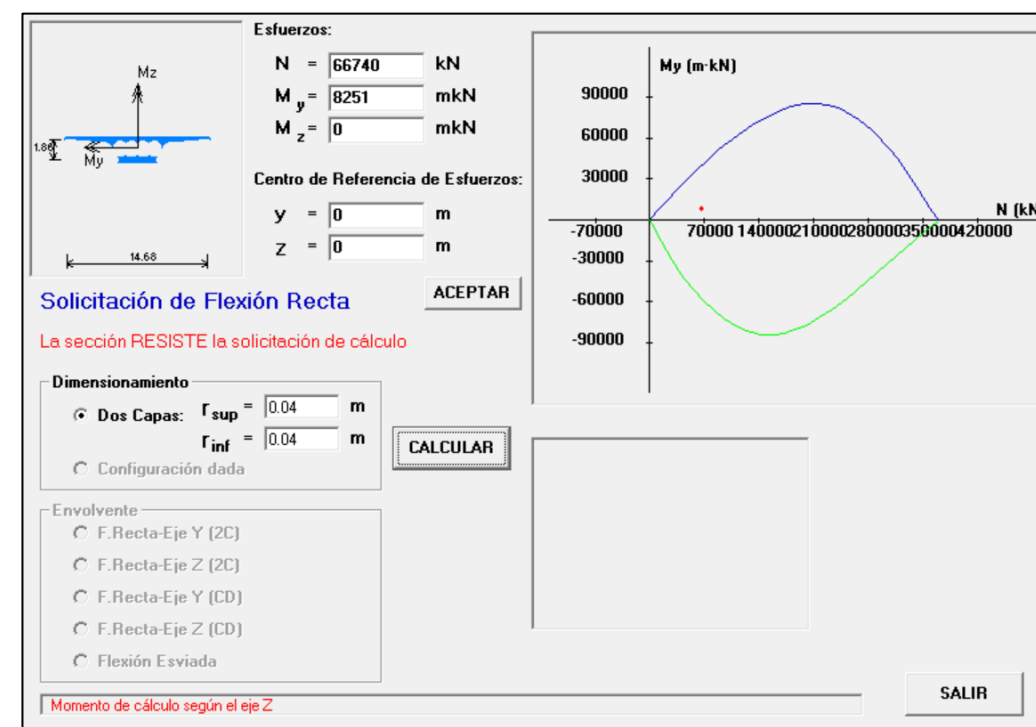


Figura 105. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 70$ m.

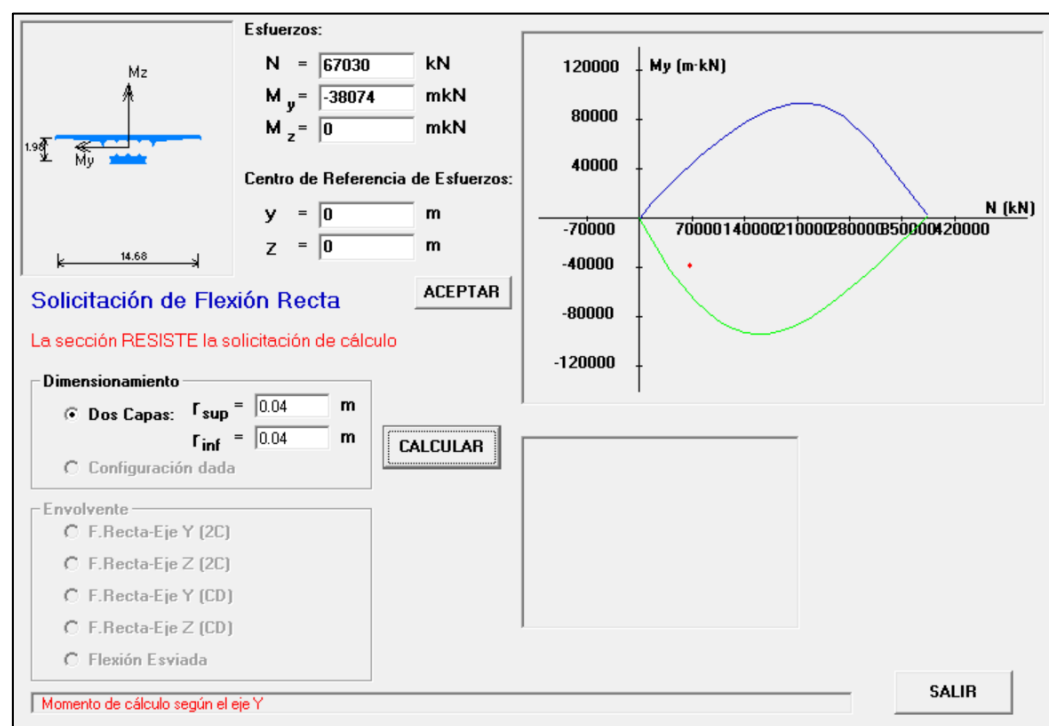


Figura 104. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 67.5$ m.

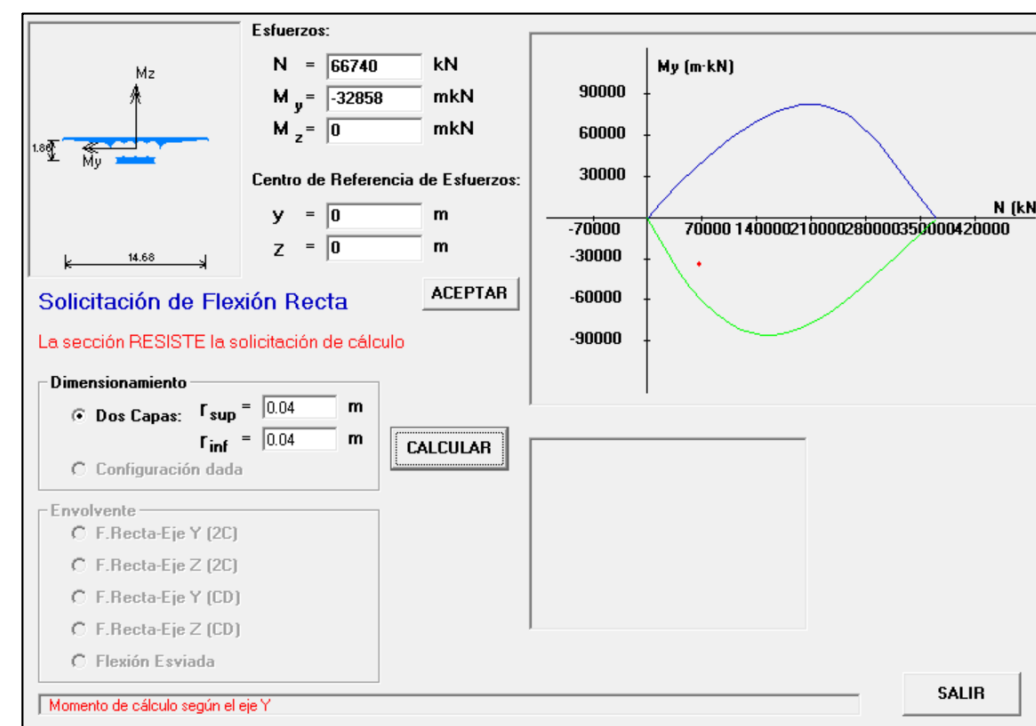


Figura 106. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 70$ m.

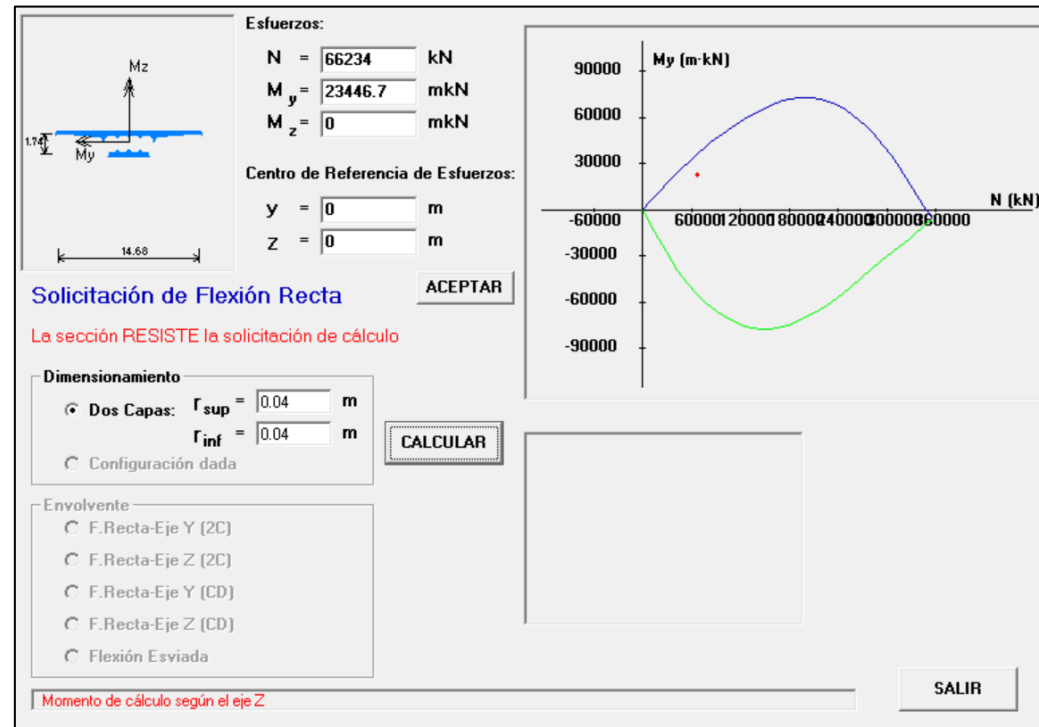


Figura 107. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 75 m.

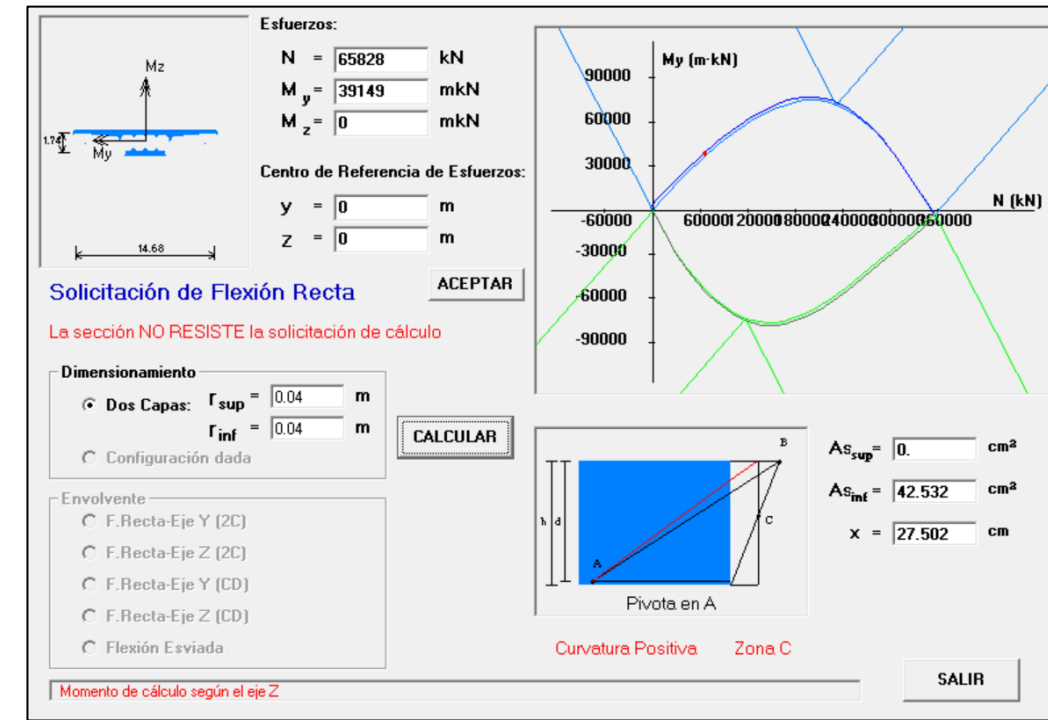


Figura 109. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 80.5 m.

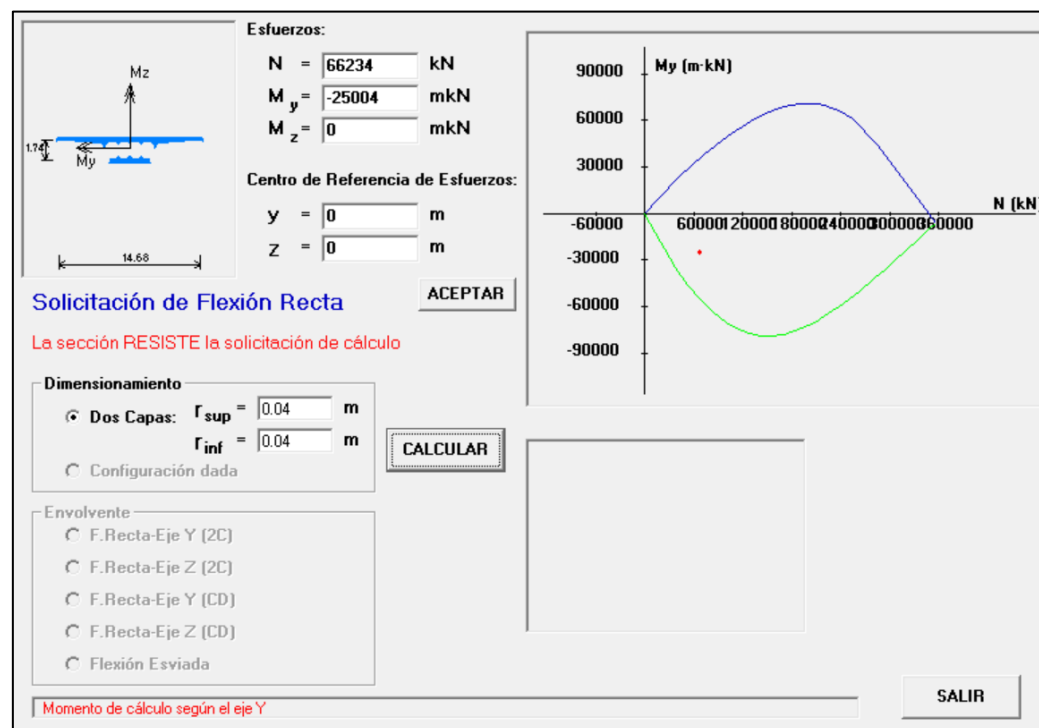


Figura 108. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 75 m.

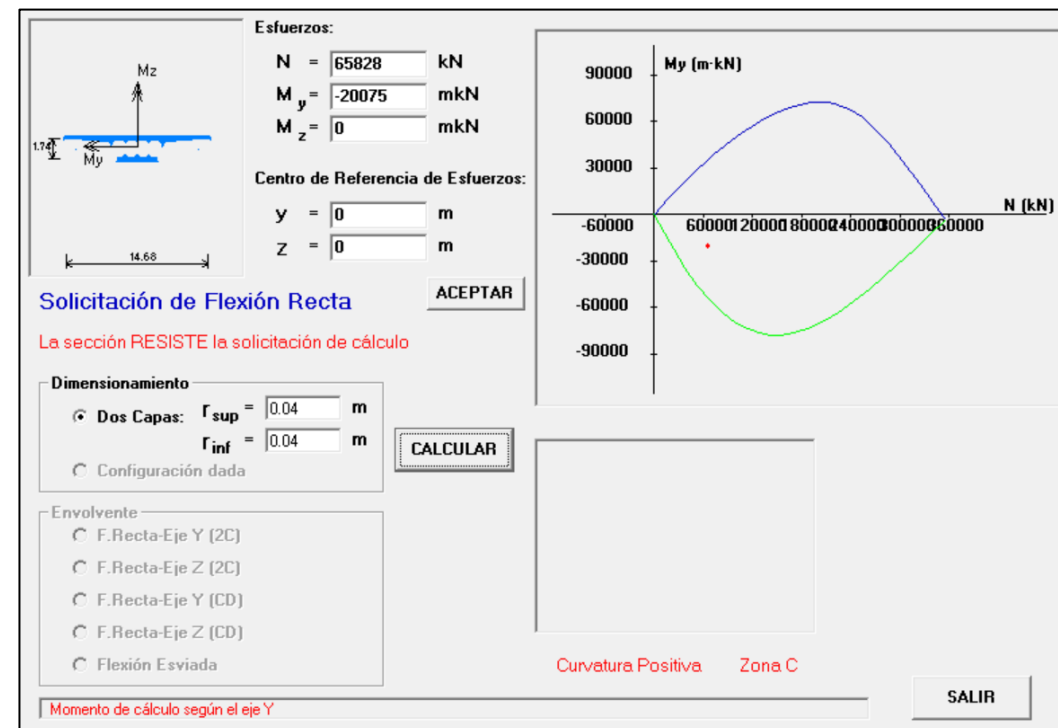


Figura 110. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 80.5 m.

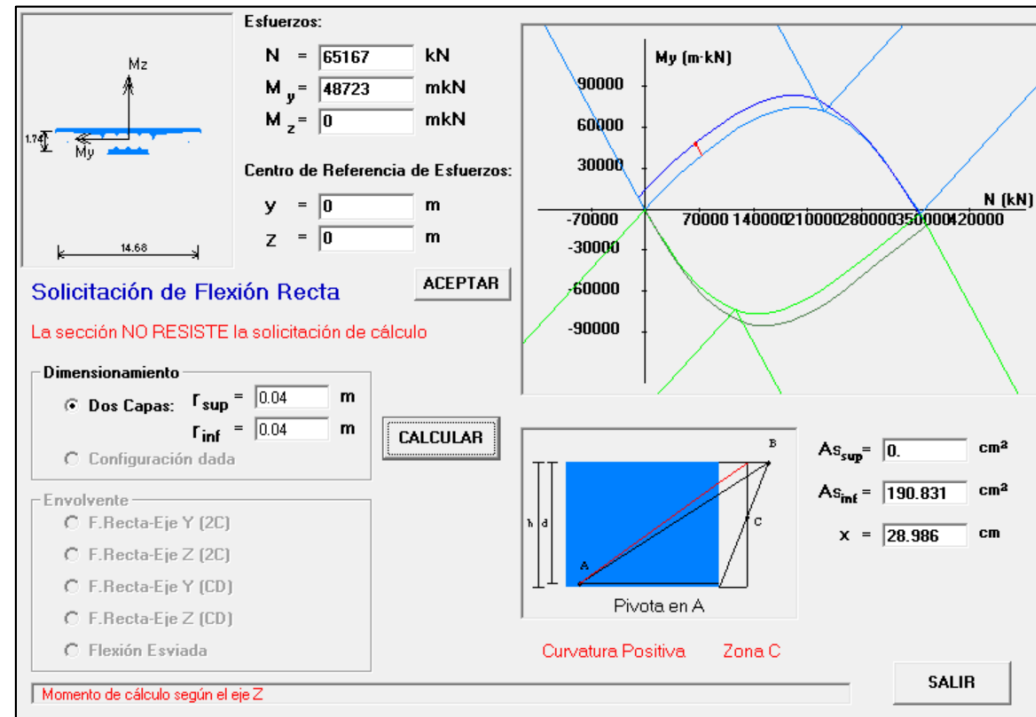


Figura 111. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.

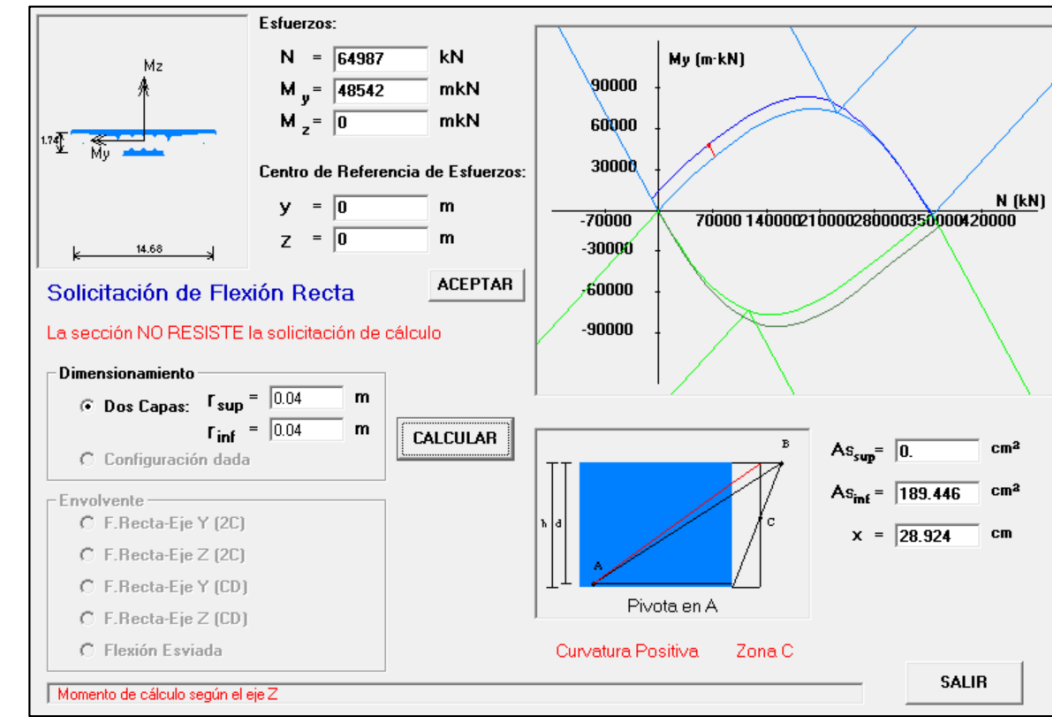


Figura 113. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 90$ m.

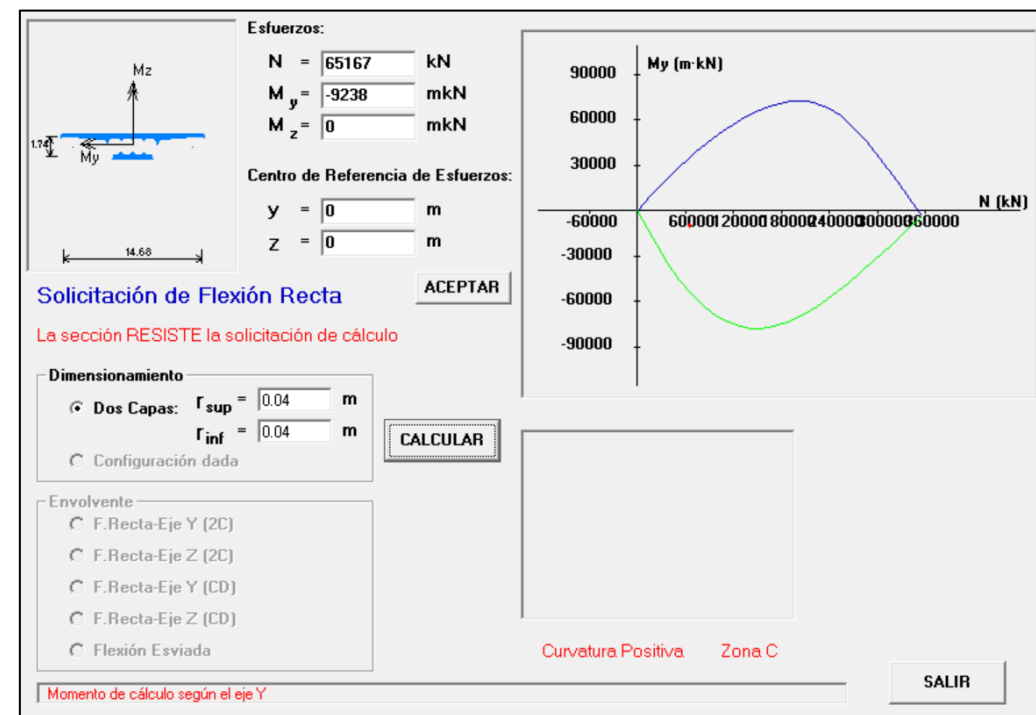


Figura 112. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.

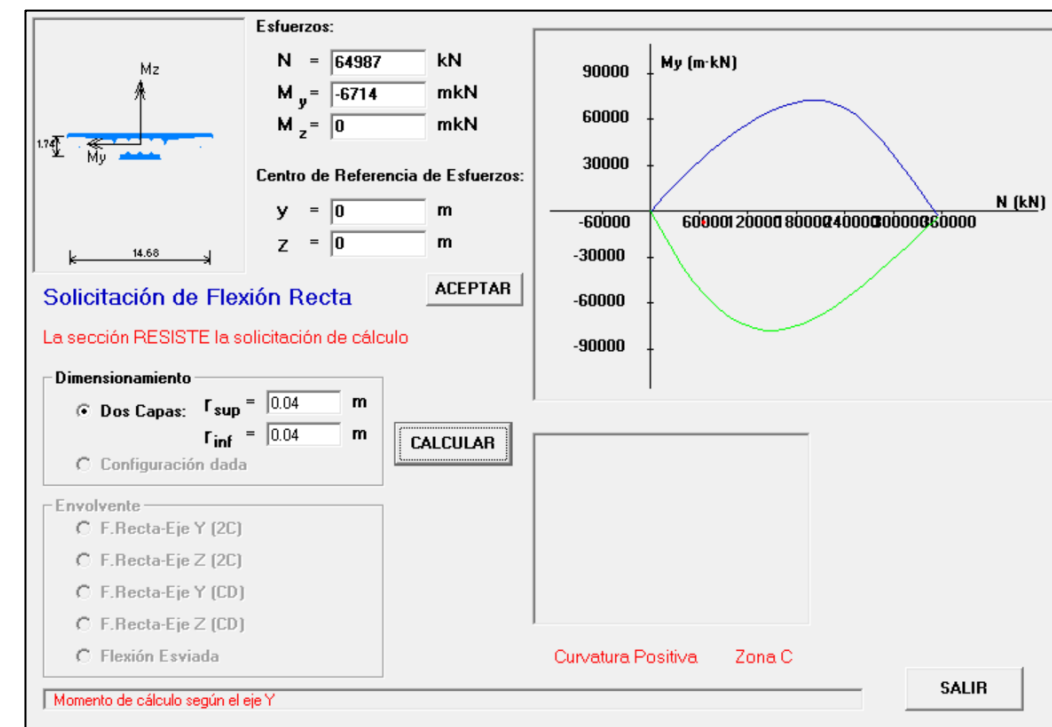


Figura 114. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 90$ m.

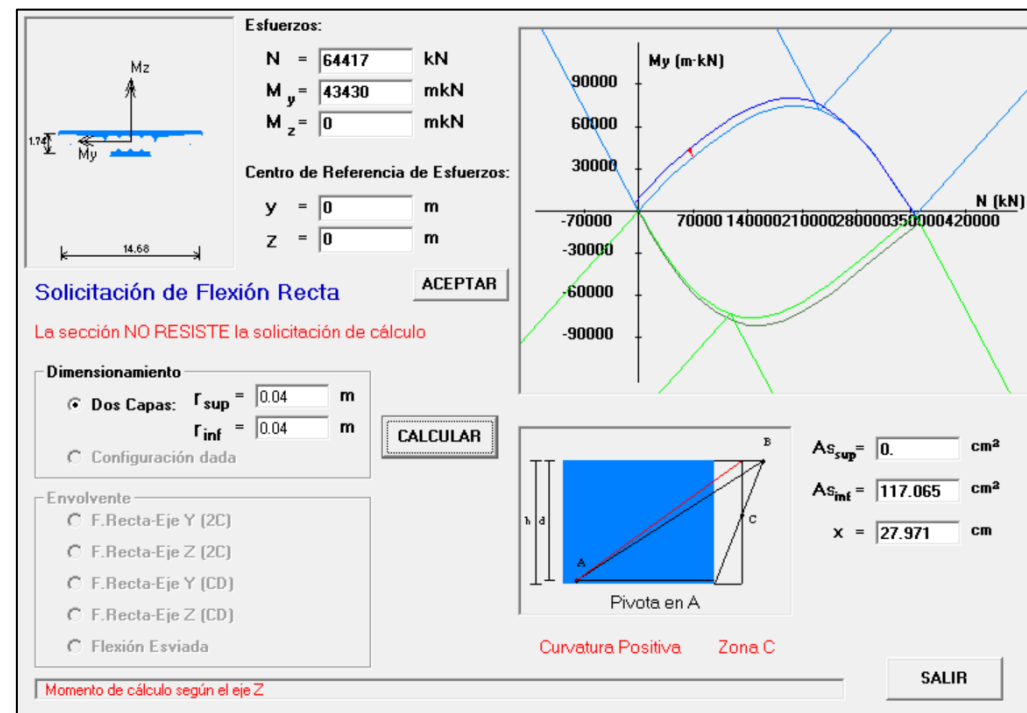


Figura 115. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 95 m.

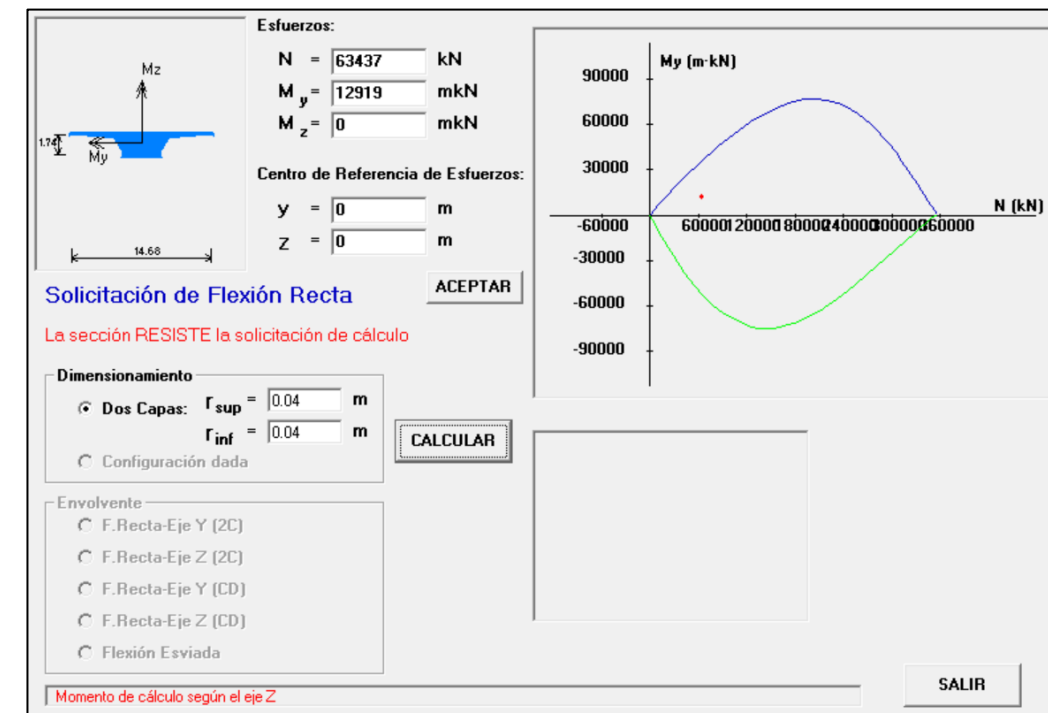


Figura 117. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 100 m.

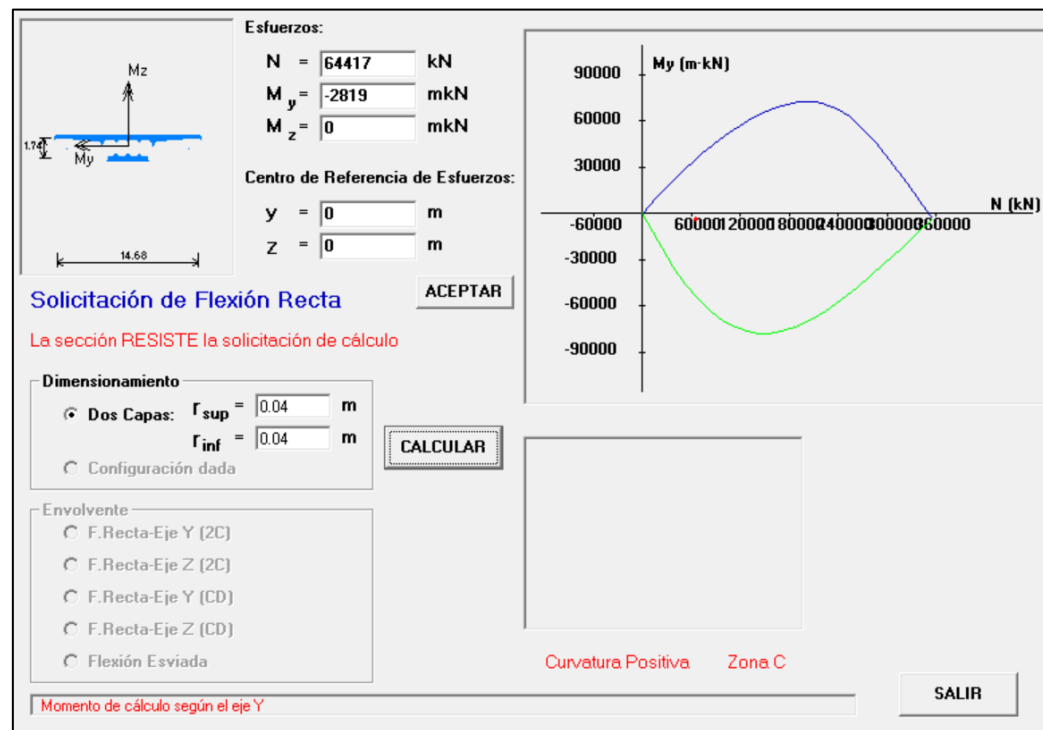


Figura 116. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada x = 95 m.

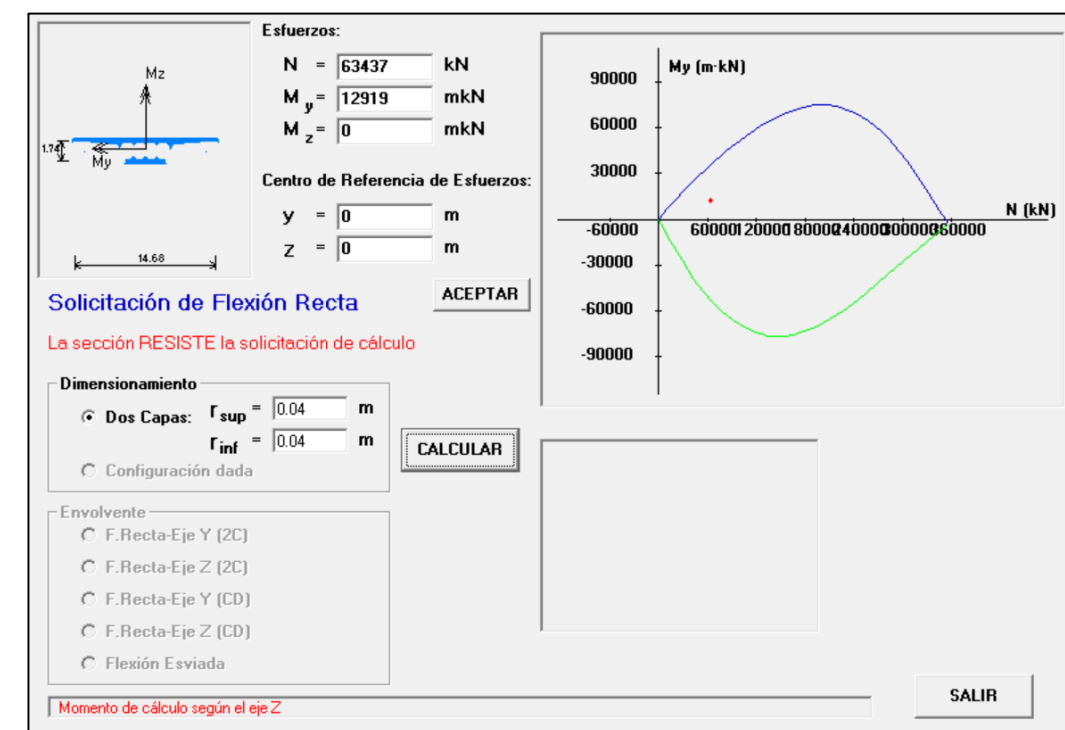


Figura 118. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 100 m.

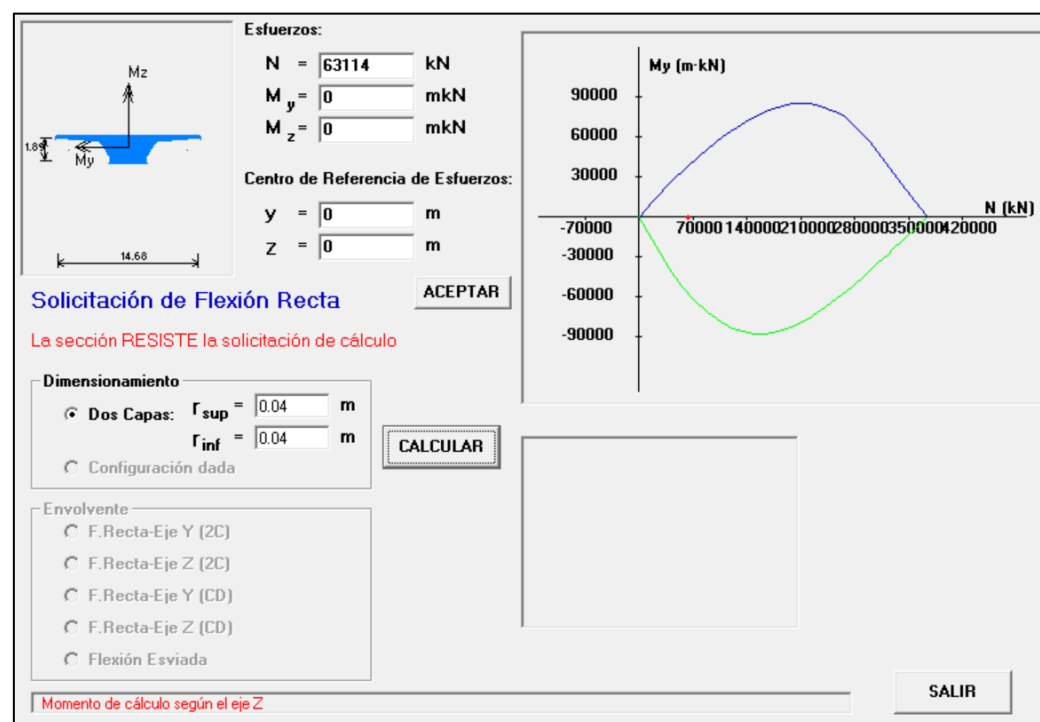


Figura 119. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo en la sección $x = 108$ m.

6.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA PARA LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA FASE CONSTRUCTIVA

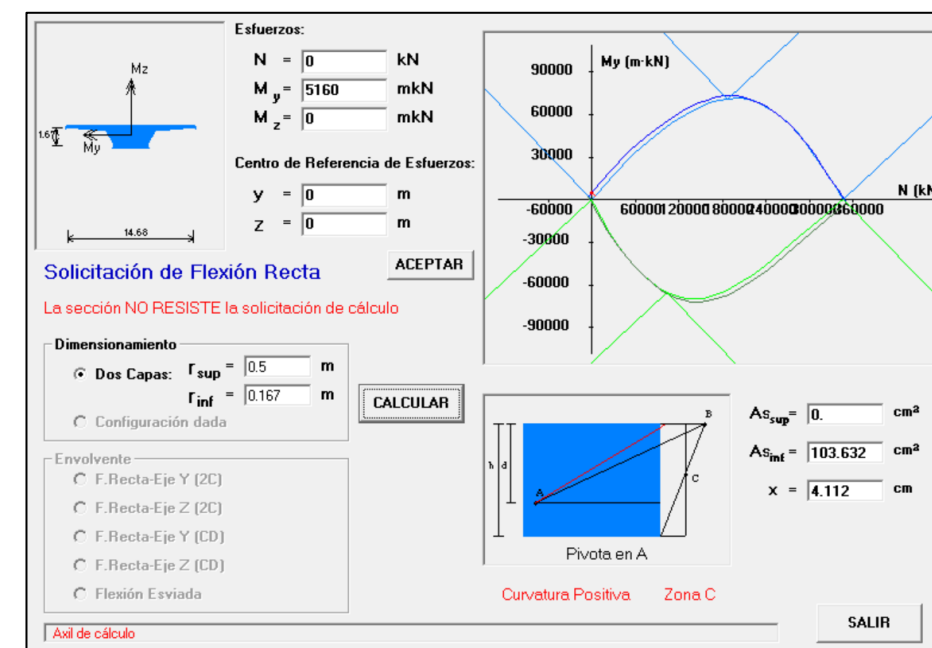


Figura 120. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 5$ m.

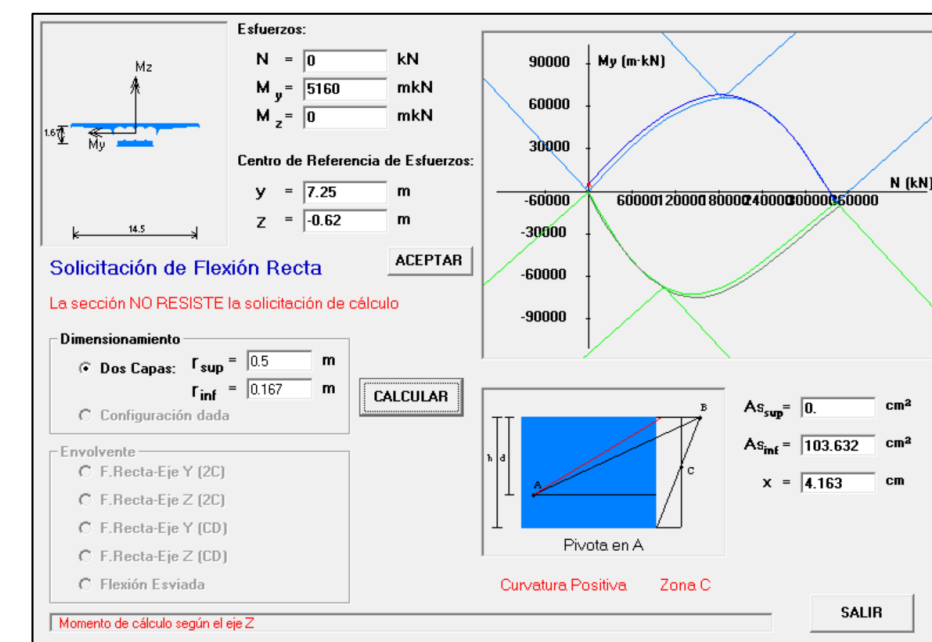


Figura 121. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 5$ m.

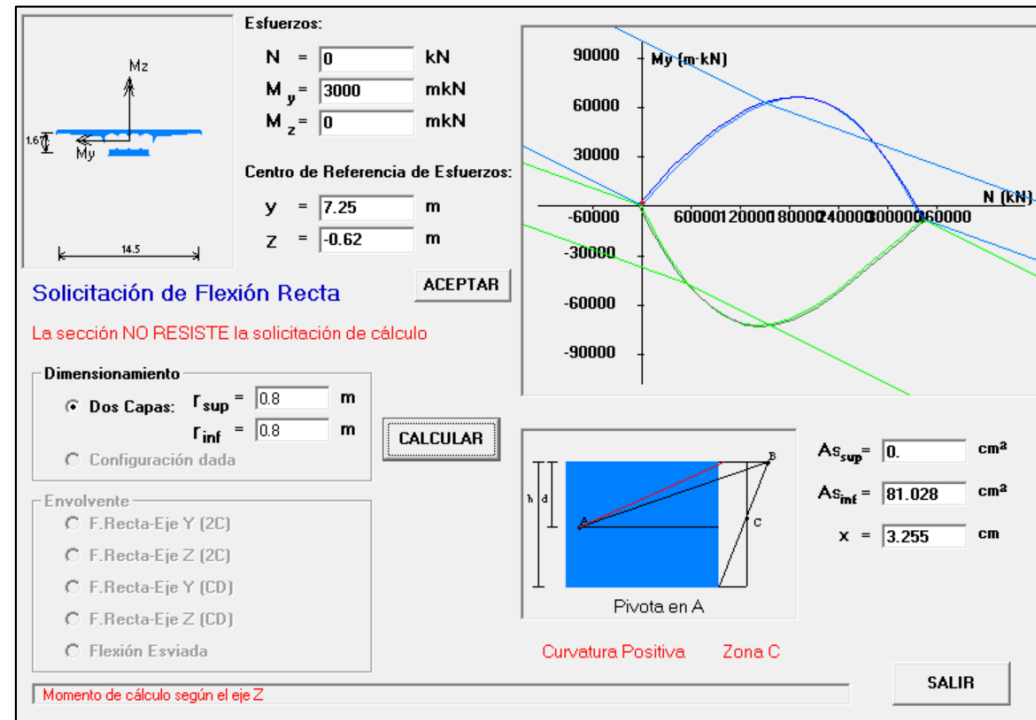


Figura 122. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 10$ m.

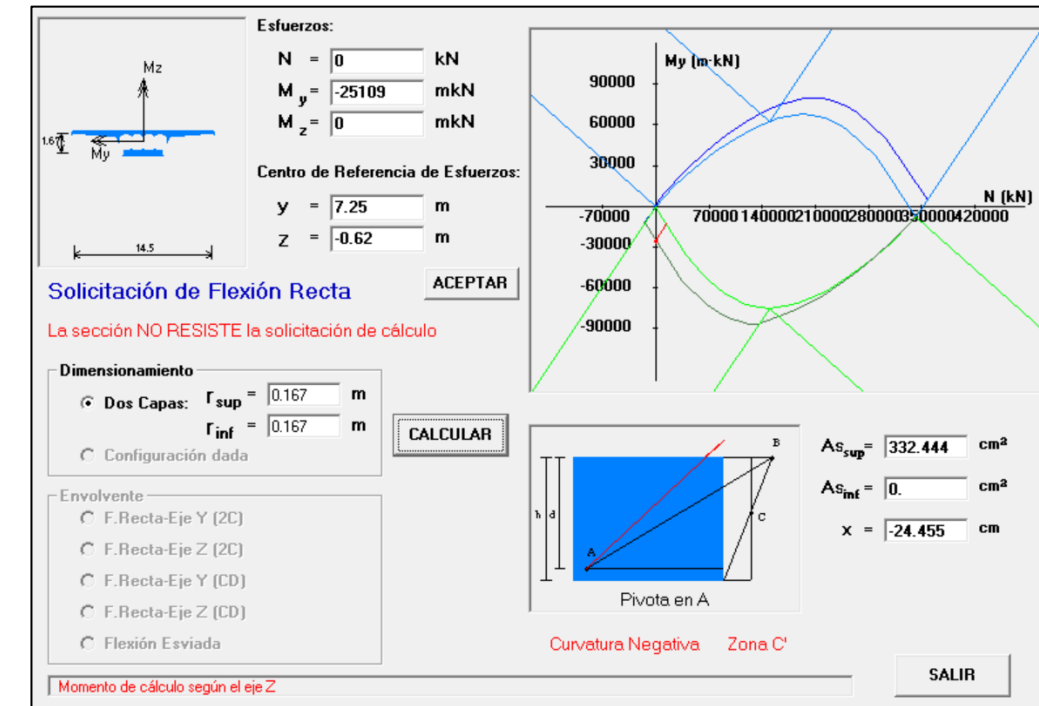


Figura 124. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 20.25$ m.

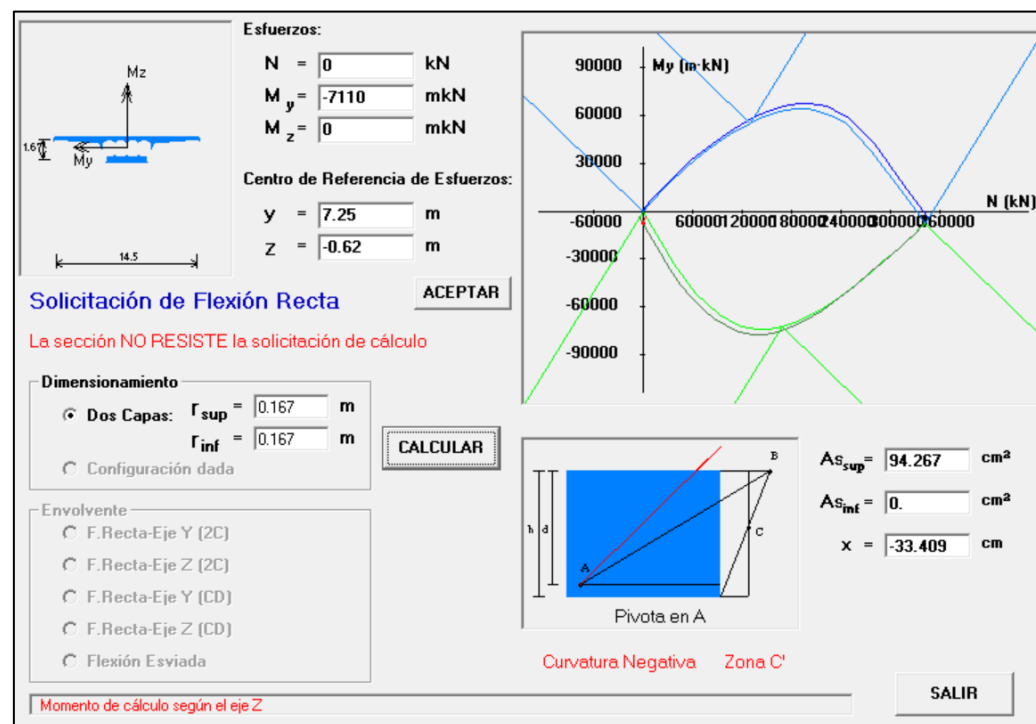


Figura 123. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 15$ m.

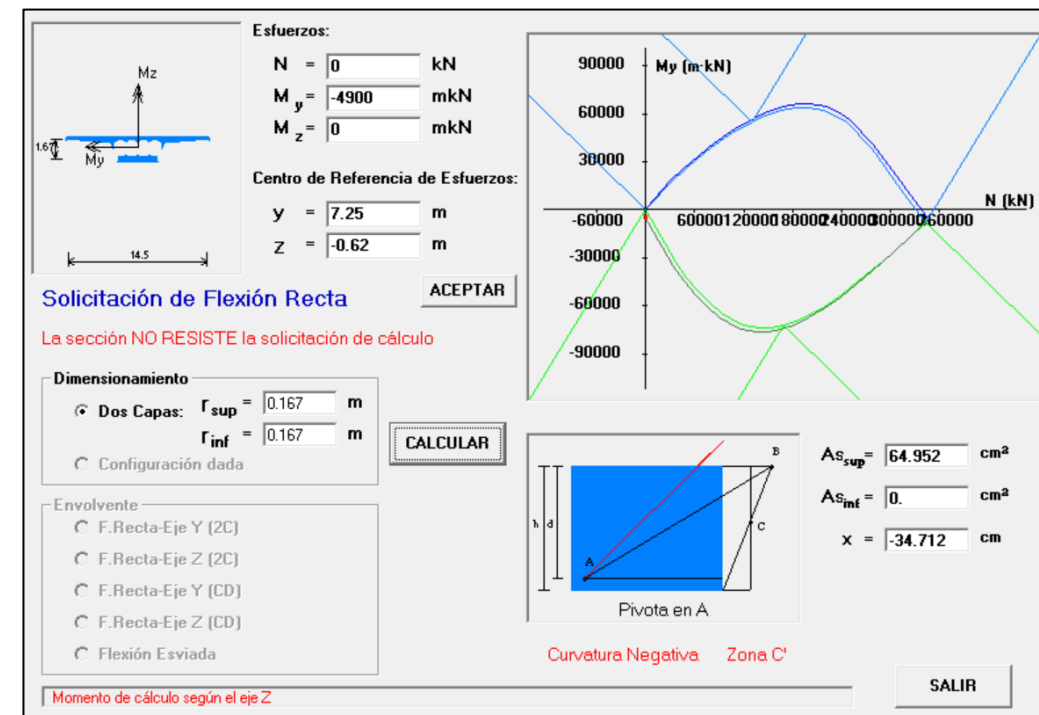


Figura 125. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 25$ m.

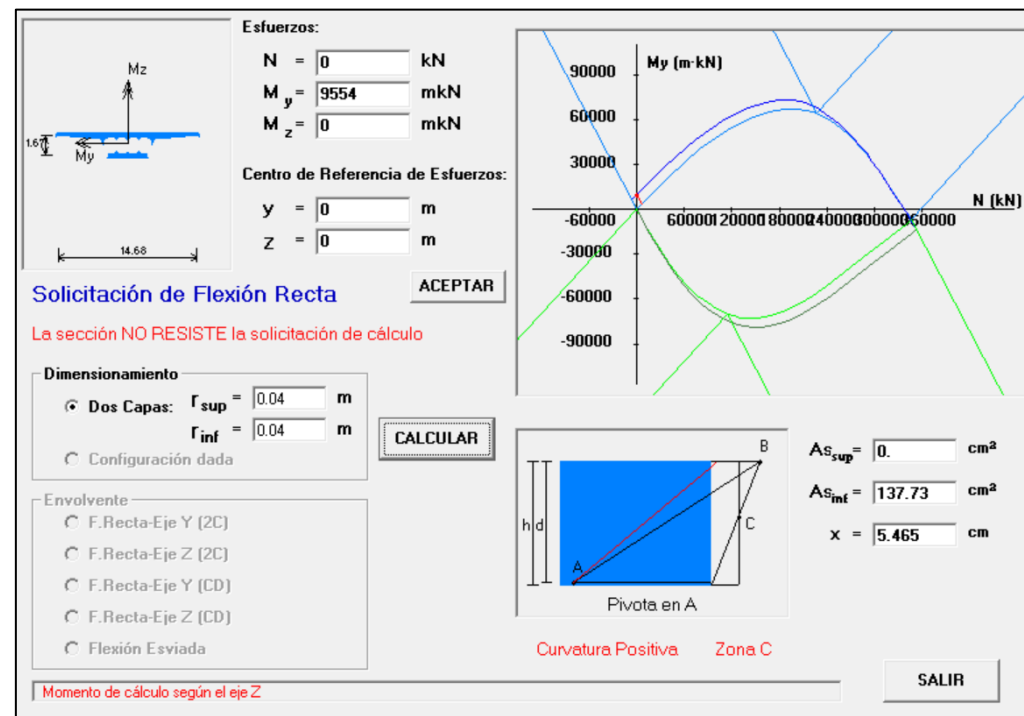


Figura 126.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 30 m.

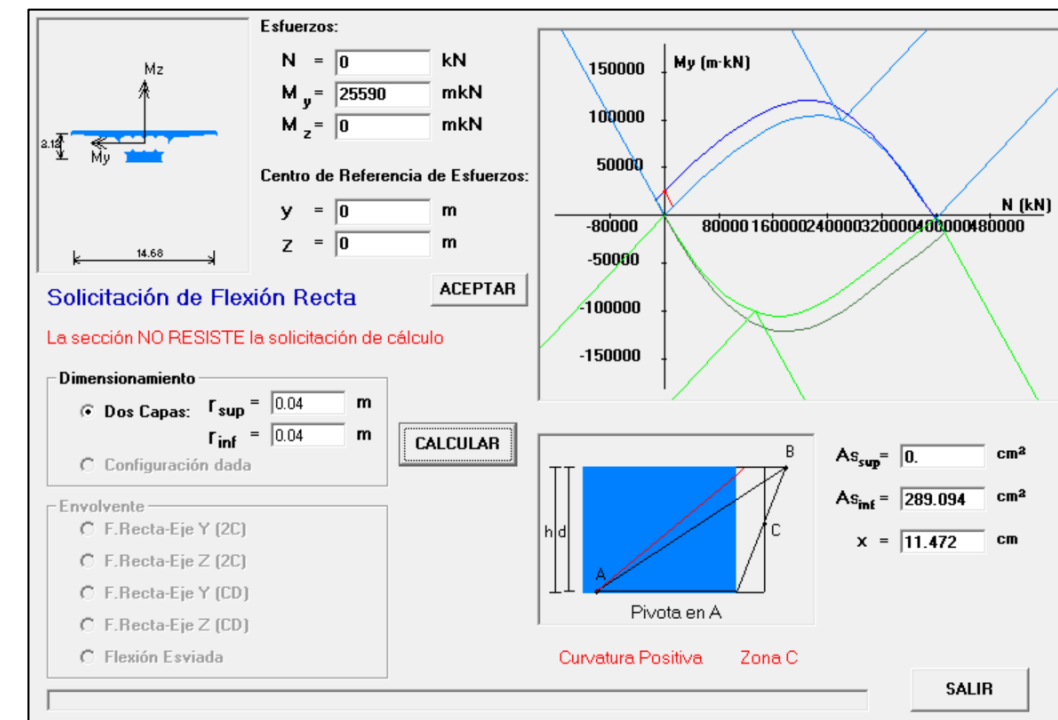


Figura 128. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 40.5 m.

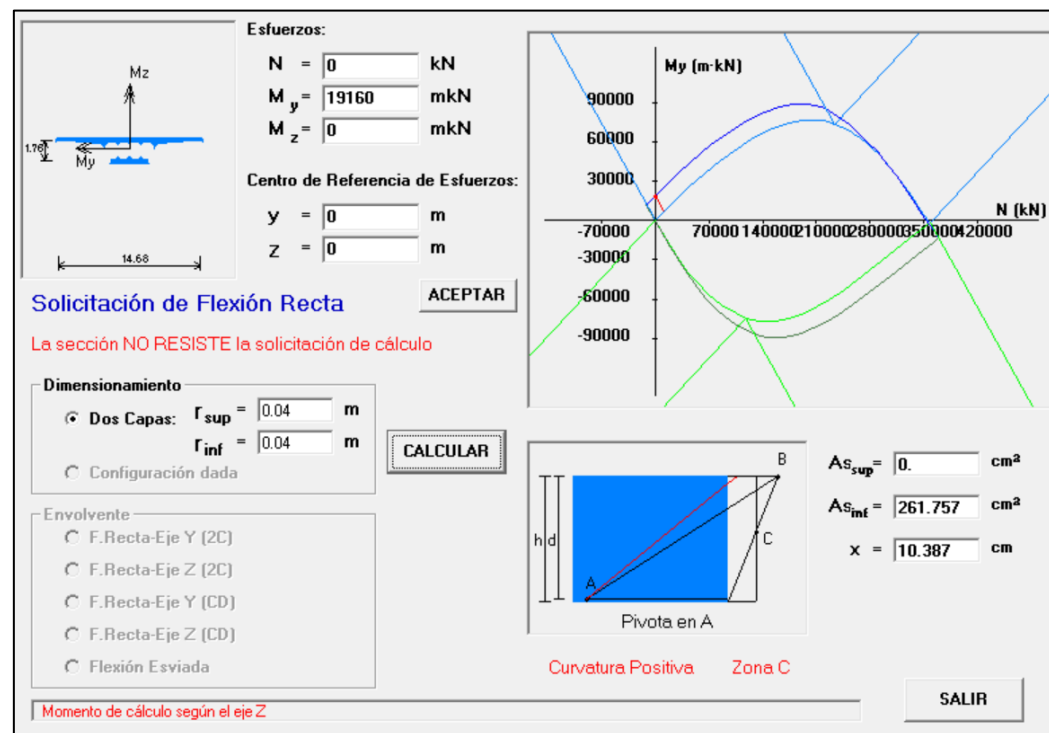


Figura 127. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 40 m.

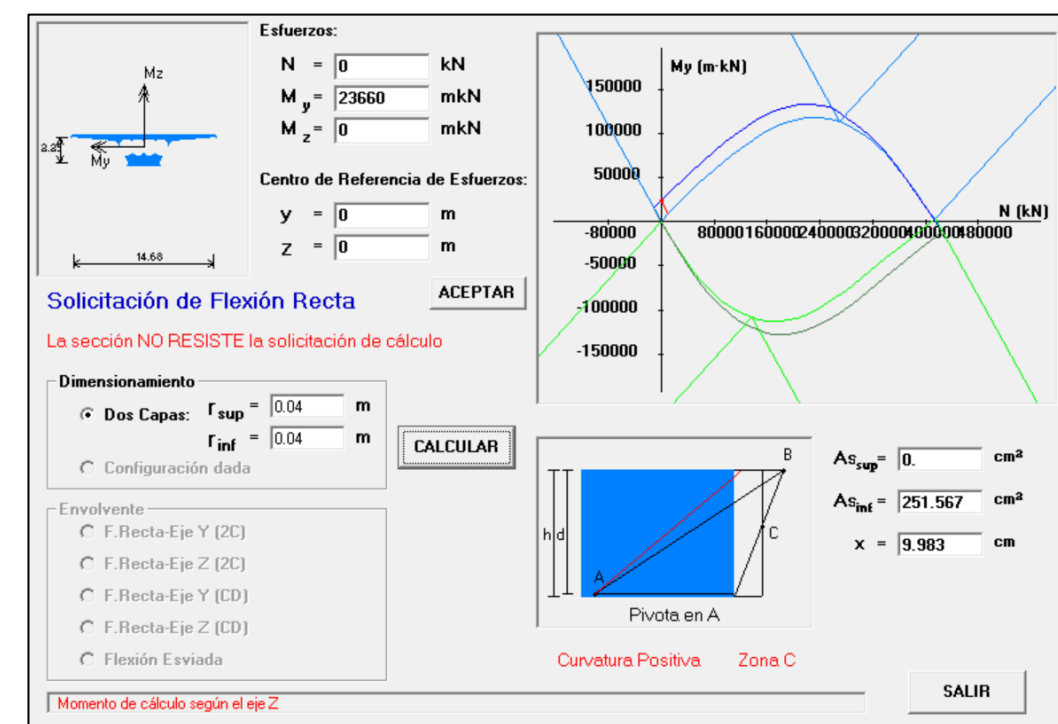


Figura 129. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada x = 45 m.

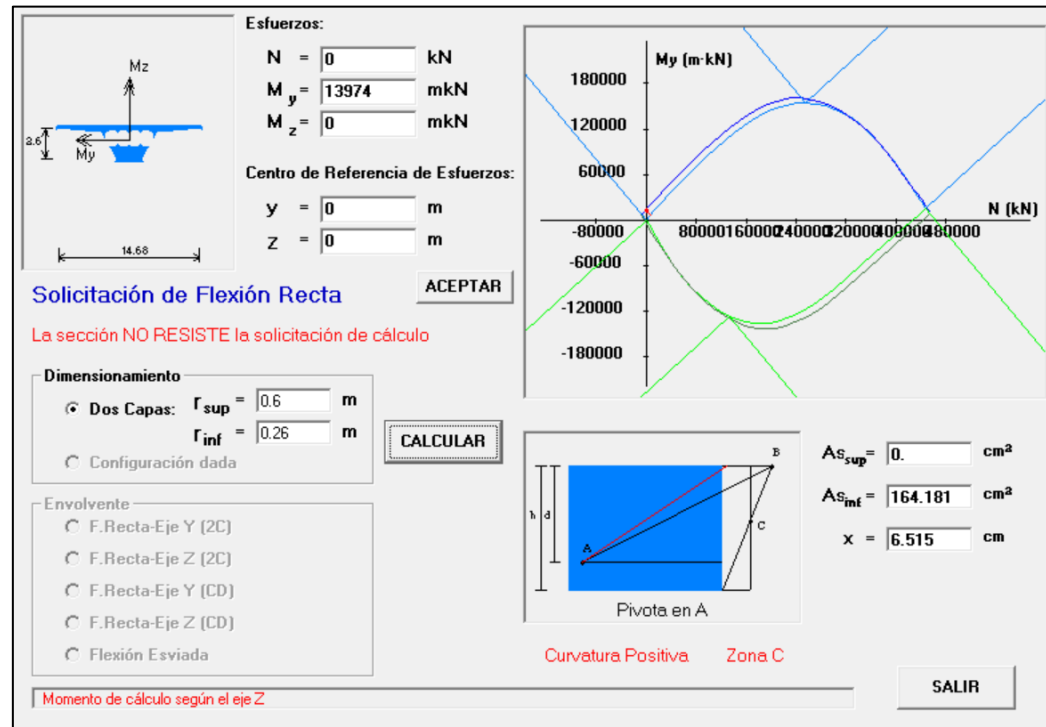


Figura 130. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 50$ m.

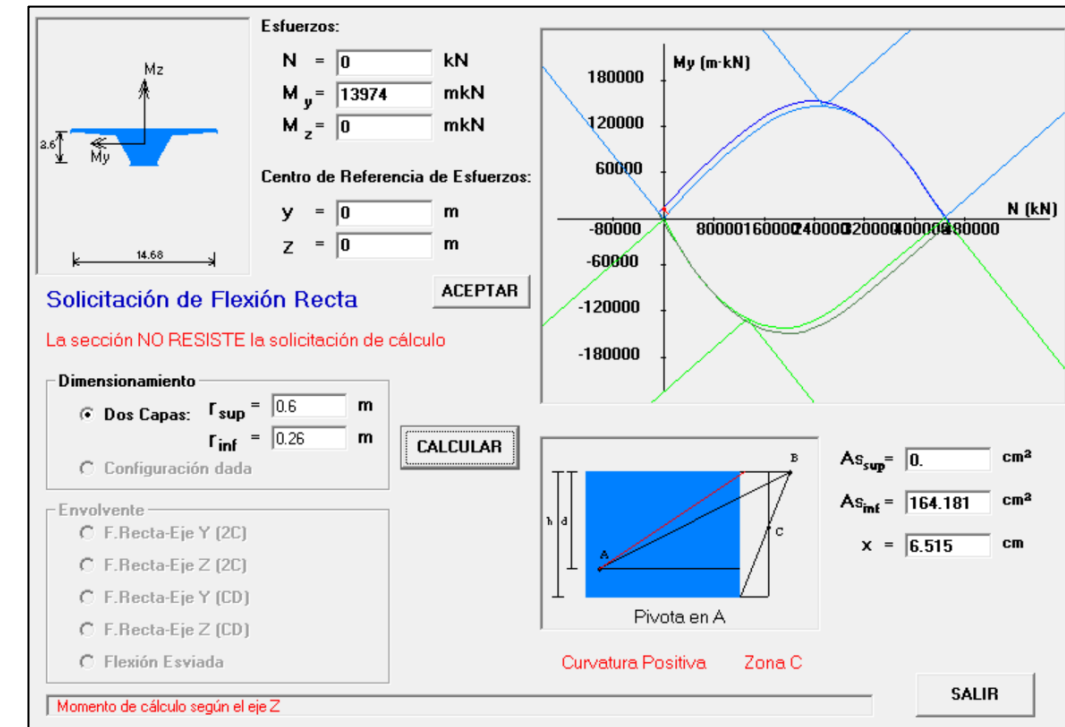


Figura 132. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 50$ m.

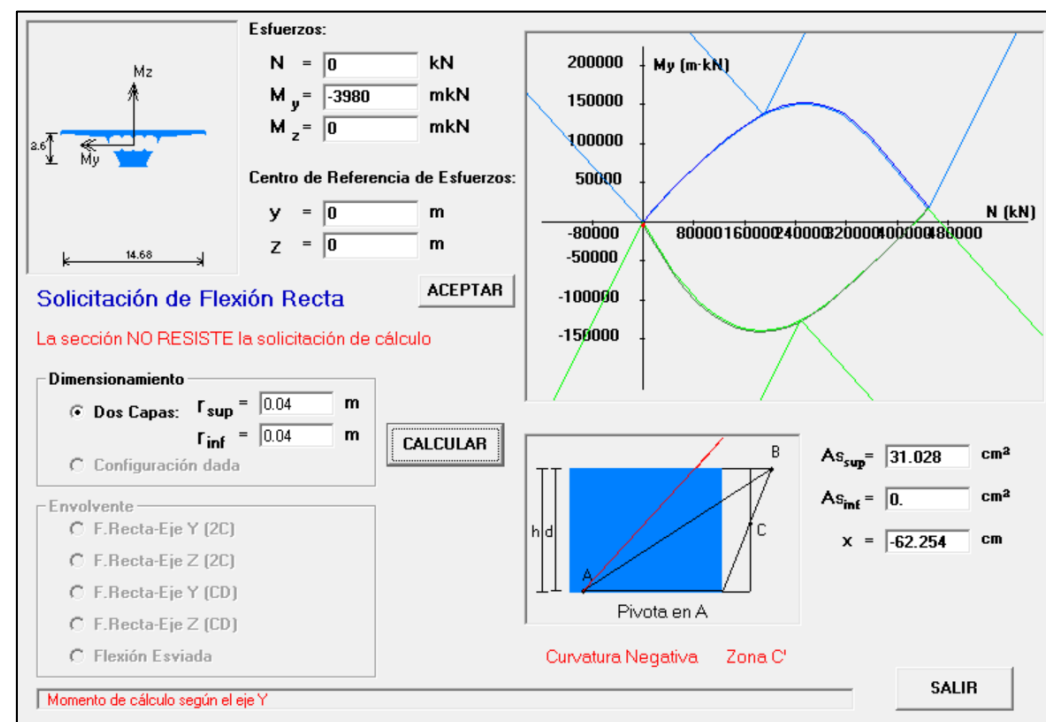


Figura 131. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 50$ m.

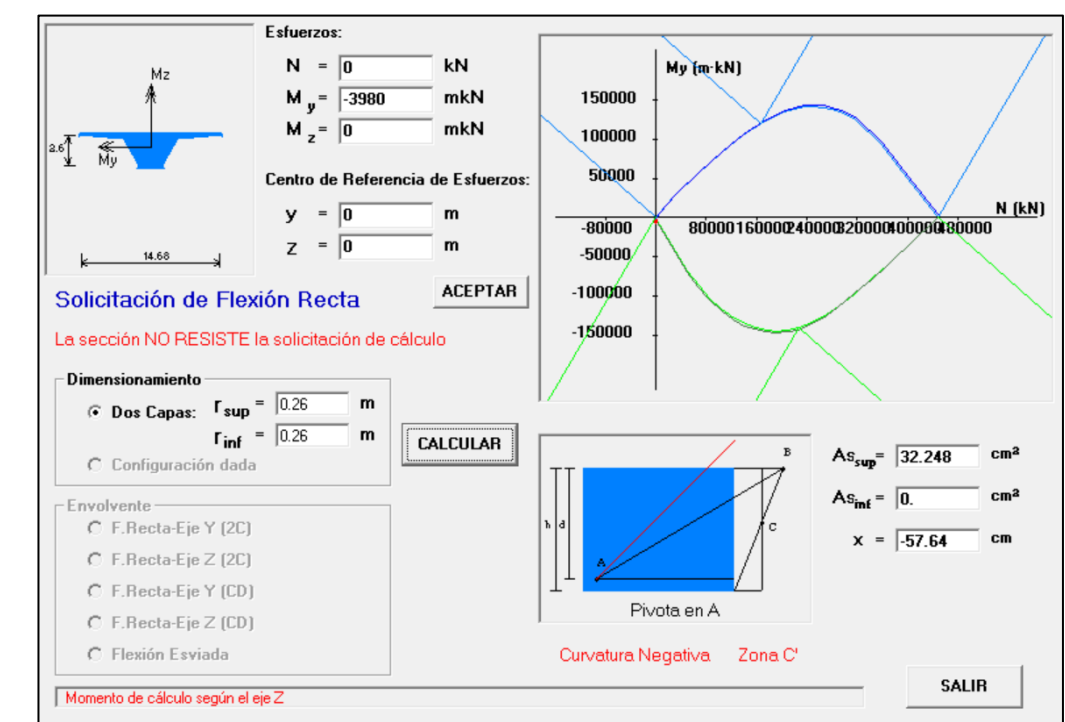


Figura 133.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección $x = 50$ m.

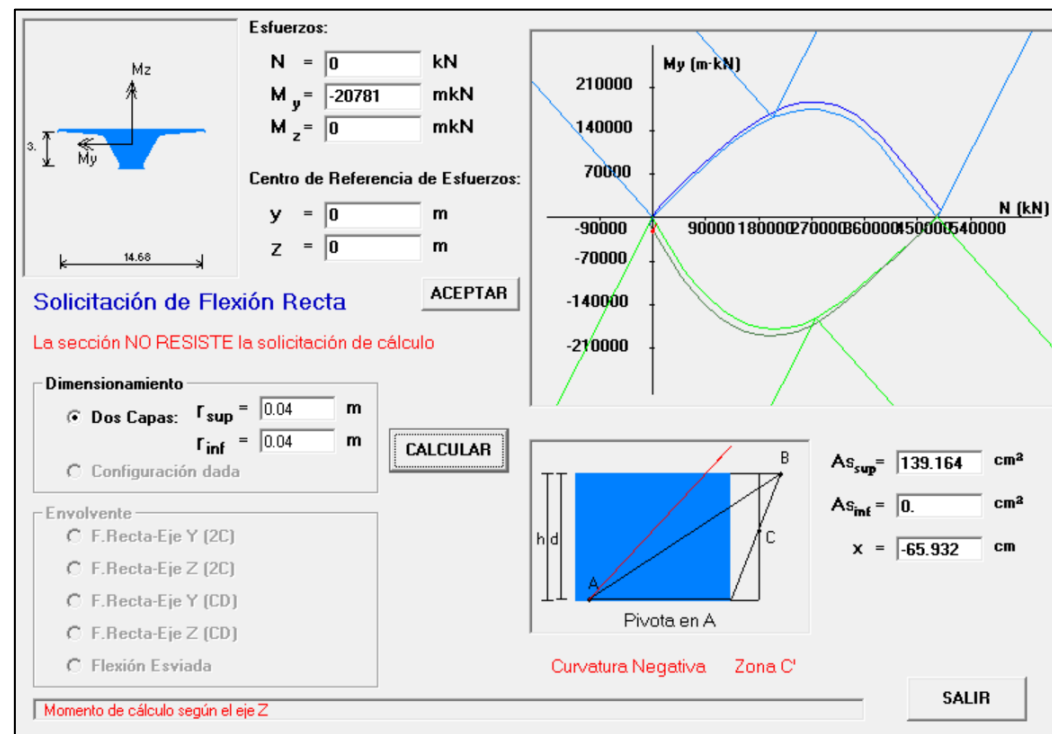


Figura 134.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 54$ m.

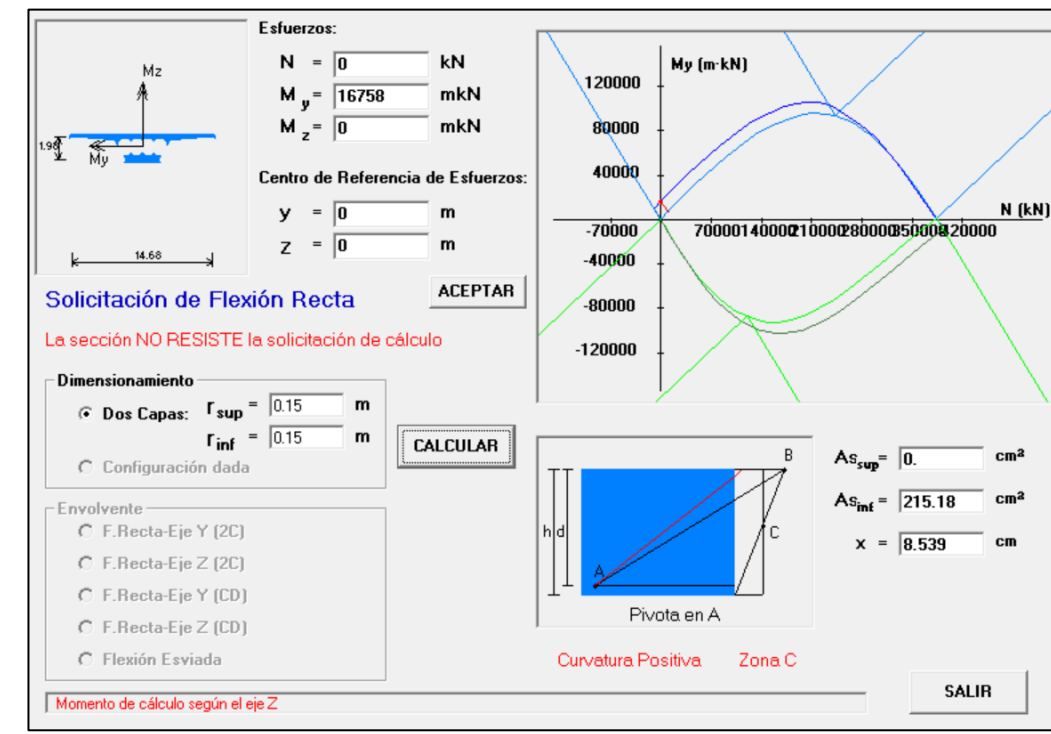


Figura 136. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 70$ m.

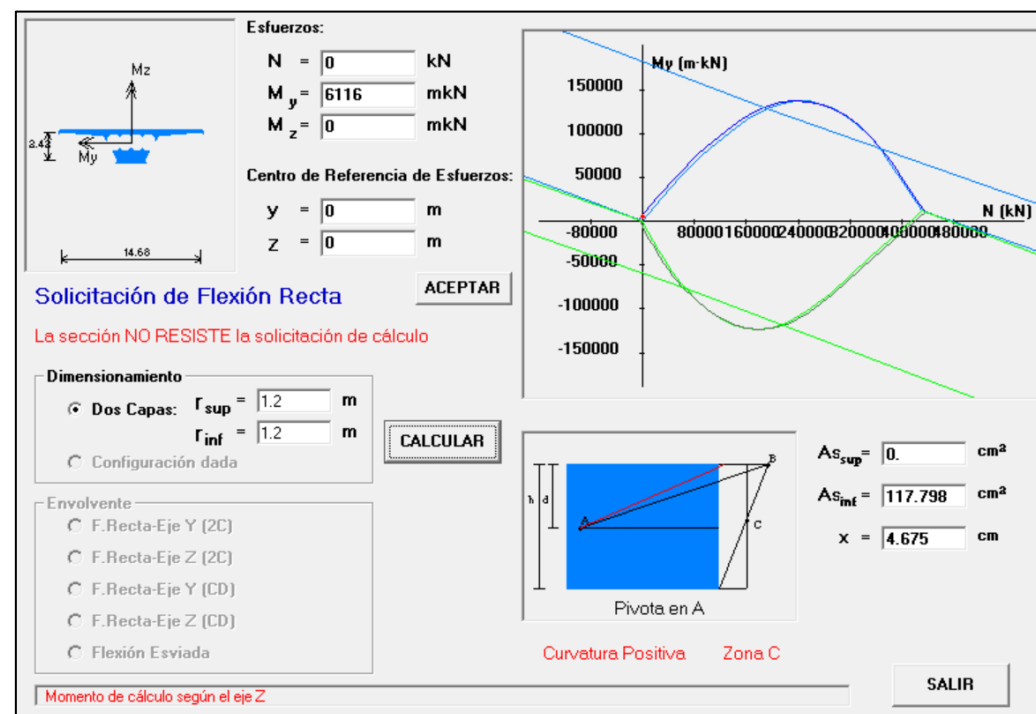


Figura 135.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 60.5$ m.

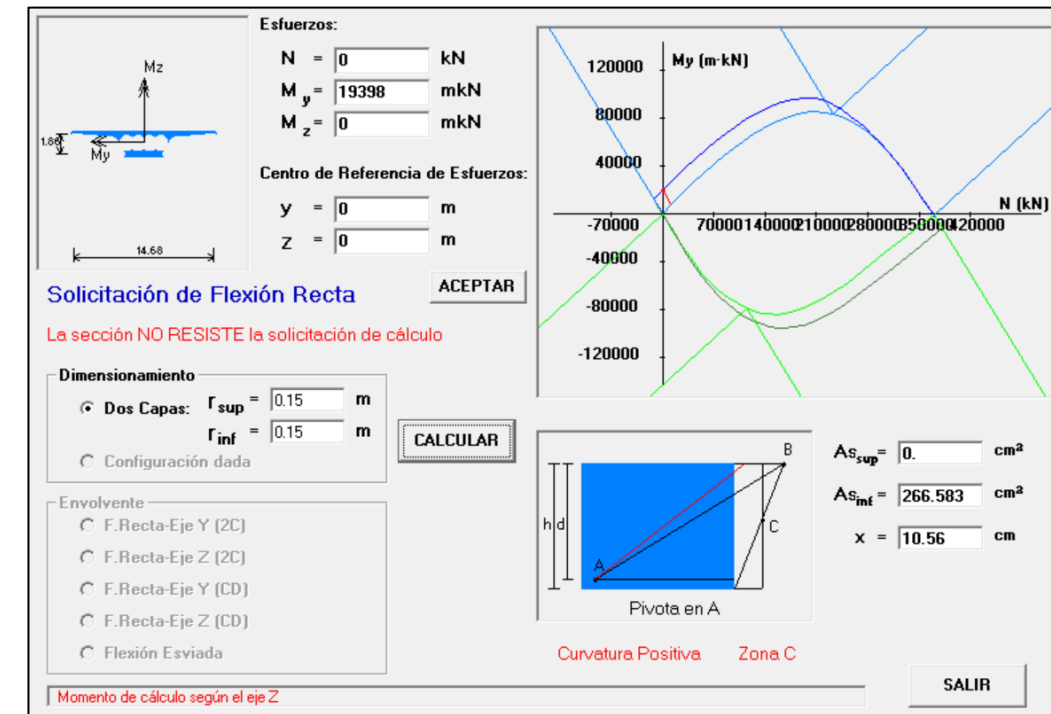


Figura 137. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 75$ m.

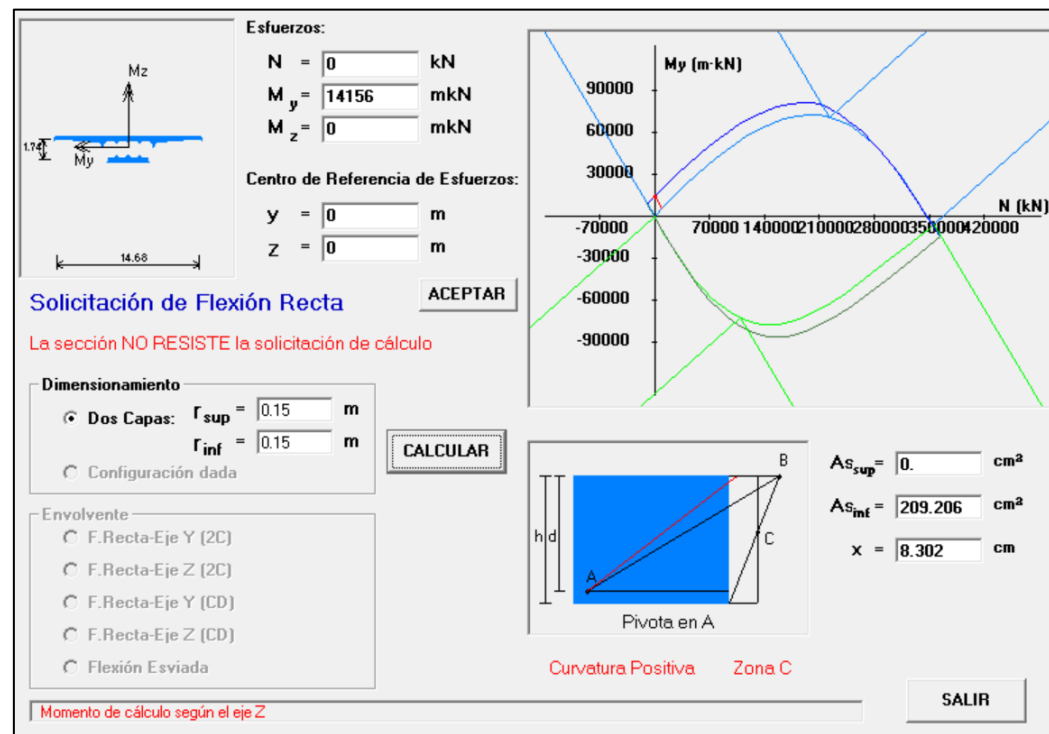


Figura 138. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 80$ m.

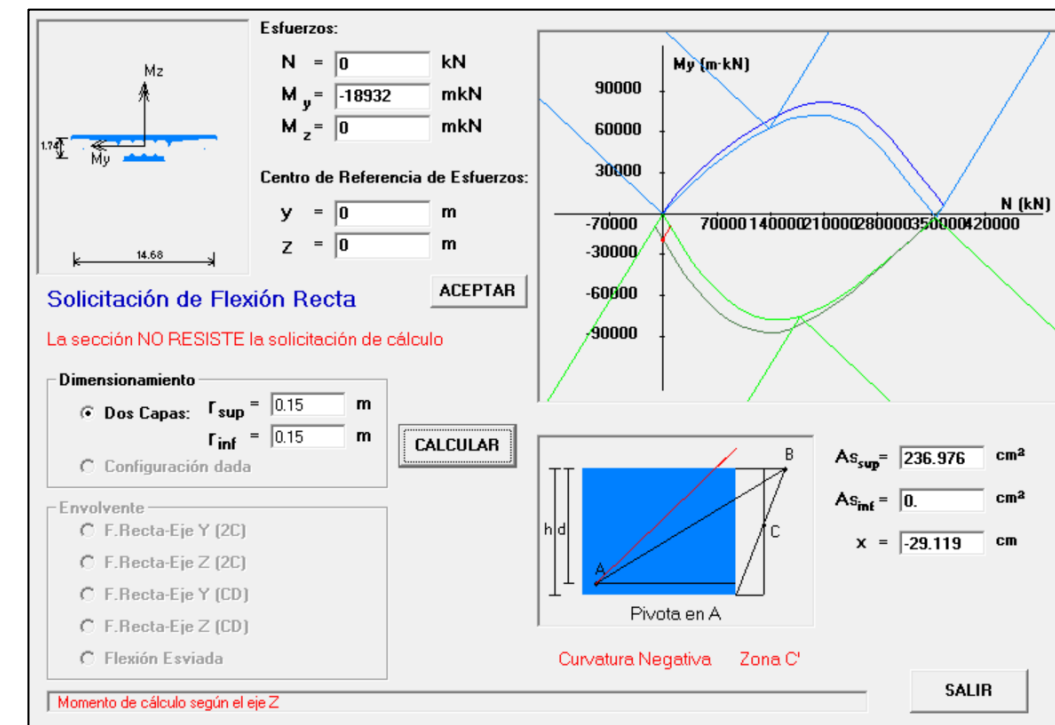


Figura 140. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 87.75$ m.

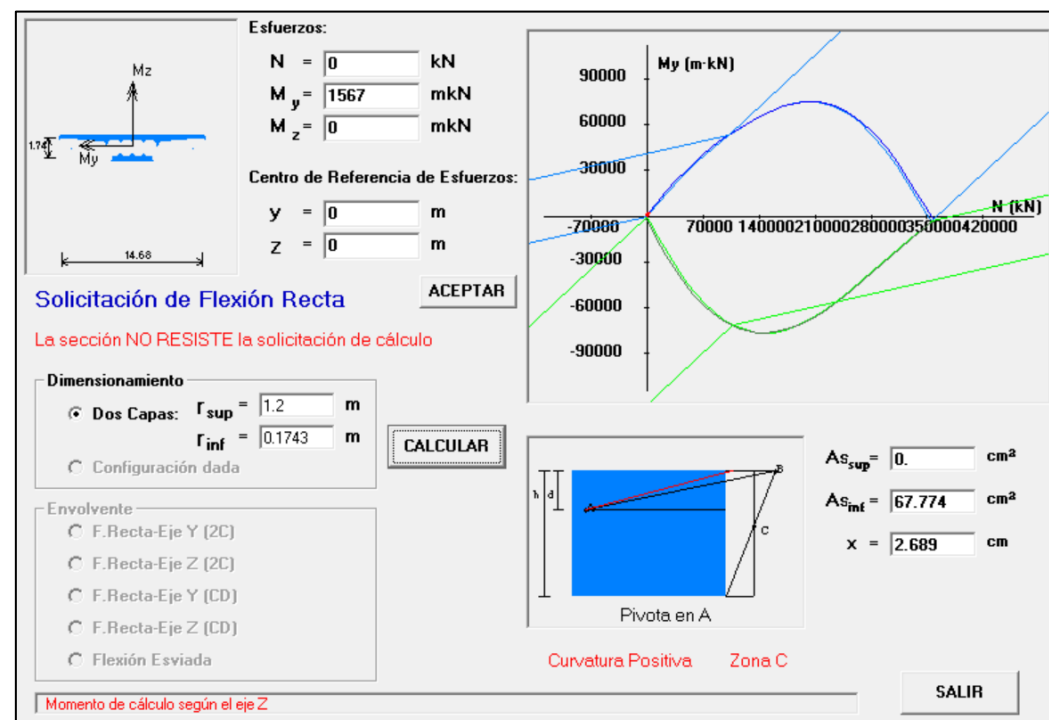


Figura 139.. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 85$ m.

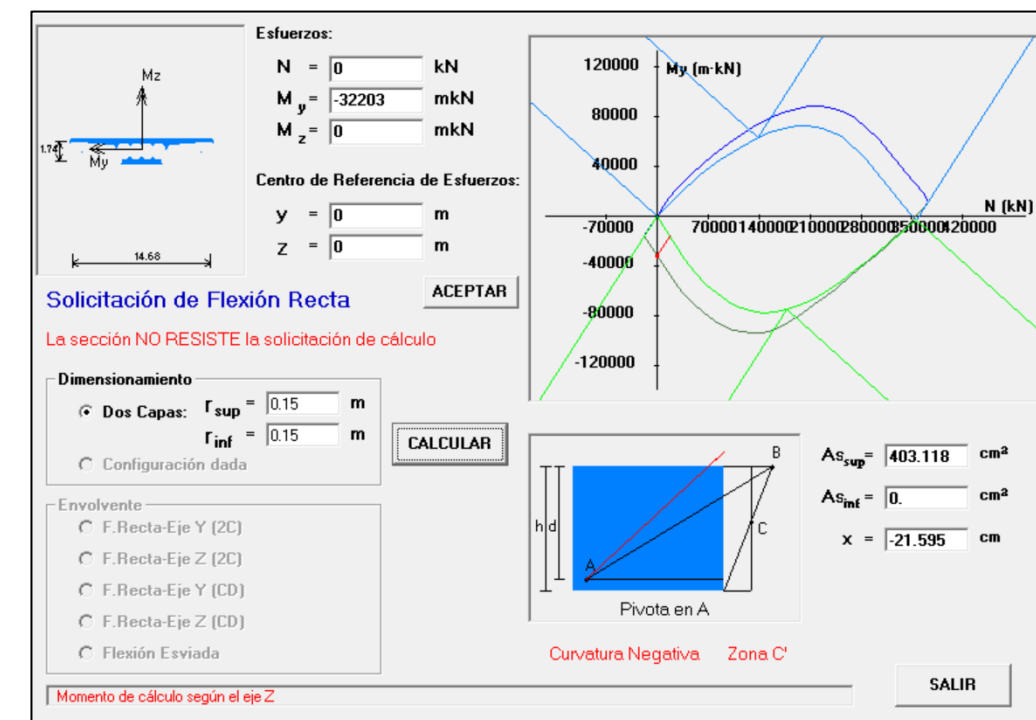


Figura 141. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo superior en la sección aligerada $x = 95$ m.

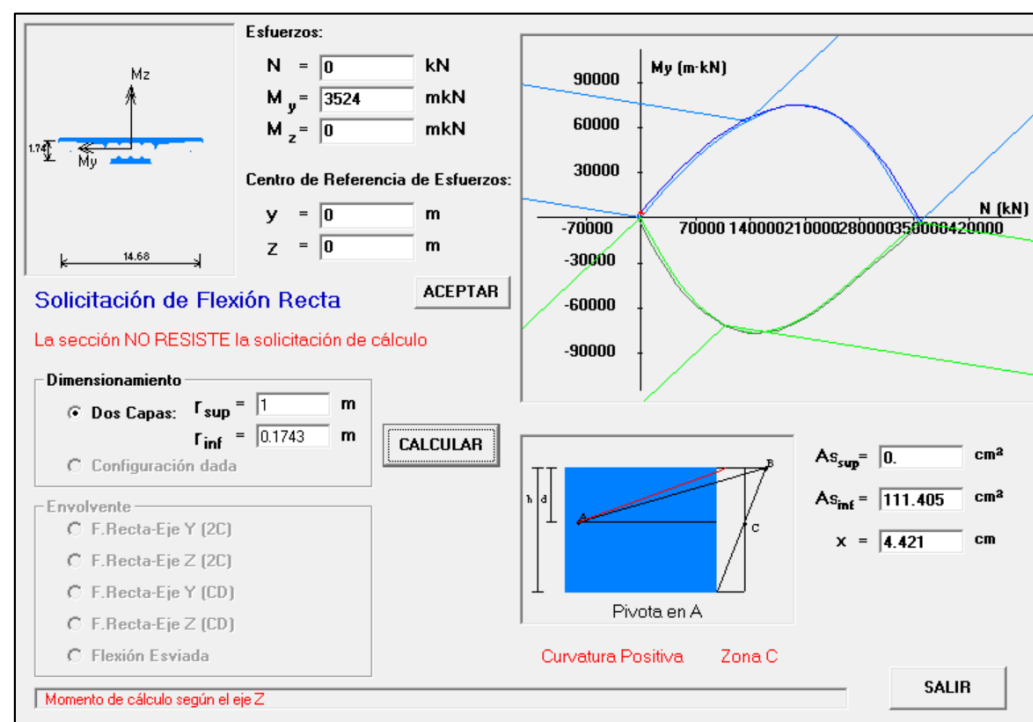


Figura 142. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 100$ m.

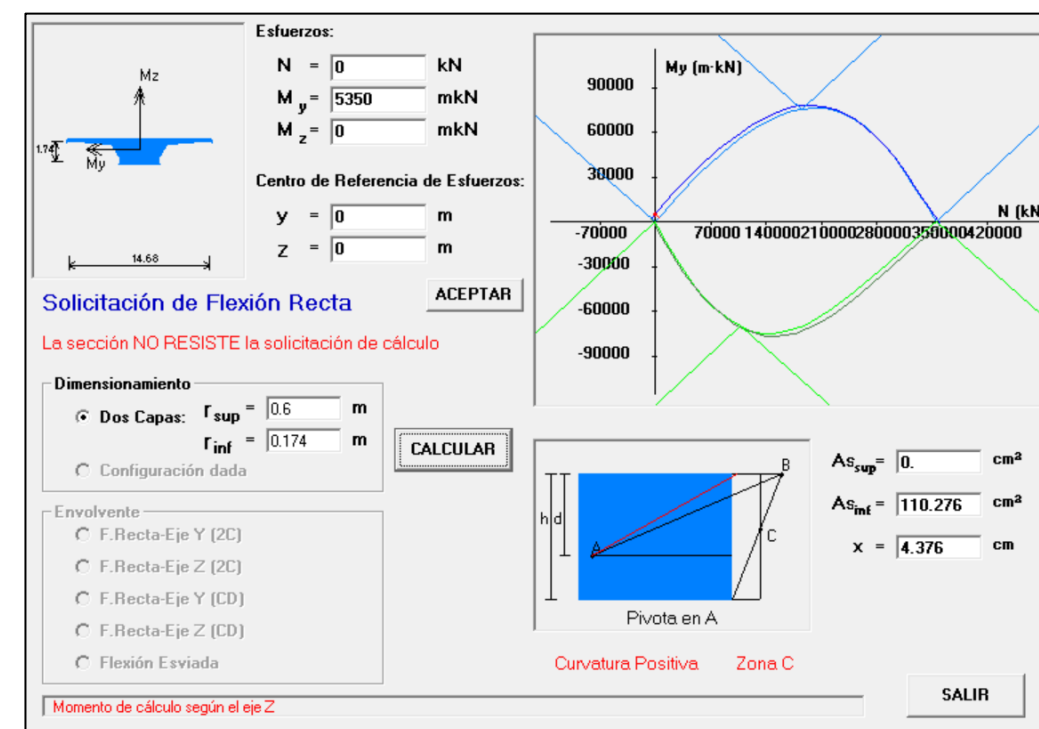


Figura 144. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección $x = 108$ m.

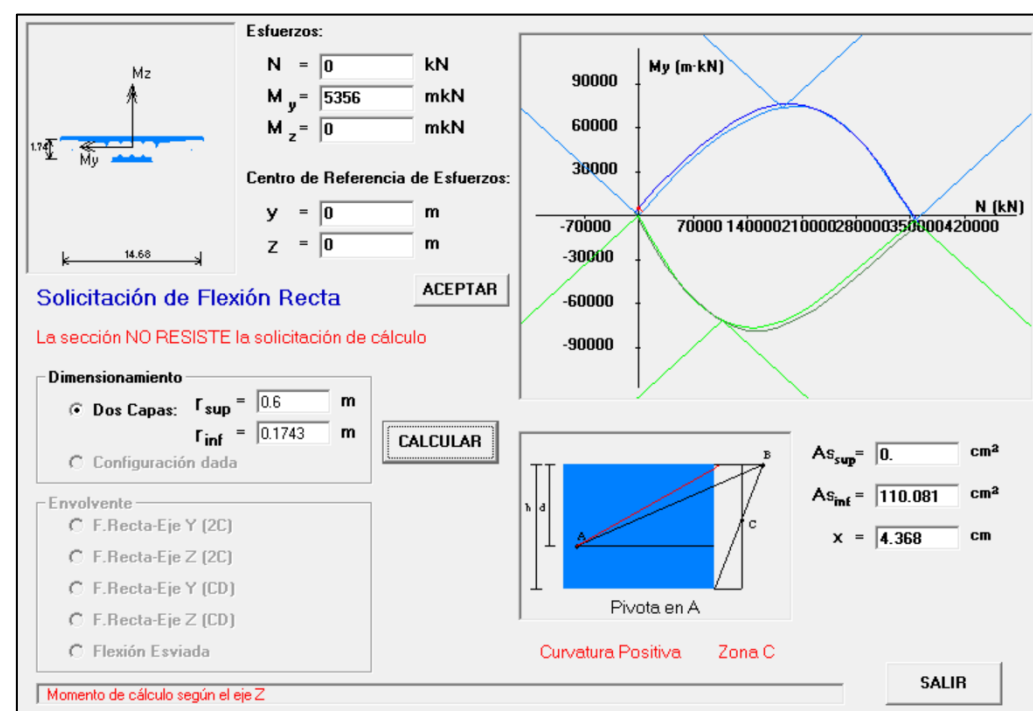


Figura 143. Dimensionamiento de la cuantía de cálculo inferior en la sección aligerada $x = 105$ m.