

ANEJO N°4:

CÁLCULOS HIDRÁULICOS Y MECÁNICOS





CVE: pAPeK6BMhb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento concide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN	3
2.- ANTECEDENTES	3
3.- RED HIDROGRÁFICA	4
3.1.- DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL	4
3.2.- REPRESENTACIÓN DE LA RED HIDROGRÁFICA EN LA CARTOGRAFÍA ACTUAL	8
3.3.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO	20
4.- COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES DEL FERVEDOIRA	21
5.- CAUDALES DE DISEÑO	21
5.1.- CAUDALES CON ORIGEN EN LAS REDES DEL PARQUE EMPRESARIAL	21
5.2.- CAUDALES CON ORIGEN EN CUENCAS NATURALES	22
5.2.1.- PLUVIOMETRÍA	23
5.2.2.- CUENCAS VERTIENTES	24
5.2.3.- CAUDALES EN CUENCAS NATURALES	25
5.3.- CAUDAL DE DISEÑO DEL COLECTOR DE AGUAS PLUVIALES	29
5.4.- CAUDAL DE DISEÑO DEL COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES	29
6.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS CONDUCCIONES DE PLUVIALES	29
6.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL TRAMO DE COLECTOR	30
6.1.1.- TRAMO 0+341,493 – 0+529,879	30
6.1.2.- TRAMO 0+294 – 0+341,493	30
6.1.3.- TRAMO 0+127 – 0+294	31
6.1.4.- TRAMO 0+105 – 0+127	31
6.2.- DIMENSIONAMIENTO OBRAS DE FÁBRICA AVDA. ADOLFO SUÁREZ Y FALCÓN	32
7.- DIMENSIONAMIENTO DEL COLECTOR DE RESIDUALES	36
8.- CALCULO MECÁNICO DE LOS COLECTORES	36
8.1.- CONDUCCIONES DE PVC	36
8.2.- CONDUCCIONES DE PRFV	47
8.3.- CONDUCCIONES DE H.A. TUBERÍA HINCADA	54





CVE: pAPeK6BMbb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento coincide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

1.- INTRODUCCIÓN

En el presente Anejo, se realizan los cálculos hidráulicos y mecánicos de los colectores objeto del presente proyecto.

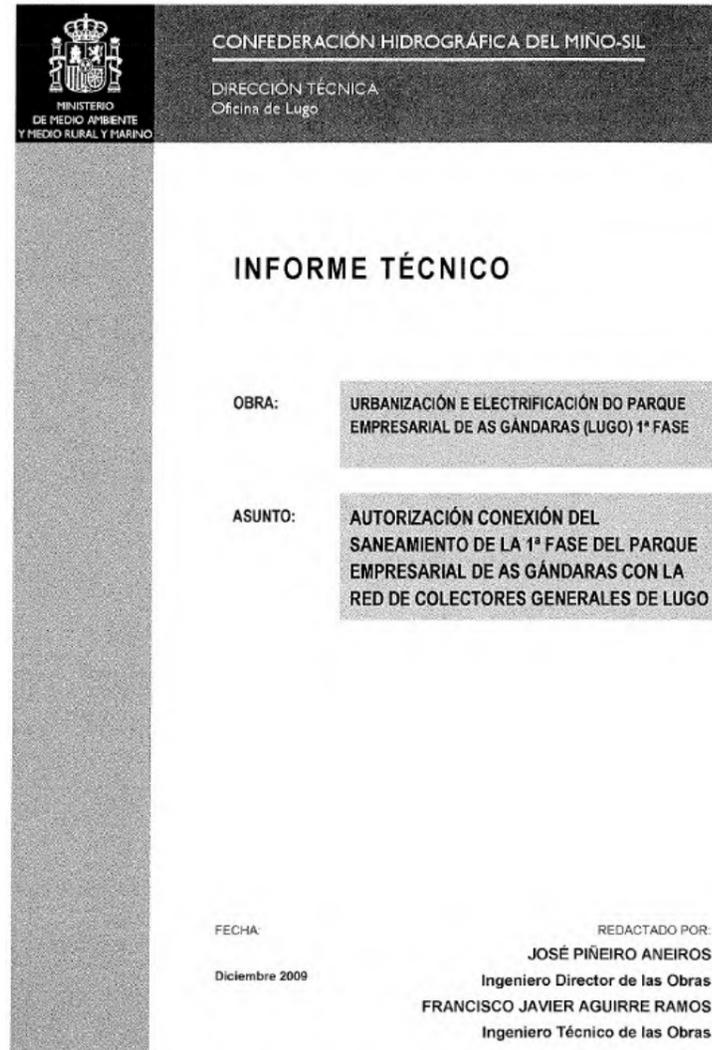
2.- ANTECEDENTES

El Parque Empresarial de As Gándaras, forma parte de las propuestas incluidas en el Plan Sectorial de Ordenación Territorial de Áreas Empresariales no ámbito da Comunidade Autónoma de Galicia, declarado de incidencia supramunicipal el 22 de enero de 2004 para los efectos previstos en la Ley 10/1995 y en el Decreto 80/2000 y aprobado definitivamente con fecha 27 de mayo de 2004 por el "Consello da Xunta de Galicia".

Como documento necesario para la licitación de las obras, PROYFE, S.L. redacta, por encargo de XESTUR LUGO y en el marco de los PROYECTOS DE CONEXIONES EXTERIORES DEL PARQUE EMPRESARIAL DE AS GÁNDARAS (LUGO), un proyecto de construcción correspondiente a las obras de **CONEXIÓN EXTERIOR DE SANEAMIENTO (AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES)**.

Este documento se fecha en julio de 2009 y es sometido con posterioridad a informe de la Confederación Hidrográfica del Miño Sil, emitiéndose informe de la CHMS, en diciembre del año 2009. El proyecto del parque empresarial de As Gándaras se diseña con una red de saneamiento para aguas pluviales y otra para aguas residuales.

Una de las dos cuencas vertientes del parque empresarial (cuenca del



Fervedoria) se resuelve con una red de colectores que discurre desde el ámbito del parque empresarial hasta el colector general que discurre en paralelo al río Fervedoira.

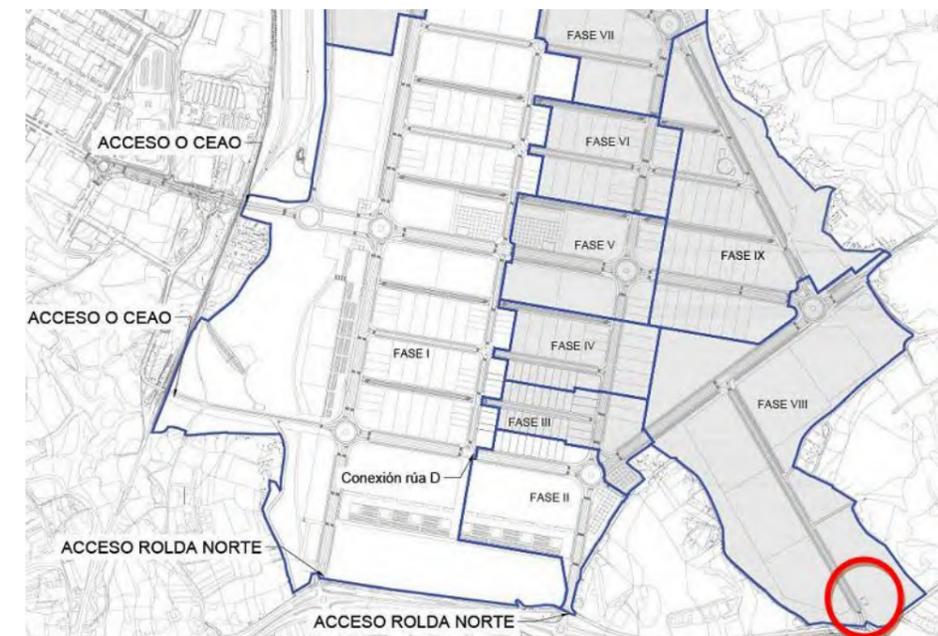
En el caso de la red de pluviales, se prevé la construcción de un tanque de tormentas en el interior del ámbito del parque empresarial. Desde el tanque de tormentas parten dos conducciones, una que conecta al colector de residuales y otra de mayor tamaño que vierte los alivios del tanque a la red de drenaje natural del terreno a través de la red de servicios exteriores.

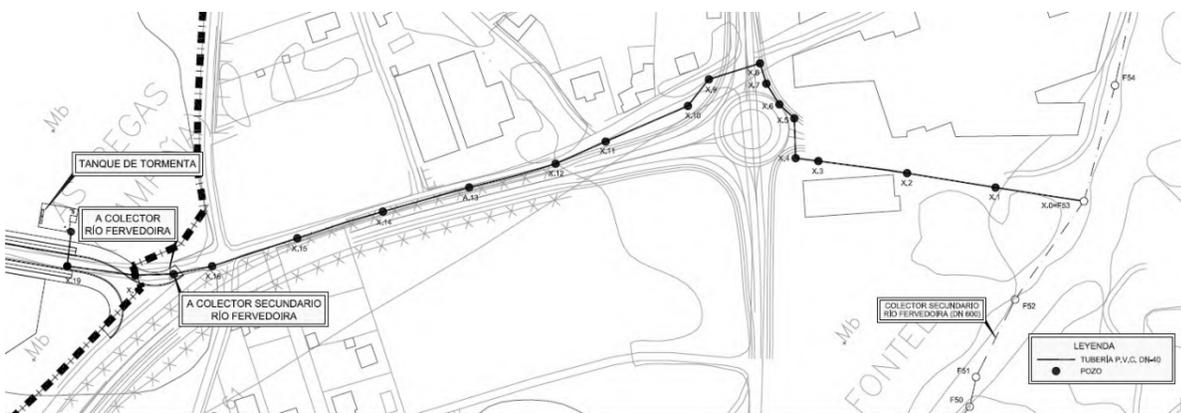
Los caudales de diseño previstos en la documentación elaborada figuran recogidos en la siguiente tabla, extraída del documento presentado e informado el año 2009.

TANQUE DEL RÍA FERVEDOIRA

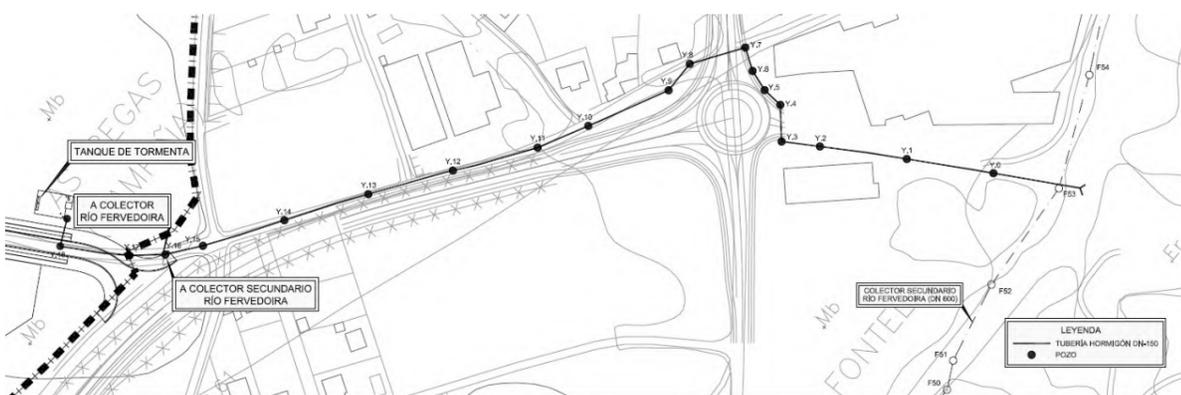
- Se encuentra ubicado en la zona verde ZV-7, fuera del ámbito de la primera fase, aproximadamente a la altura del P.K. 0+230 de la calle L.
- Tiene una capacidad de retención de 600 m³.
- El caudal de entrada de pluviales, según proyecto, es de 3,54 m³/s y el de residuales de 0,036 m³/s
- El caudal de salida, según proyecto, desde el tanque hacia el colector Y (pluviales) es de 3,54 m³/s y del tanque hacia el colector X (residuales) de 0,036 m³/s.

En las siguientes imágenes se aprecia el emplazamiento previsto del tanque de tormentas de la cuenca del Fervedoira y los trazados previstos en 2009.





Conexión exterior del colector de residuales PVC 400 con el colector secundario del Fervedoira (2009)



Conexión exterior del alivio de pluviales HA 1500 con el cauce del Fervedoira (2009)

Debe ponerse de manifiesto que durante los últimos años se ha modificado notablemente la zona prevista para el trazado de las conexiones exteriores, puesto que se han desdoblado tanto la N-640 (titularidad del MITMA) como la LU-021 (titularidad de la Xunta de Galicia). Por esta razón, la ejecución de los trazados planteados en el 2009 resulta de elevadísima complejidad y supone afecciones muy importantes a vías de alta capacidad y elevado tráfico de la red viaria de Lugo.

El objeto del presente proyecto modificado es definir los ajustes necesarios en el trazado de las conexiones exteriores de saneamiento (residuales y pluviales) previstas en el documento de 2009 para que sean compatibles con las nuevas infraestructuras construidas en el ámbito del proyecto entre los años 2010 y 2020, que hacen inviables los trazados previos estudiados.

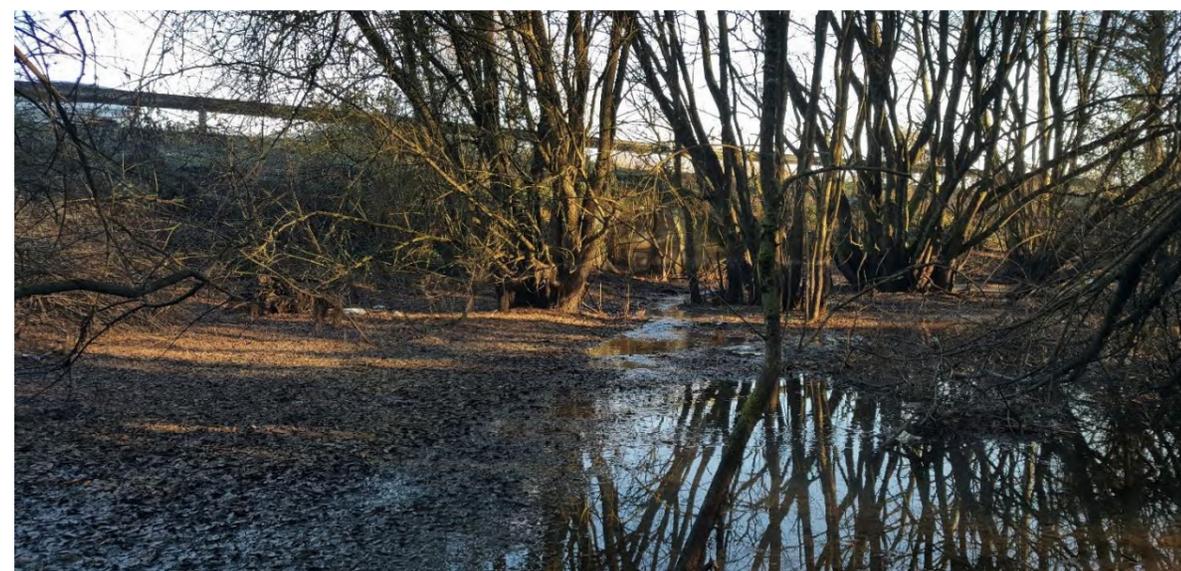
3.- RED HIDROGRÁFICA

3.1.- DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

El parque empresarial de As Gándaras ocupa terrenos que drenan de forma natural hacia el Fervedoira. El diseño del parque mantiene el funcionamiento actual de la escorrentía, de forma que los caudales recogidos por las redes de pluviales del parque desembocan en el tanque de tormentas diseñado al efecto en las proximidades de la ronda norte.

Durante la construcción de la ronda norte, para preservar la continuidad de las aguas de escorrentía hacia el Fervedoira, se construyó una obra de drenaje transversal bajo el trazado de la carretera. Se trata de un tubo de hormigón armado de diámetro interior Ø 1800. Esta obra de drenaje transversal, situada ligeramente por encima de la cota 448, tiene una longitud de aproximadamente 40 metros y cruza bajo la ronda norte y también bajo la vía de servicio paralela (rúa Miñato).

Al sur de la ronda norte existe una urbanización que ha ocupado la zona baja de la cuenca natural de drenaje. Entre la ronda norte, y la urbanización mencionada existe una parcela que antiguamente se empleó para la extracción de áridos. Constituye una zona en la que el agua se embalsa, y que permanece encharcada la mayor parte del año. Esta zona húmeda desagua por un lateral, rebosado hacia la cuneta de la ronda norte, que cuenta con un colector bajo su trazado y que en la práctica actúa como by-pass de la zona urbanizada.



Los caudales que rebotan en la parcela encharcada adyacente a la ronda norte acaban drenándose por la cuneta y el colector existente hasta alcanzar la ODT existente en la avenida Adolfo Suárez.



A partir de este punto los caudales discurren a cielo abierto entre una nave industrial y una zona adyacente de aparcamiento hasta alcanzar el cauce del Fervedoira. Existe un marco de hormigón armado que conecta la nave con la parcela adyacente.



En las siguientes imágenes se puede apreciar la circulación de las escorrentías en la situación

actual. En la zona urbanizada se canalizan por la zona de contacto entre la urbanización y la ronda norte, aprovechando el colector que discurre bajo la cuneta de la ronda.



Image Landsat / Copernicus



En el tramo final, entre la avenida de Adolfo Suárez y la zona de vertido al Fervedoira se aprovecha un cauce a cielo abierto que discurre entre las explanaciones realizadas para acoger unas naves industriales y una parcela sin edificar. Ambas parcelas están unidas en el tramo central por una obra de fábrica constituida por un marco de hormigón armado de 2x2 metros.

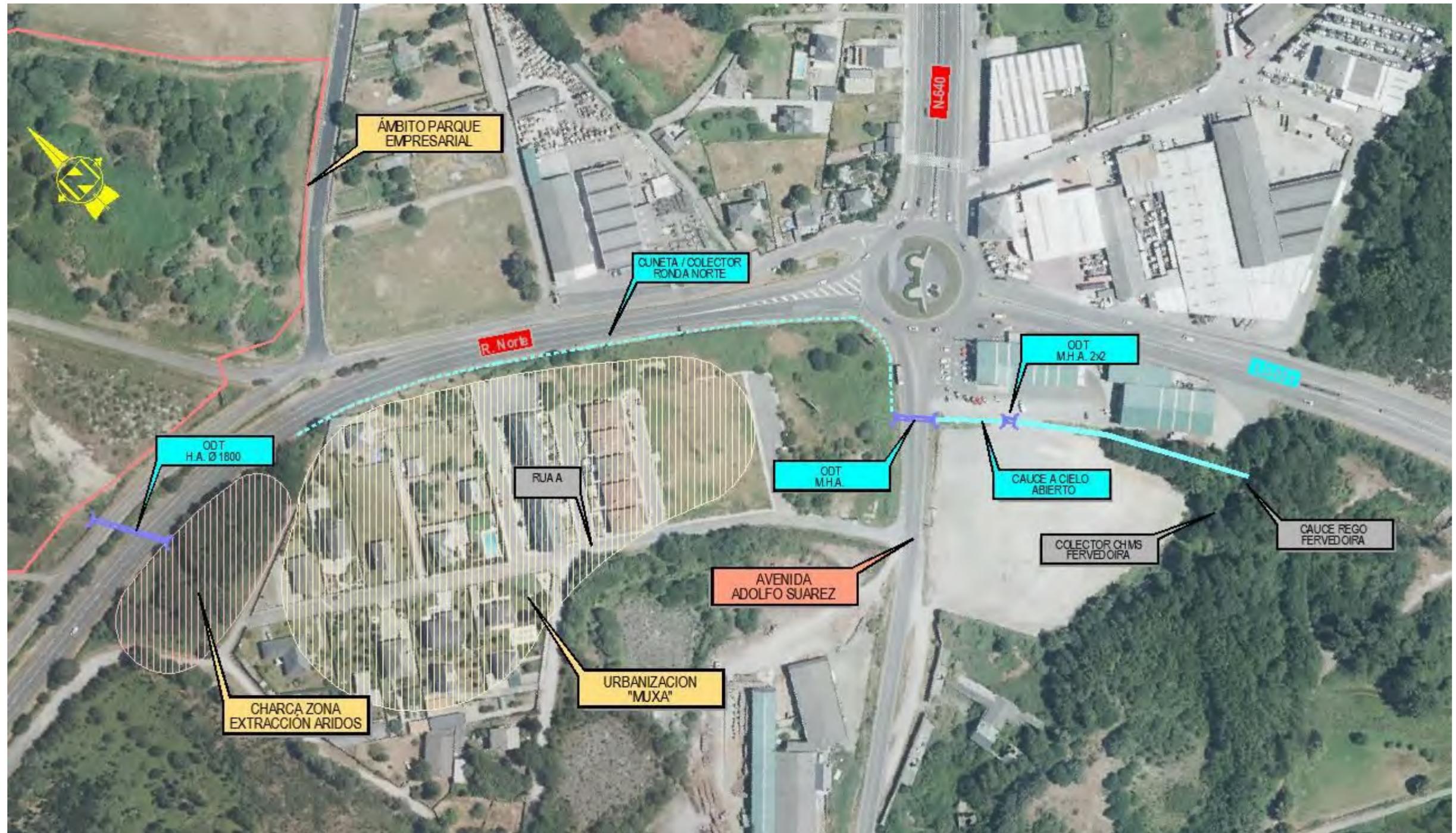


Las dos obras de fábrica existentes en la zona baja del regato se muestran en las siguientes fotografías. La primera situada bajo Adolfo Suárez y la segunda en la parcela de Falcón.



En la siguiente ortofoto se describe de forma conjunta en estado actual de la escorrentía en el ámbito de los trabajos.



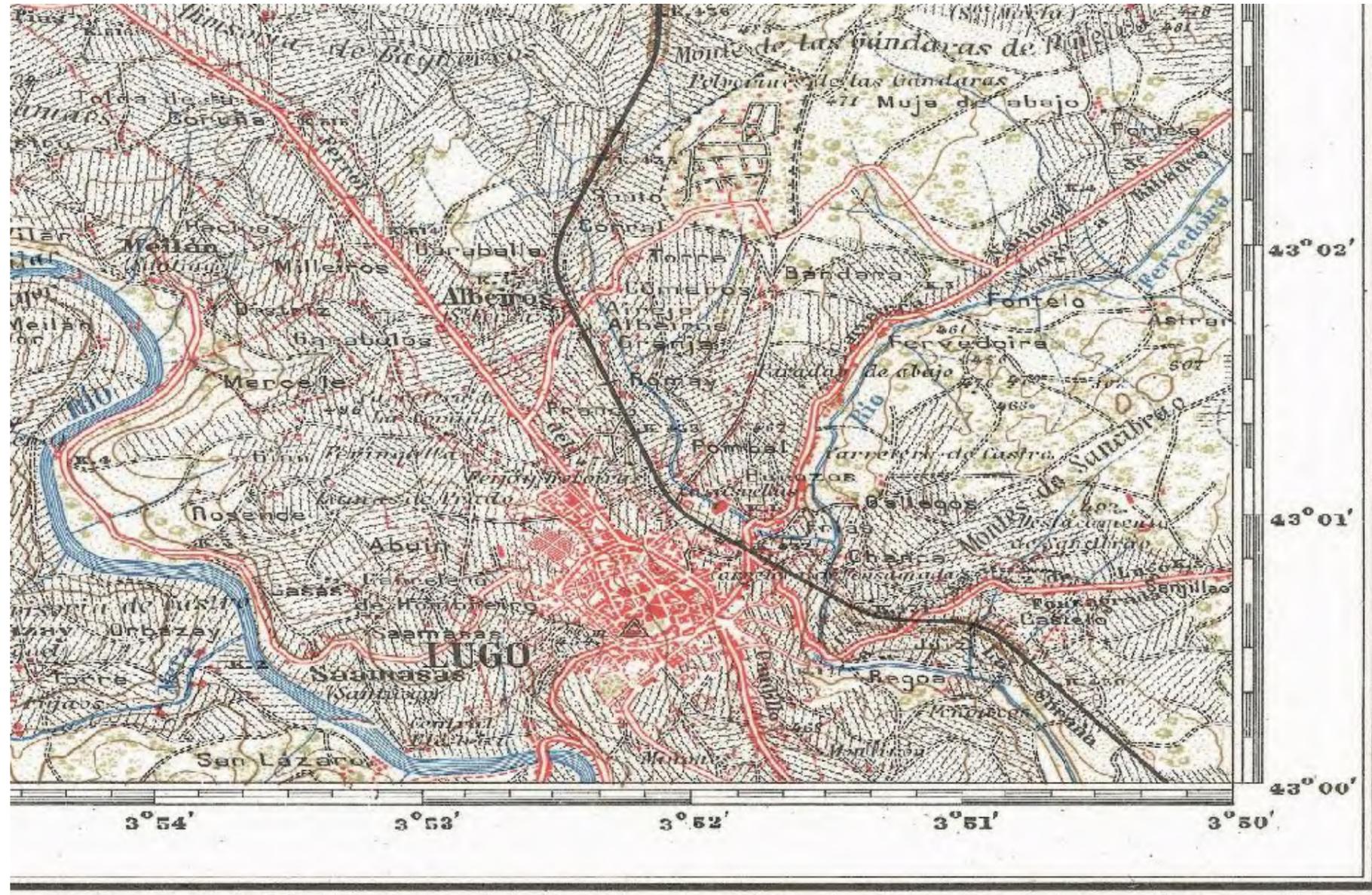


Ortofoto en la que se aprecia la circulación de la escorrentía de pluviales entre el ámbito del parque empresarial de As Gándaras y el cauce del Fervedoira. El agua se canaliza bajo la ronda norte a través de una ODT formada por un tubo de hormigón armado de diámetro 1800. Aguas abajo de esta ODT existe una parcela en la que antiguamente se extrajeron áridos, formándose una charca con presencia de agua estancada. Esta charca rebosa lateralmente hacia la cuneta / colector que discurre por una de las márgenes de la ronda hasta alcanzar la ODT existente bajo la avenida Adolfo Suárez. A partir de este punto, la escorrentía discurre a cielo abierto, con excepción de un pequeño tramo en el que existe un segundo marco de hormigón armado que hace las veces de puente para conectar una nave empresarial y una explanada de aparcamiento adyacente.



3.2.- REPRESENTACIÓN DE LA RED HIDROGRÁFICA EN LA CARTOGRAFÍA ACTUAL

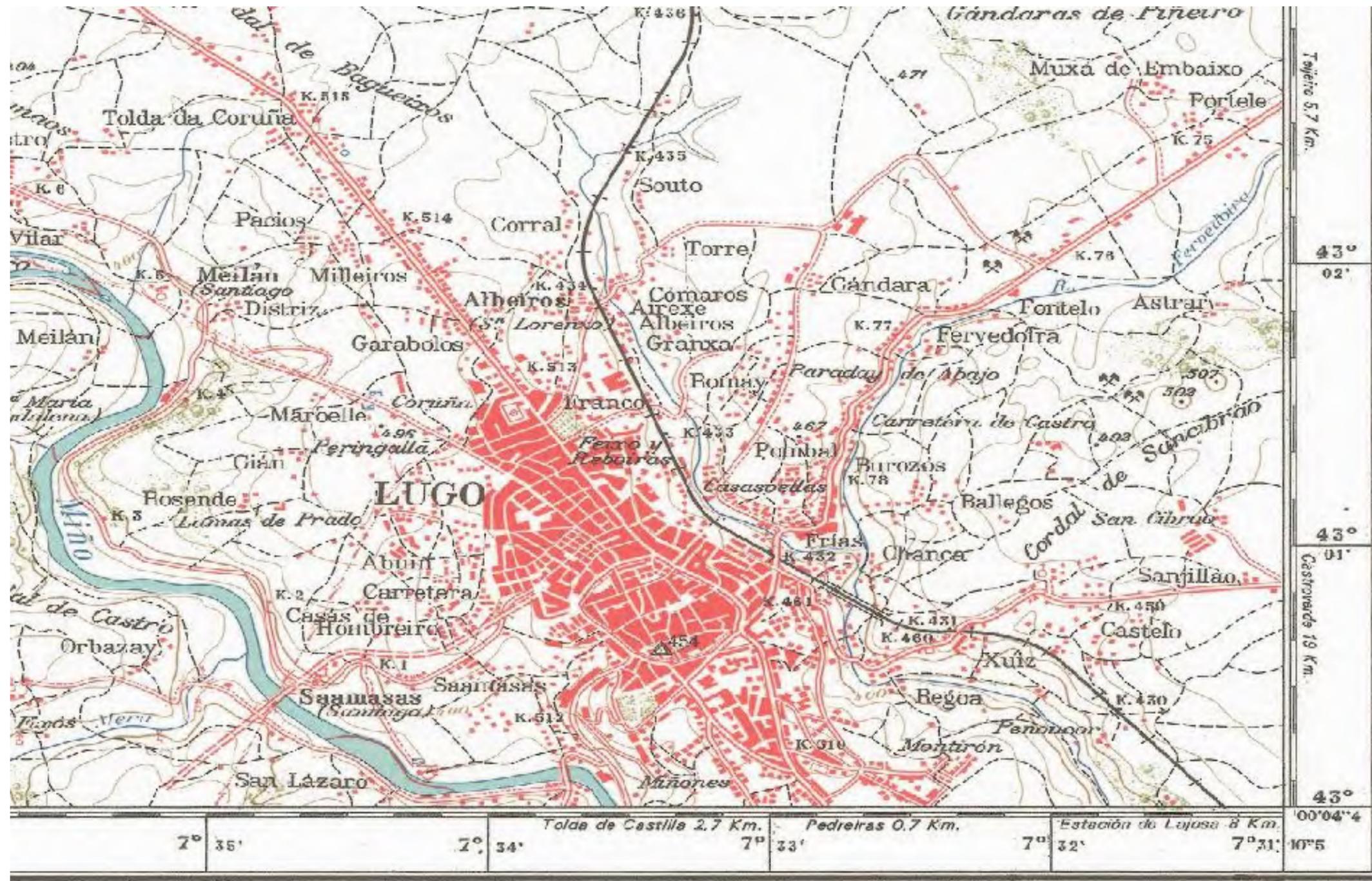
Se recogen planos y fotografías aéreas históricas disponibles con la representación de la red hidrográfica en el ámbito de los trabajos.



Los trabajos Geodésicos, por la Dirección general del Instituto Geográfico y Catastral y los Topográficos, por la misma y el Servicio Geográfico del Ejército. 1ª edición 1950.

Año 1950. Información extraída del 1:50.000. Plano histórico en el que se aprecia un posible cauce en la zona ocupada actualmente por la urbanización

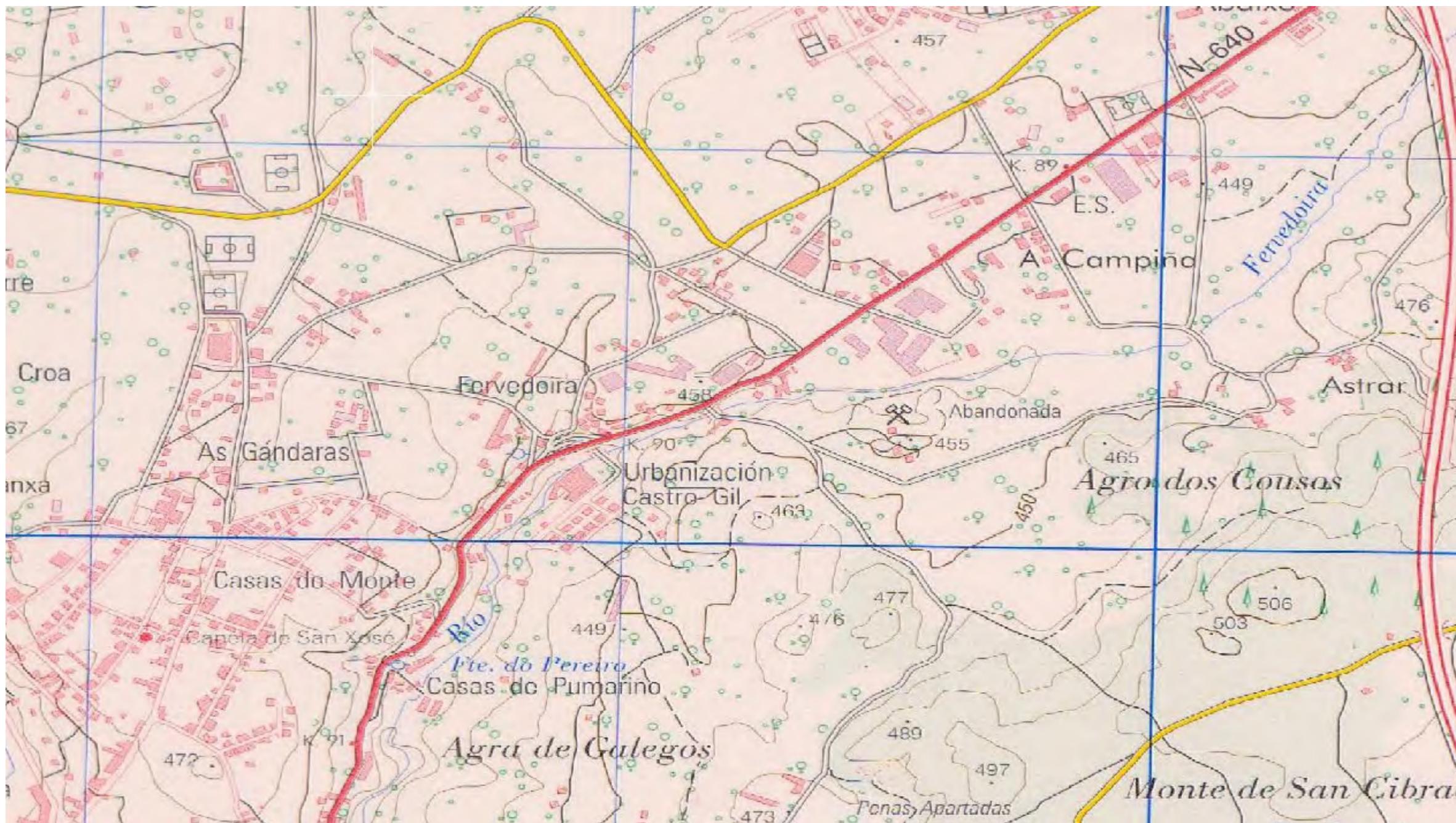




Efectuados los trabajos geodésicos por el INSTITUTO GEOGRAFICO Y CATASTRAL

Año 1974. Información extraída del 1:50.000. En la edición de 1974 no figura ningún cauce. Únicamente figura el cauce del Fervedoira.





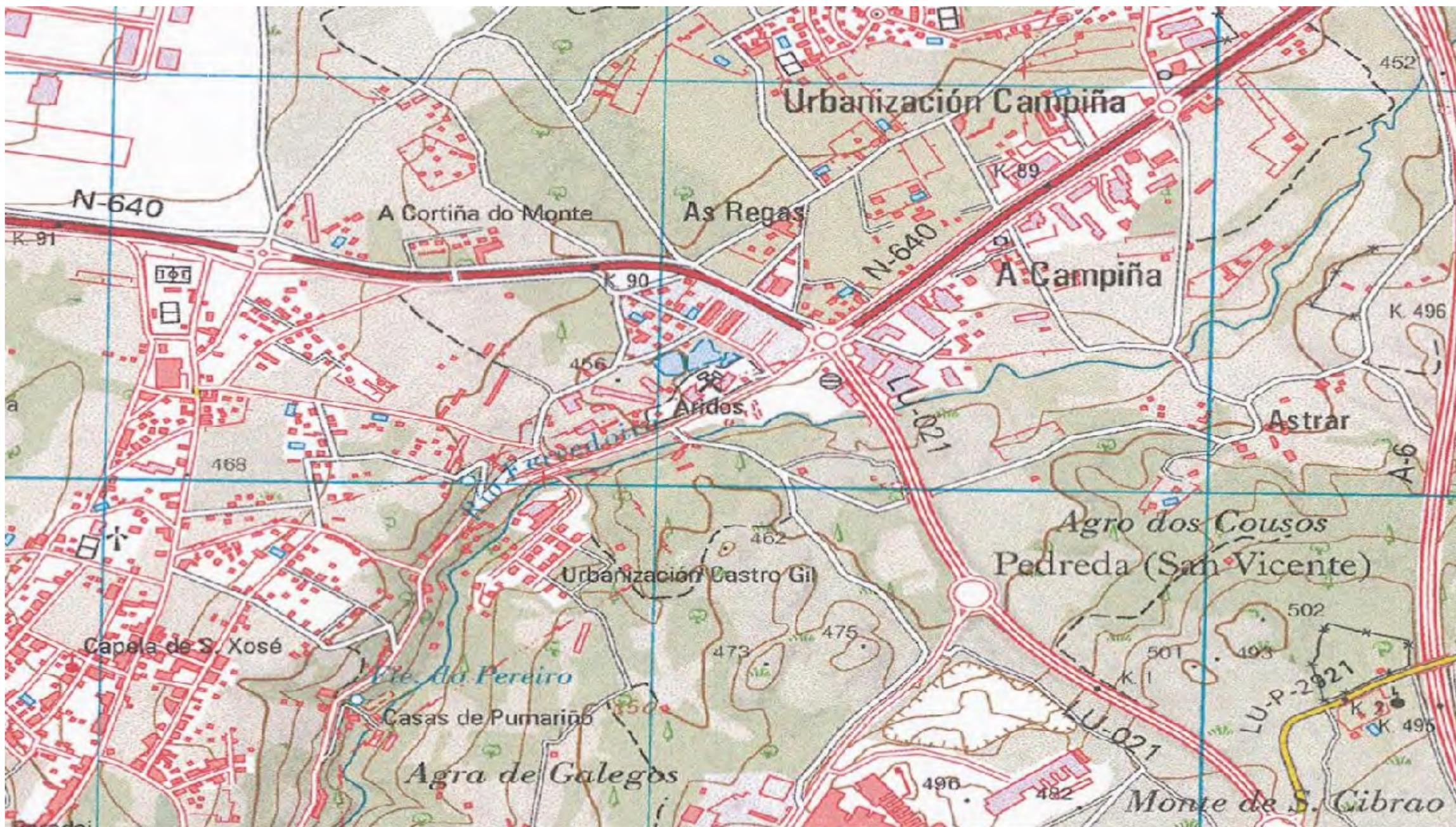
Año 1996. Información extraída del 1:25.000. En la edición de 1996 no figura ningún cauce. Únicamente figura el cauce del Fervedoira.





Año 2004. Información extraída del 1:25.000. En la edición de 2004 no figura ningún cauce. Únicamente figura el cauce del Fervedoira.





Año 2019. Información extraída del 1:25.000. En la edición de 2019 no figura ningún cauce. Únicamente figura el cauce del Fervedoira.





Año 1956-1957. Vuelo americano. Se superpone información del taquimétrico actual para facilitar la geolocalización.





Año 1985. Fotografía aérea vuelo ministerial.

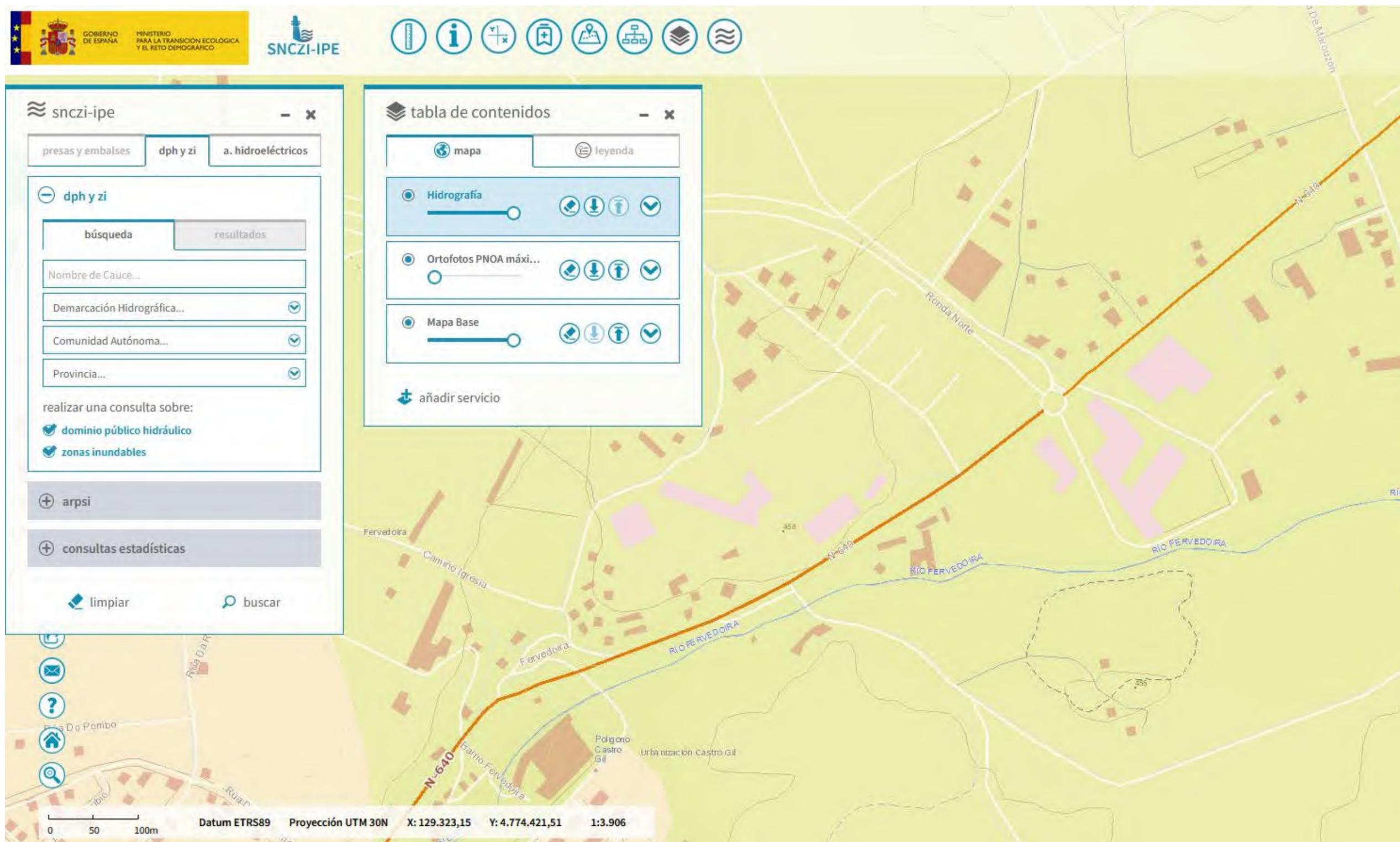


Visor cartográfico CHMS. No figura recogido el cauce secundario.



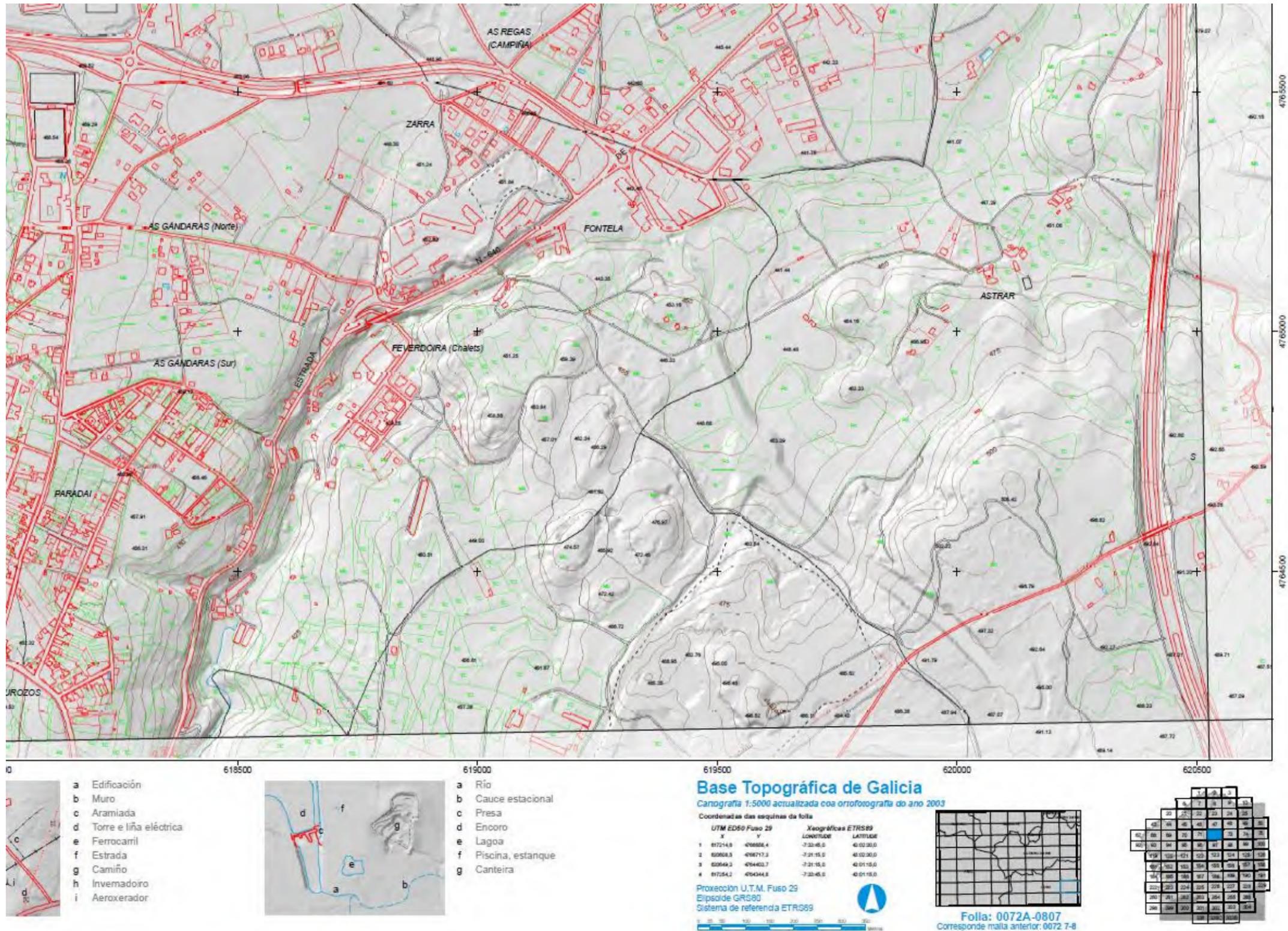
Diligencia para ser firmada por el responsable del documento con el contenido de este expediente aprobado inicialmente el 16.02.2024.
 Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo Urbano Feljoo Rodríguez.
 INSTITUTO GALEGO DA VIVIENDA E SOLO

CVE: pAPeK6BIMbb0
 Verificador: https://sede.xunta.gal/cve



Visor cartográfico de zonas inundables. No figura recogido el cauce secundario.





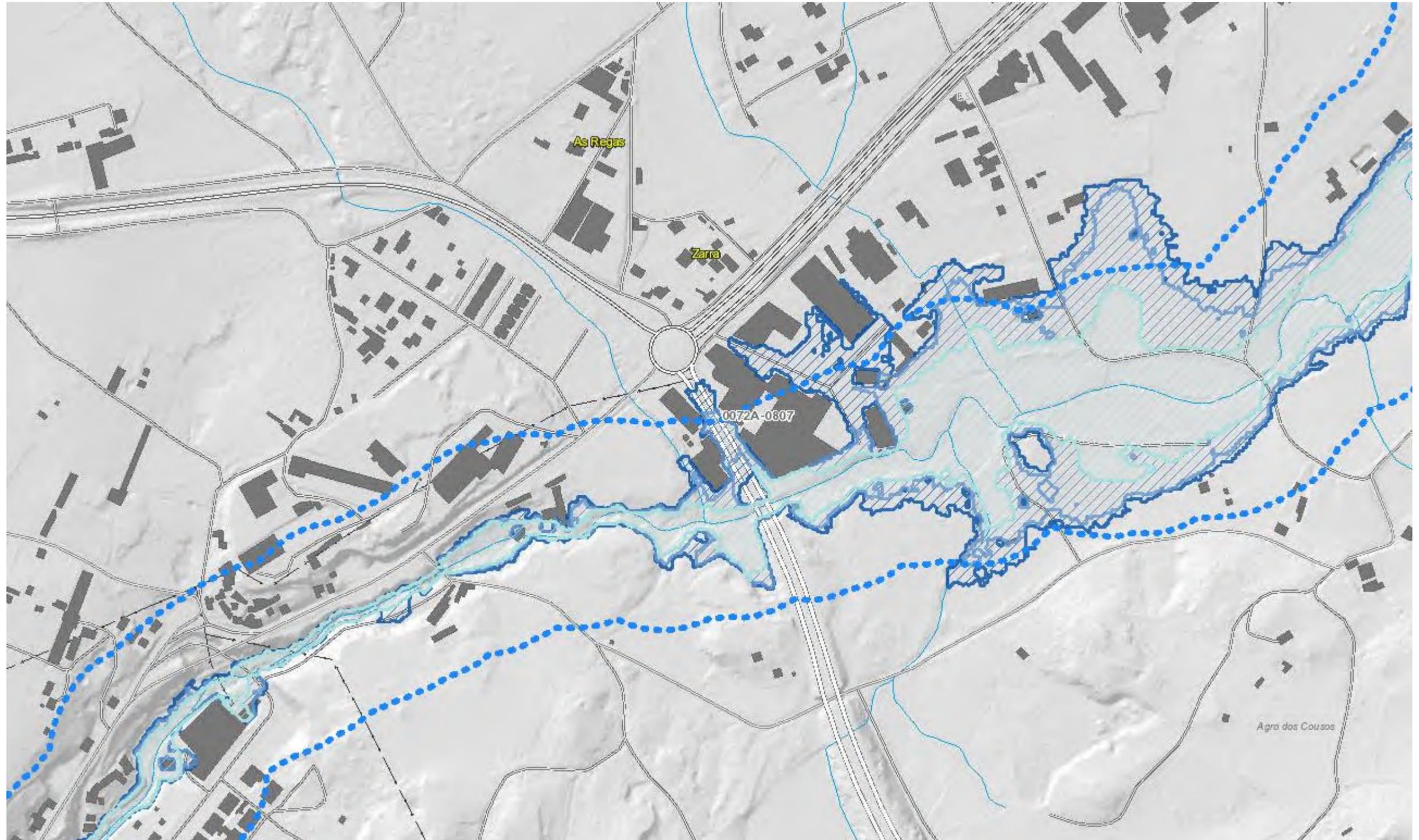
Plan Topográfica 1:5000. No figura recogido el cauce secundario.





Cartografía de fondo empleada en el visor del plan básico autonómico. Figura un cauce secundario que discurre por la cuneta de la Ronda Norte. Se trata de una representación no ajustada a la realidad actual en el tramo paralelo a la Ronda Norte, puesto que la escorrentía discurre por la cuneta de la Ronda Norte en todo su trazado hasta Adolfo Suárez





Plan Básico Autónomo. No figura recogido el cauce secundario a la hora de establecer servidumbres o zonas de afección.



3.3.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO



Camiño das Regas y Rúa Miñato. Límite del ámbito.



ODT Ø1800 bajo la rúa Miñato y la Ronde Norte.



Balsa de acumulación de escorrentía en antigua zona de extracción de áridos al sur de la ronda norte



Entre la maleza, boquilla de salida del tubo de Ø1800 existente



Desagüe de la balsa a través del colector bajo cuneta existente en la ronda norte.



Colector de pluviales existente bajo la cuneta de la ronda norte.



Camino local denominado Rúa A, en la urbanización que ocupa parte de la cuenca de drenaje



Camino local denominado Rúa A, en la urbanización que ocupa parte de la cuenca de drenaje.



Arquetas de aguas arriba situadas en la ODT de la avenida Adolfo Suárez. Marco de H.A. de 1,5x1



Arquetas en la ODT de la avenida Adolfo Suárez. Conexión de la cuneta y del colector de la ronda norte.



Arquetas de aguas arriba situadas en la ODT de la avenida Adolfo Suárez. Conexión de la cuneta y del colector de la ronda norte.



Boquilla de aguas abajo situada en la ODT de la avenida Adolfo Suárez.



Marco de hormigón armado de 2x2 situado en cauce existente en aparcamiento de nave comercial.



Marco de hormigón armado de 2x2 situado en cauce existente en aparcamiento de nave comercial.



Punto de conexión con el colector y cauce del Fervedoira



Punto de conexión con el colector y cauce del Fervedoira

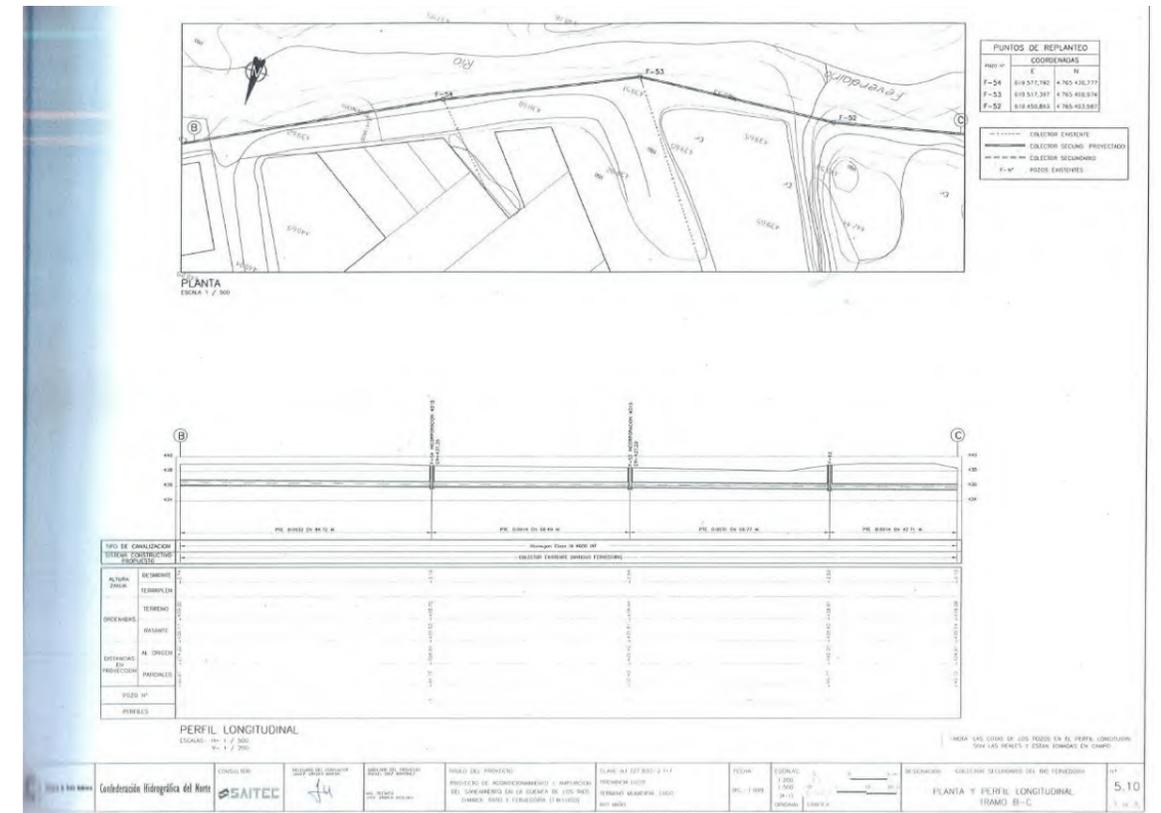
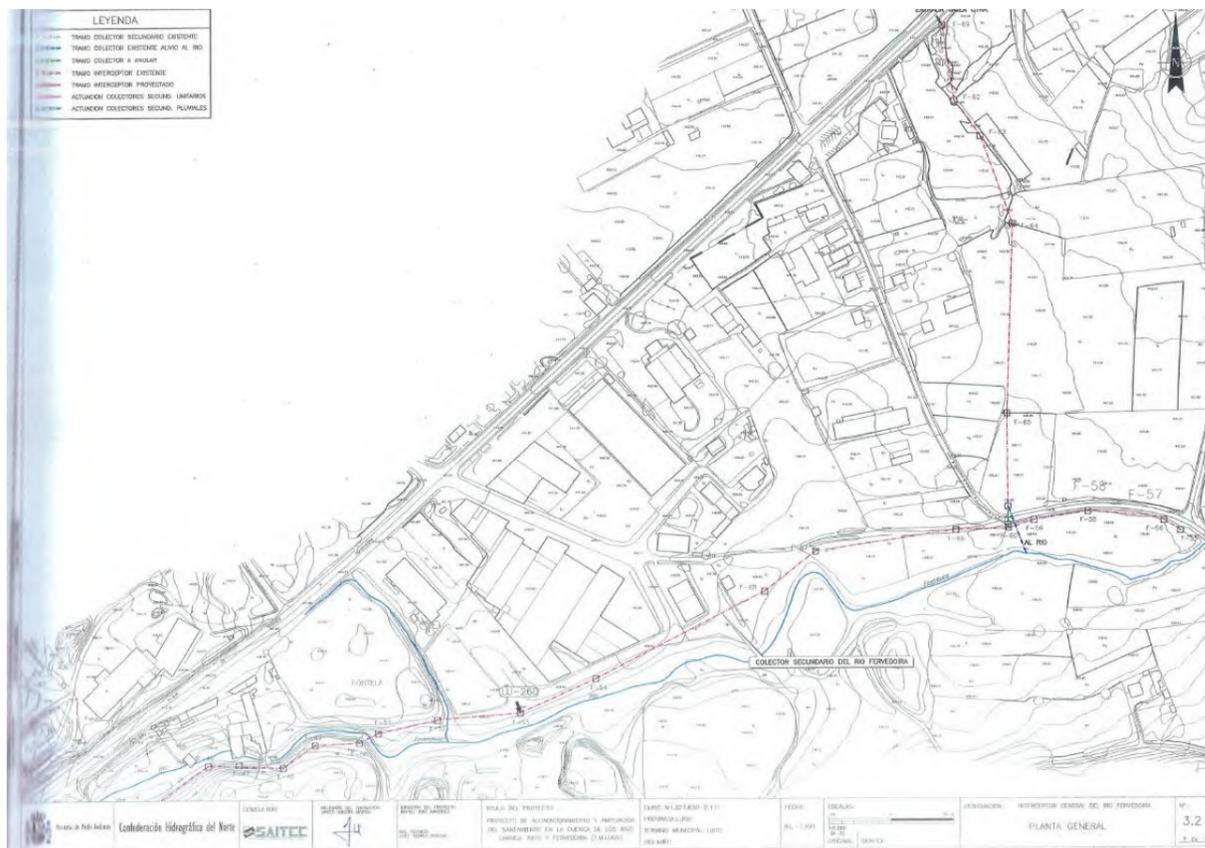


4.- COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES DEL FERVEDOIRA

En paralelo al cauce del Fervedoira existe un colector de aguas residuales que forma parte de la red de colectores generales de Lugo ("colector secundario del río Fervedoira"). Es el colector seleccionado para evacuar los caudales de aguas residuales del parque empresarial de As Gándaras que vierten hacia la cuenca del Fervedoira.

En concreto se ha seleccionado el pozo de registro codificado como F-52 como punto de conexión. Se trata de un pozo de registro situado en la margen derecha del Fervedoira inmediatamente aguas abajo de la incorporación del regato que procede de la zona de Muxa. Se trata de un colector de hormigón de Ø600.

Se aporta la planta general del trazado del colector secundario del Fervedoira en el ámbito del proyecto.



5.- CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de aportación considerados en el estudio de 2009 provienen de redes de pluviales y de residuales futuras pertenecientes al parque empresarial de As Gándaras. Estos caudales son canalizados directamente hasta los puntos de desagüe en el Fervedoira (alivios del depósito de retención del tanque de tormentas) y en el colector secundario de la CHMS que discurre paralelo al río (caudales provenientes de la cámara de la válvula de regulación del tanque).

En el presente estudio se valorarán también los caudales de cuencas naturales situados que vierten hacia la ODT de Ø1800 que recoge la cuenca situada aguas arriba de la ronda norte.

5.1.- CAUDALES CON ORIGEN EN LAS REDES DEL PARQUE EMPRESARIAL.

En el caso de aportaciones provenientes de redes de colectores de aguas pluviales se adoptarán los valores obtenidos en los documentos técnicos de diseño del parque empresarial.

Tal y como figura recogido en los documentos técnicos redactados por Xestur e incluidos en el informe técnico emitido por la CHMS en diciembre de 2009, con asunto: "Autorización de la



conexión del Saneamiento de la 1ª fase del parque empresarial de As Gándaras con la red de colectores generales de Lugo", se establecen los siguientes caudales que serán vertidos desde las redes del parque empresarial de As Gándaras a la cuenca del río Fervedoira:

- Caudales de pluviales: 3,85 m³/s
- Caudales de residuales: 0,057 m³/s

Estos valores figuran en el epígrafe 4.1.1.5 del documento: "Conexión del saneamiento de la 1ª fase del P.E. As Gándaras con la red de colectores generales de Lugo", redactado por la empresa Proyfe.

Para ello se analizan las cuencas vertientes del parque empresarial y las áreas drenadas por las redes de colectores



Dado que la actuación se desarrolla dentro del ámbito de la Confederación Hidrográfica Miño – Sil, se seguirán los criterios de La CHMS, para los cálculos hidráulicos a realizar.

	AGUAS RESIDUALES		AGUAS PLUVIALES	Máximos caudales a incorporar a los interceptores (m³/s)
	Caudales Medios (m³/s)	Caudales Máximos (m³/s)	(m³/s)	
Cuenca Ceao	0,042	0,106	10,61	0,169
Cuenca Fervedoira	0,014	0,036	3,85	0,057

En el epígrafe 6, de conclusiones, se resumen los datos de las soluciones adoptadas para la cuenca del Fervedoira:

CUENCA DEL FERVEDOIRA	
Colector de incorporación	
Colector Secundario al cual incorpora:	Fervedoira
Pozo al que incorpora	F38
Diámetro (mm)	400 PVC
Longitud	548,46 m
Caudal a incorporar	57 l/s
Tanque de tormentas	
Área drenada	54,3 ha
Coefficiente medio de escorrentia	0,66
Área neta drenada	35,84 ha
Tiempo de concentración	36,67 minutos
Intensidad media	38,33 mm/h
Qmáx pluviales	3,82 m³/s
Volumen de retención	600 m³
Relación volumen retención /Área neta	16,74
Diámetro tubería de alivio tanque	1.500 mm

En ambos casos se trata de valores obtenidos aguas abajo del tanque de tormentas previsto en el parque empresarial.

5.2.- CAUDALES CON ORIGEN EN CUENCAS NATURALES

De forma adicional, se tendrán en cuenta también los caudales de aportación de otras cuencas naturales existentes en el ámbito, que no son drenadas por los colectores previstos en el parque empresarial. Estos caudales se tendrán en cuenta a la hora de comprobar la capacidad de los sistemas de drenaje existentes en el ámbito de trabajo (principalmente la capacidad de las ODTs situadas aguas abajo de Adolfo Suárez.).

Se adjunta copia de la tabla de caudales extraída del documento del año 2009:



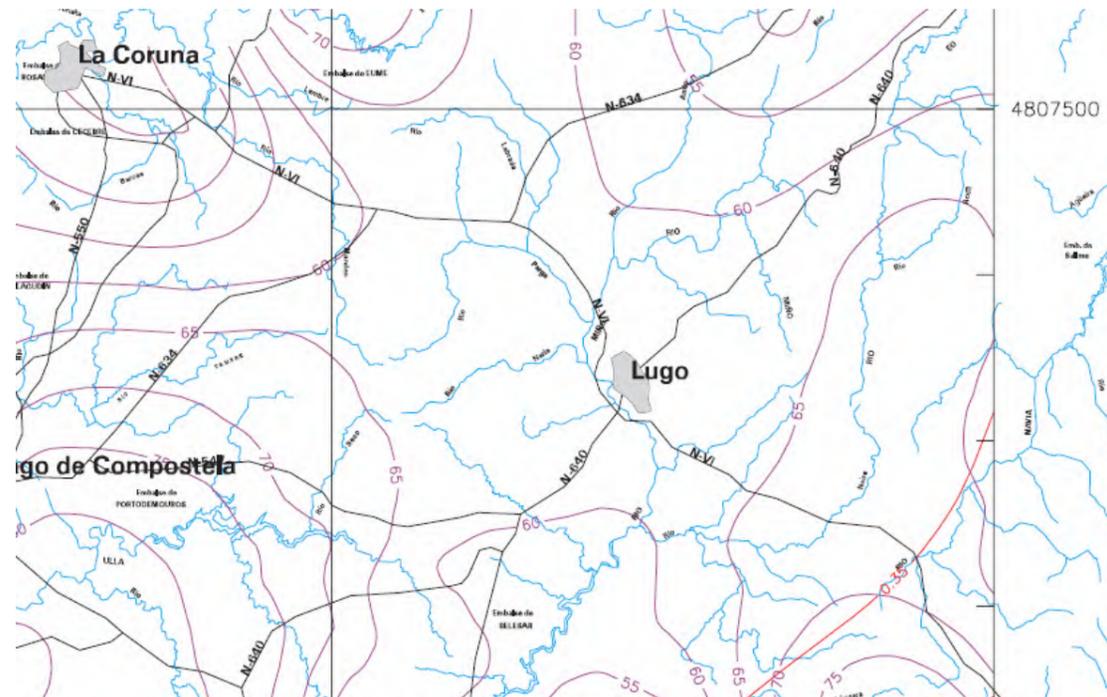
Para determinar el caudal de diseño de las ODTs situadas aguas abajo del tanque de tormentas se adopta el método racional reflejado en la Instrucción de Drenaje 5.2-IC.

5.2.1.- PLUVIOMETRÍA

Por lo que respecta a la pluviometría de la zona de estudio, se determinarán las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, a partir de los datos recogidos en la publicación "Islóneas de precipitaciones máximas previsible en un día", del Ministerio de Fomento. En esta publicación se presenta un mapa para el cálculo de precipitaciones máximas diarias, confeccionado mediante el ajuste de los datos de precipitaciones según la función de distribución SQRT por el método de los momentos.

El mapa de la publicación presenta dos familias de líneas. Para el punto geográfico deseado, una de ellas define el valor medio Pm, de la ley de frecuencia de máximas precipitaciones diarias, y la otra el coeficiente de variación Cv de dicha ley, en función del periodo de retorno. A partir del cuadro que figura en el mapa, entrando con el coeficiente Cv se determina el factor regional Yt y la precipitación máxima se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$P_t = Y_t * P_m$$



Los factores Yt figuran en la siguiente tabla:

Cv	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 7.1 - Cuantiles Yt, de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación Kt, en el "Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular" (1997).

En el caso en estudio, en los mapas se obtiene que Cv= 0,35 y Pm= 63



Los resultados de máximas precipitaciones obtenidos, para distintos períodos de retorno, figuran a continuación:

T (años)	Precipitación diaria máxima esperable (mm.)
2	58,02
5	76,67
10	90,59
25	109,11
100	139,86
500	178,35

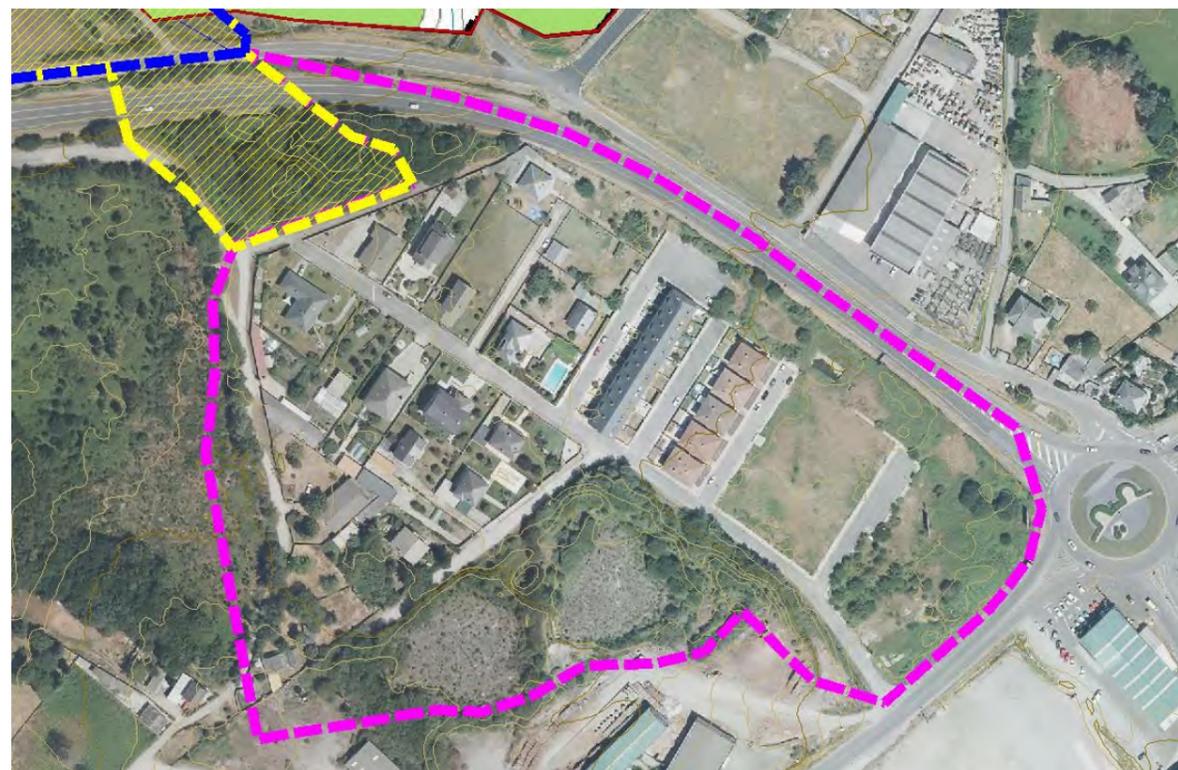
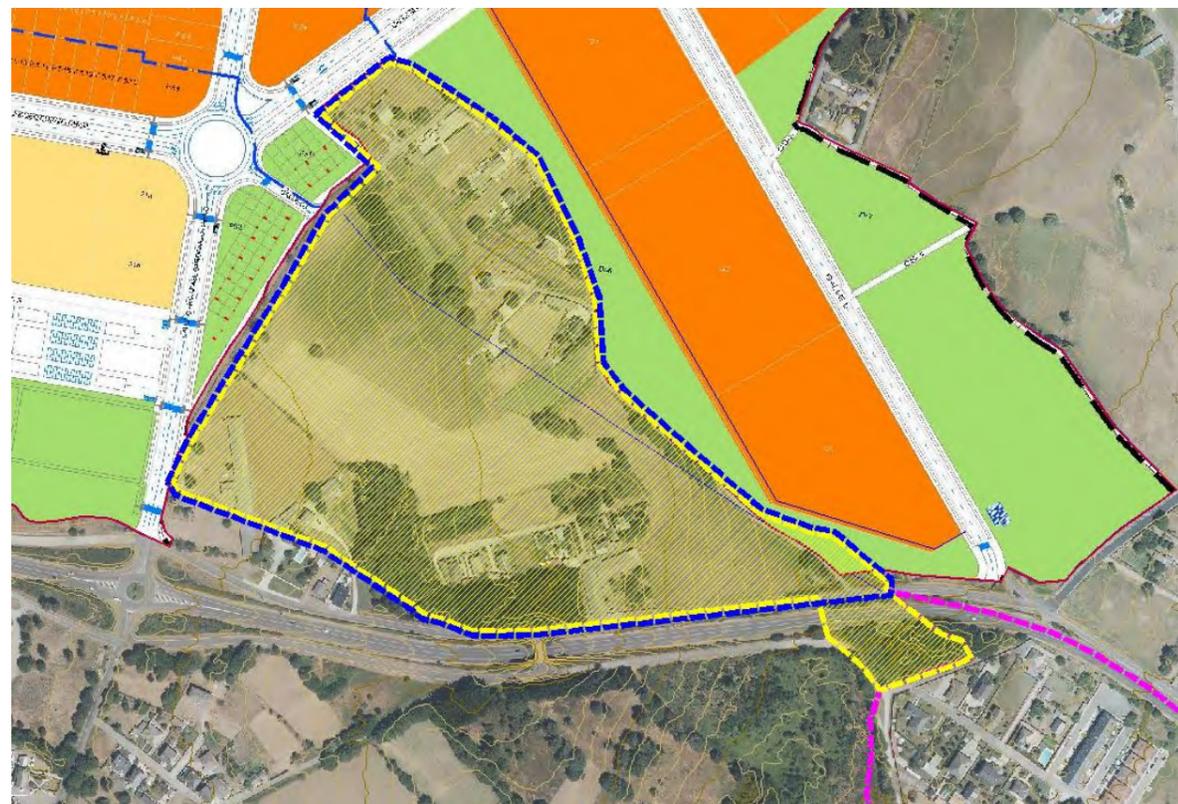
Se adopta un periodo de retorno de 100 años, recomendado por la Instrucción de Drenaje para el dimensionamiento del drenaje transversal.

5.2.2.- CUENCAS VERTIENTES

En la siguiente imagen se pueden apreciar las cuencas vertientes naturales que desaguan por la ODT de Ø1800 existente bajo la ronda norte:

- En azul figura el límite de la cuenca de aportación de la ODT existente bajo la Ronda Norte
- En amarillo y sombreado figura la cuenca de aportación existente aguas arriba de la zona urbanizada de Muxa.

Para dimensionar las obras de drenaje existentes bajo la avenida Adolfo Suárez es necesario considerar también los caudales recogidos por las superficies en las que está situada la urbanización. Se han reflejado en la imagen con una superficie limitada por una línea de trazos malva.



Las características de las cuencas se recogen en la siguiente tabla:

CUENCA	SUPERFICIE (m ²)	LONGITUD (m)	COTA SUPERIOR	COTA INFERIOR	DESNIVEL (m)	ODT	T
Azul	138.569	563	465	450	15	SÍ	500
Amarilla	144.831	600	465	450	15	NO	500
Malva	70.145	315	450	443	7	SÍ	500

5.2.3.- CAUDALES EN CUENCAS NATURALES

Con los datos de las tres cuencas, aplicando el método racional, se procede a obtener los caudales de diseño.

Según la Instrucción de drenaje superficial de carreteras, el caudal de referencia Q en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la fórmula:

$$Q = I(T/t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t / 3,6$$

En donde:

Q (m³/s): Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca.

I(T/t_c): intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno T considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración t_c, en mm.

C (adimensional): coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada

A: área de la cuenca o superficie drenada, en Km²

K_t (adimensional): Coeficiente de uniformidad de la distribución temporal de la precipitación.

5.2.3.1.- INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

La intensidad de precipitación I(T/t_c), se obtendrá por medio de la siguiente fórmula

$$I(T/t_c) = I_d \cdot F_{int}$$

Siendo:

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno

F_{int} (adimensional): Factor de intensidad: Max (F_a, F_b)

Para los distintos periodos de retorno considerados se obtienen los valores de intensidad de lluvia a emplear en el cálculo por medio de la siguiente fórmula:

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24}$$

Siendo

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación correspondiente a T

P_d (mm): Precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T

K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

En caso de tratarse de cuencas inferiores a 1 km², K_A=1. Si la cuenca es superior a 1 km², K_A=1-Log₁₀(A)/15, introduciéndose el área en km².

Para el cálculo del factor de intensidad F_{int} se emplea en este caso la fórmula siguiente, ya que se carecen de fórmulas IDF.

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\left(\frac{28^{0,1} - I_c^{0,1}}{28^{0,1} - 1}\right)} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{3,5287 - 2,5287tc^{0,1}}$$

En donde I₁/I_d es el índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad horaria y



la media diaria corregida, y se obtiene de la figura 2.4.

En nuestro caso concreto se considerará $I_1/I_d = 8,0$

t_c es el tiempo de concentración de la cuenca en horas, y va a ser función de la longitud y de la pendiente media del cauce principal, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{0,25}}\right)^{0,76}$$

En donde:

L = longitud del cauce principal en Km.

J = pendiente media del cauce principal en m/m.

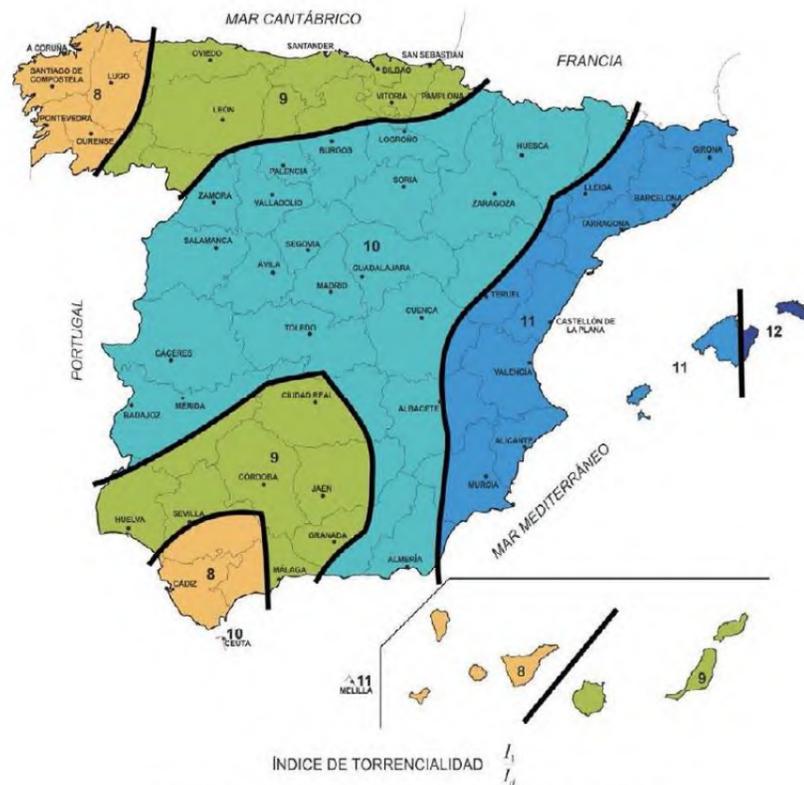


FIGURA 2.4.- MAPA DEL ÍNDICE DE TORRENCIALIDAD (I_1/I_d)

5.2.3.2.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Por otro lado, el coeficiente de escorrentía C se obtendrá por medio de la siguiente ecuación, ya que $P_d \cdot K_A > P_0$:

$$C = \frac{\left(\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0}\right) - 1\right) \cdot \left(\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0}\right) + 23\right)}{\left(\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0}\right) + 11\right)^2}$$

El coeficiente de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria P_d correspondiente al periodo de retorno y el umbral de escorrentía P_0 a partir del cual se inicia ésta.

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

P_0^i , el valor inicial del umbral de escorrentía se obtiene a su vez de las tablas de la Instrucción. Beta es el coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

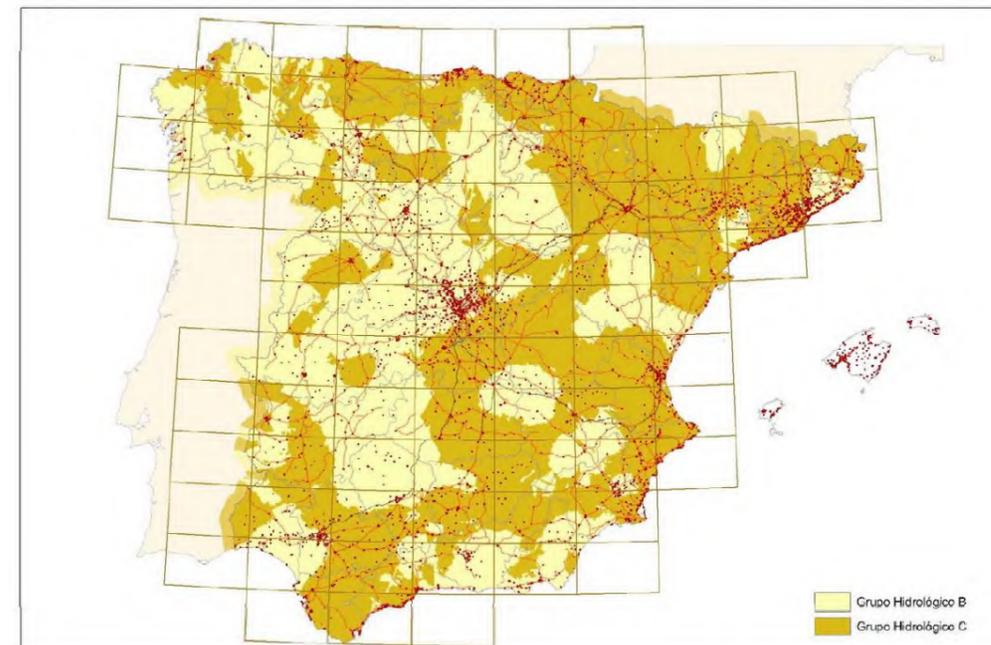


FIGURA 2.7.- MAPA DE GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SUELO



En nuestro caso podemos considerar como representativo de las distintas cuencas estudiadas tres tipos de terreno con suelos del grupo B. Los valores seleccionados figuran en las tablas de cálculo que se adjuntan al final de este epígrafe.

El coeficiente corrector se obtiene de la tabla 2.5 de la instrucción. Se emplea la siguiente expresión para el drenaje transversal de la carretera.

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$



FIGURA 2.9.- REGIONES CONSIDERADAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

5.2.3.3.- COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN

En cuanto al coeficiente K_t (adimensional) se obtiene de la siguiente expresión.

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

5.2.3.4.- RESULTADOS

Se adjuntan a continuación los valores de diseño obtenidos aplicando el método racional previsto en la instrucción de drenaje.

Cálculo del Caudal de Escorrentía de Aguas Pluviales mediante el Método Racional (Instrucción de drenaje)			
CUENCA AZUL			
1.- Cálculo del tiempo de concentración de la Cuenca			
Tiempo de escorrentía superficial:			
l1/ld	Long. cauce (m)	Desnivel (m)	
8	563	15	
Pendiente J (m/m)	tiemp. escorrentia (min)		
0,0266	23,16		
Tiempo de recorrido a través de conducciones:			
Long. colect (m)	velocidad (m/sg)	tiemp. recorrido (min)	
0	1,5	0,000	
Tiempo de concentración Total:			
tiemp. Concentr. (min)	t concentrac. tc(min)>10 min		
23,16	23,16		
2. Determinación del Caudal Total de Aguas Pluviales			
Fa	Pd (mm)	KA	ld (mm/h)
12,90	178,35	1,000000	7,43
I (T/t _c) (mm/h)	Area (m ²)	KT	
95,83	138.569	1,021274	
VALOR INICIAL DE ESCORRENTÍA. GRUPO DE SUELO B			
CUENCA	Pastizales naturales 32100	Matorral boscoso 32400	% Zonas urbanizadas con edificaciones
P ₀ ⁱ (mm)	23	34	8
%	80%	15%	5%
Beta ^{DT}	1,113	1,113	1,113
P ₀	25,599	37,842	8,904
Ci	0,55	0,42	0,85
Ai	110.855,20	20.785,35	6.928,45
QP (l/s)	Caudal de Diseño (m ³ /s)		
2.064,96	2,065		
	T	500 AÑOS	
	F _T	1,59	
	A ₅₀	0,2	
	beta _m	0,9	



Cálculo del Caudal de Escorrentía de Aguas Pluviales mediante el Método Racional (Instrucción de drenaje)

CUENCA AMARILLA

1.- Cálculo del tiempo de concentración de la Cuenca

Tiempo de escorrentía superficial:		
l1/ld	Long. cauce (m)	Desnivel (m)
8	600	15
Pendiente J (m/m)	tiemp. escorrentía (min)	
0,0250	24,61	
Tiempo de recorrido a través de conducciones:		
Long. colect (m)	velocidad (m/sg)	tiemp. recorrido (min)
0	1,5	0,000
Tiempo de concentración Total:		
tiemp. Concentr. (min)	t concentrac. tc(min)>10 min	
24,61	24,61	

2. Determinación del Caudal Total de Aguas Pluviales

Fa	Pd (mm)	KA	ld (mm/h)
12,53	178,35	1,000000	7,43
I (T/t _c) (mm/h)	Area (m ²)	KT	
93,09	144.831	1,022906	

VALOR INICIAL DE ESCORRENTÍA. GRUPO DE SUELO B			
CUENCA	Pastizales naturales 32100	Matorral boscoso 32400	% Zonas urbanizadas con edificaciones
P ₀ (mm)	23	34	8
%	80%	15%	5%
Beta ^{DT}	1,113	1,113	1,113
P ₀	25,599	37,842	8,904
Ci	0,55	0,42	0,85
Ai	115.864,80	21.724,65	7.241,55

T	500 AÑOS
F _T	1,59
A ₅₀	0,2
beta _m	0,9

QP (l/s)	Caudal de Diseño (m ³ /s)
2.099,94	2,100

Cálculo del Caudal de Escorrentía de Aguas Pluviales mediante el Método Racional (Instrucción de drenaje)

CUENCA MALVA

1.- Cálculo del tiempo de concentración de la Cuenca

Tiempo de escorrentía superficial:		
l1/ld	Long. cauce (m)	Desnivel (m)
8	315	7
Pendiente J (m/m)	tiemp. escorrentía (min)	
0,0222	15,42	
Tiempo de recorrido a través de conducciones:		
Long. colect (m)	velocidad (m/sg)	tiemp. recorrido (min)
0	1,5	0,000
Tiempo de concentración Total:		
tiemp. Concentr. (min)	t concentrac. tc(min)>10 min	
15,42	15,42	

2. Determinación del Caudal Total de Aguas Pluviales

Fa	Pd (mm)	KA	ld (mm/h)
15,60	178,35	1,000000	7,43
I (T/t _c) (mm/h)	Area (m ²)	KT	
115,95	70.145	1,012902	

VALOR INICIAL DE ESCORRENTÍA. GRUPO DE SUELO B			
CUENCA	Pastizales naturales 32100	Matorral boscoso 32400	% Zonas urbanizadas con edificaciones
P ₀ (mm)	23	34	8
%	40%	30%	30%
Beta ^{DT}	1,113	1,113	1,113
P ₀	25,599	37,842	8,904
Ci	0,55	0,42	0,85
Ai	28.058,00	21.043,50	21.043,50

T	500 AÑOS
F _T	1,59
A ₅₀	0,2
beta _m	0,9

QP (l/s)	Caudal de Diseño (m ³ /s)
1.377,00	1,377



5.3.- CAUDAL DE DISEÑO DEL COLECTOR DE AGUAS PLUVIALES

Los caudales de evacuación del tanque de tormentas previsto en el parque de As Gándaras para gestionar las aguas de escorrentía de la cuenca del Fervedoira son completamente independientes de los generados en las cuencas naturales. Por tanto, el caudal de diseño de la conducción de pluviales y el punto de vertido situado aguas arriba de la avenida Adolfo Suárez es exclusivamente el proveniente de las redes interiores del parque empresarial, establecido en 3,85 m³/s.

A partir de este punto, se deben tener en consideración también los caudales provenientes de las cuencas naturales, en especial para el dimensionamiento de las obras de fábrica situadas en la avenida de Adolfo Suárez y Falcón.

Para ello, los sistemas de drenaje de pluviales aguas abajo deberían ser capaces de desaguar los siguientes caudales de diseño en los distintos tramos en estudio:

Tramo	Cuencas	Q (m³/s)
Tanque de tormentas – ODT Adolfo Suárez	Interiores del parque empresarial	3,85
ODT Avda. Adolfo Suárez - Fervedoira	Interiores parque empresarial + Cuenca amarilla + cuenca malva	7,33

Actualmente, la ODT situada en Adolfo Suárez tiene unas dimensiones interiores de 1,5x1,0 metros. La capacidad teórica disponible figura recogida en la siguiente tabla:

Dimensiones y parámetros hidráulicos	
Ancho a1	0
Ancho a2	1,5
Ancho a3	0
Profundidad h	1
Material	HORMIGÓN
n Manning	0,015
Sección (m²)	1,500
Perímetro mojado (m)	3,500
Capacidad hidráulica	
p (%)	Q (l/s) v (m/s)
0,0%	0,00 0,00
0,1%	1.797,55 1,20
0,2%	2.542,13 1,69
0,3%	3.113,46 2,08
0,4%	3.595,11 2,40
0,5%	4.019,45 2,68

La capacidad teórica es inferior a la requerida para desaguar los caudales de diseño. Por tanto, se debe dimensionar una nueva obra de fábrica con la capacidad requerida.

5.4.- CAUDAL DE DISEÑO DEL COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES

El caudal de diseño de la conducción de residuales es el correspondiente a las redes interiores del parque empresarial, establecido en 0,057 m³/s.

6.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS CONDUCCIONES DE PLUVIALES

Una vez definidos los caudales de diseño de aguas pluviales se procede al dimensionamiento de las conducciones y obras de fábrica necesarias para desaguar los caudales de cálculo.

Para el cálculo de capacidad se emplea la fórmula de Manning:

$$i = \frac{n^2 \cdot v^2}{R_H^{\frac{2}{3}}}$$

En donde:

i = pendiente.

n = número de Manning (coeficiente de rugosidad).

v = velocidad en m/s.

R_H = radio hidráulico (m.).

Se ha optado por la adopción de un colector de PRFV. El número de Manning considerado para esta conducción es de 0,011. En el caso de las obras de fábrica de hormigón, se ha considerado 0,015. En el caso del tubo de hincas de hormigón 0,013.

Las pendientes previstas en los distintos tramos de canalización y colector son las siguientes:

Pk inicial	Pk inicial	Pendiente
0+000	0+294	0,3%
0+294	0+341,493	2,0%
0+341,493	0+529,879	1,0%



6.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL TRAMO DE COLECTOR

Entre el p.k. 0+105 y el 0+529,879 se diseña un colector para trasegar únicamente los alivios del tanque de tormentas del parque empresarial. El caudal de diseño establecido es de 3,85 m³/s.

6.1.1.- TRAMO 0+341,493 – 0+529,879

La pendiente es del 1%. Se adopta un tubo de PRFV de Ø1500. La capacidad teórica de esta conducción figura en la siguiente tabla. Los caudales de diseño se alcanzan con un valor teórico de llenado del 50%.

Pend.	Manning	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
J	n	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
0,01	0,011	1,5	0,3	0,45	1,98	0,4459	1,7389	1635,99	3,67
0,01	0,011	1,5	0,31	0,465	1,96	0,4666	1,7715	1742,94	3,74
0,01	0,011	1,5	0,32	0,48	1,94	0,4875	1,8038	1852,56	3,80
0,01	0,011	1,5	0,33	0,495	1,92	0,5086	1,8358	1964,78	3,86
0,01	0,011	1,5	0,34	0,51	1,90	0,5298	1,8676	2079,50	3,92
0,01	0,011	1,5	0,35	0,525	1,88	0,5512	1,8992	2196,63	3,99
0,01	0,011	1,5	0,36	0,54	1,85	0,5727	1,9305	2316,08	4,04
0,01	0,011	1,5	0,37	0,555	1,83	0,5944	1,9617	2437,77	4,10
0,01	0,011	1,5	0,38	0,57	1,81	0,6162	1,9926	2561,59	4,16
0,01	0,011	1,5	0,39	0,585	1,79	0,6381	2,0235	2687,44	4,21
0,01	0,011	1,5	0,4	0,6	1,77	0,6601	2,0542	2815,23	4,26
0,01	0,011	1,5	0,41	0,615	1,75	0,6822	2,0847	2944,87	4,32
0,01	0,011	1,5	0,42	0,63	1,73	0,7043	2,1152	3076,24	4,37
0,01	0,011	1,5	0,43	0,645	1,71	0,7266	2,1455	3209,24	4,42
0,01	0,011	1,5	0,44	0,66	1,69	0,7489	2,1758	3343,78	4,46
0,01	0,011	1,5	0,45	0,675	1,67	0,7713	2,2059	3479,74	4,51
0,01	0,011	1,5	0,46	0,69	1,65	0,7937	2,2361	3617,01	4,56
0,01	0,011	1,5	0,47	0,705	1,63	0,8161	2,2661	3755,49	4,60
0,01	0,011	1,5	0,48	0,72	1,61	0,8386	2,2962	3895,07	4,64
0,01	0,011	1,5	0,49	0,735	1,59	0,8611	2,3262	4035,63	4,69
0,01	0,011	1,5	0,5	0,75	1,57	0,8836	2,3562	4177,06	4,73
0,01	0,011	1,5	0,51	0,765	1,55	0,9061	2,3862	4319,24	4,77
0,01	0,011	1,5	0,52	0,78	1,53	0,9286	2,4162	4462,05	4,81
0,01	0,011	1,5	0,53	0,795	1,51	0,9510	2,4462	4605,38	4,84
0,01	0,011	1,5	0,54	0,81	1,49	0,9735	2,4763	4749,10	4,88
0,01	0,011	1,5	0,55	0,825	1,47	0,9959	2,5064	4893,10	4,91
0,01	0,011	1,5	0,56	0,84	1,45	1,0182	2,5366	5037,23	4,95
0,01	0,011	1,5	0,57	0,855	1,43	1,0406	2,5669	5181,38	4,98
0,01	0,011	1,5	0,58	0,87	1,41	1,0628	2,5972	5325,42	5,01
0,01	0,011	1,5	0,59	0,885	1,39	1,0850	2,6277	5469,22	5,04
0,01	0,011	1,5	0,6	0,9	1,37	1,1071	2,6582	5612,63	5,07

6.1.2.- TRAMO 0+294 – 0+341,493

Este tramo incluye la hinca bajo la Ronda Norte. La pendiente es del 2%. Se adopta un tubo de HORMIGÓN ARMADO de Ø1500 para el tramo hincado, que se realiza mediante escudo abierto. El tramo de hinca, con tubo de hormigón tiene la siguiente capacidad teórica. El caudal de diseño se puede desaguar con un nivel de llenado próximo al 43%.

Pend.	Manning	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
J	n	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
0,02	0,013	1,5	0,11	0,165	2,47	0,1058	1,0142	254,90	2,41
0,02	0,013	1,5	0,12	0,18	2,43	0,1201	1,0612	305,75	2,55
0,02	0,013	1,5	0,13	0,195	2,40	0,1350	1,1066	361,24	2,68
0,02	0,013	1,5	0,14	0,21	2,37	0,1504	1,1505	421,31	2,80
0,02	0,013	1,5	0,15	0,225	2,35	0,1662	1,1931	485,94	2,92
0,02	0,013	1,5	0,16	0,24	2,32	0,1825	1,2345	555,07	3,04
0,02	0,013	1,5	0,17	0,255	2,29	0,1992	1,2750	628,64	3,16
0,02	0,013	1,5	0,18	0,27	2,27	0,2163	1,3144	706,61	3,27
0,02	0,013	1,5	0,19	0,285	2,24	0,2338	1,3531	788,90	3,37
0,02	0,013	1,5	0,2	0,3	2,21	0,2516	1,3909	875,44	3,48
0,02	0,013	1,5	0,21	0,315	2,19	0,2698	1,4281	966,17	3,58
0,02	0,013	1,5	0,22	0,33	2,17	0,2883	1,4646	1061,01	3,68
0,02	0,013	1,5	0,23	0,345	2,14	0,3070	1,5005	1159,88	3,78
0,02	0,013	1,5	0,24	0,36	2,12	0,3261	1,5359	1262,70	3,87
0,02	0,013	1,5	0,25	0,375	2,09	0,3455	1,5708	1369,39	3,96
0,02	0,013	1,5	0,26	0,39	2,07	0,3651	1,6052	1479,86	4,05
0,02	0,013	1,5	0,27	0,405	2,05	0,3850	1,6392	1594,02	4,14
0,02	0,013	1,5	0,28	0,42	2,03	0,4050	1,6728	1711,77	4,23
0,02	0,013	1,5	0,29	0,435	2,00	0,4254	1,7060	1833,03	4,31
0,02	0,013	1,5	0,3	0,45	1,98	0,4459	1,7389	1957,70	4,39
0,02	0,013	1,5	0,31	0,465	1,96	0,4666	1,7715	2085,67	4,47
0,02	0,013	1,5	0,32	0,48	1,94	0,4875	1,8038	2216,85	4,55
0,02	0,013	1,5	0,33	0,495	1,92	0,5086	1,8358	2351,13	4,62
0,02	0,013	1,5	0,34	0,51	1,90	0,5298	1,8676	2488,41	4,70
0,02	0,013	1,5	0,35	0,525	1,88	0,5512	1,8992	2628,58	4,77
0,02	0,013	1,5	0,36	0,54	1,85	0,5727	1,9305	2771,52	4,84
0,02	0,013	1,5	0,37	0,555	1,83	0,5944	1,9617	2917,14	4,91
0,02	0,013	1,5	0,38	0,57	1,81	0,6162	1,9926	3065,30	4,97
0,02	0,013	1,5	0,39	0,585	1,79	0,6381	2,0235	3215,90	5,04
0,02	0,013	1,5	0,4	0,6	1,77	0,6601	2,0542	3368,83	5,10
0,02	0,013	1,5	0,41	0,615	1,75	0,6822	2,0847	3523,95	5,17
0,02	0,013	1,5	0,42	0,63	1,73	0,7043	2,1152	3681,15	5,23
0,02	0,013	1,5	0,43	0,645	1,71	0,7266	2,1455	3840,31	5,29
0,02	0,013	1,5	0,44	0,66	1,69	0,7489	2,1758	4001,30	5,34

El resto del tramo se ejecuta con tubo de PRFV de Ø1500. La capacidad teórica de esta conducción figura en la siguiente tabla. Los caudales de diseño se alcanzan con un valor teórico de llenado del 40%.



Pend.	Manning	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
J	n								
0,02	0,011	1,5	0,21	0,315	2,19	0,2698	1,4281	1141,83	4,23
0,02	0,011	1,5	0,22	0,33	2,17	0,2883	1,4646	1253,92	4,35
0,02	0,011	1,5	0,23	0,345	2,14	0,3070	1,5005	1370,77	4,46
0,02	0,011	1,5	0,24	0,36	2,12	0,3261	1,5359	1492,28	4,58
0,02	0,011	1,5	0,25	0,375	2,09	0,3455	1,5708	1618,37	4,68
0,02	0,011	1,5	0,26	0,39	2,07	0,3651	1,6052	1748,92	4,79
0,02	0,011	1,5	0,27	0,405	2,05	0,3850	1,6392	1883,84	4,89
0,02	0,011	1,5	0,28	0,42	2,03	0,4050	1,6728	2023,01	4,99
0,02	0,011	1,5	0,29	0,435	2,00	0,4254	1,7060	2166,31	5,09
0,02	0,011	1,5	0,3	0,45	1,98	0,4459	1,7389	2313,65	5,19
0,02	0,011	1,5	0,31	0,465	1,96	0,4666	1,7715	2464,89	5,28
0,02	0,011	1,5	0,32	0,48	1,94	0,4875	1,8038	2619,92	5,37
0,02	0,011	1,5	0,33	0,495	1,92	0,5086	1,8358	2778,61	5,46
0,02	0,011	1,5	0,34	0,51	1,90	0,5298	1,8676	2940,85	5,55
0,02	0,011	1,5	0,35	0,525	1,88	0,5512	1,8992	3106,50	5,64
0,02	0,011	1,5	0,36	0,54	1,85	0,5727	1,9305	3275,44	5,72
0,02	0,011	1,5	0,37	0,555	1,83	0,5944	1,9617	3447,52	5,80
0,02	0,011	1,5	0,38	0,57	1,81	0,6162	1,9926	3622,63	5,88
0,02	0,011	1,5	0,39	0,585	1,79	0,6381	2,0235	3800,61	5,96
0,02	0,011	1,5	0,4	0,6	1,77	0,6601	2,0542	3981,34	6,03
0,02	0,011	1,5	0,41	0,615	1,75	0,6822	2,0847	4164,67	6,11
0,02	0,011	1,5	0,42	0,63	1,73	0,7043	2,1152	4350,46	6,18
0,02	0,011	1,5	0,43	0,645	1,71	0,7266	2,1455	4538,55	6,25
0,02	0,011	1,5	0,44	0,66	1,69	0,7489	2,1758	4728,81	6,31
0,02	0,011	1,5	0,45	0,675	1,67	0,7713	2,2059	4921,09	6,38
0,02	0,011	1,5	0,46	0,69	1,65	0,7937	2,2361	5115,22	6,45
0,02	0,011	1,5	0,47	0,705	1,63	0,8161	2,2661	5311,07	6,51
0,02	0,011	1,5	0,48	0,72	1,61	0,8386	2,2962	5508,46	6,57
0,02	0,011	1,5	0,49	0,735	1,59	0,8611	2,3262	5707,24	6,63
0,02	0,011	1,5	0,5	0,75	1,57	0,8836	2,3562	5907,25	6,69

6.1.3.- TRAMO 0+127 – 0+294

La pendiente es del 0,3%. Se adopta un tubo de PRFV de Ø1800. La capacidad teórica de esta conducción figura en la siguiente tabla. Los caudales de diseño se alcanzan con un valor teórico de llenado de aproximadamente el 50%.

Pend.	Manning	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
J	n								
0,003	0,011	1,8	0,3	0,54	1,98	0,6421	2,0867	1457,11	2,27
0,003	0,011	1,8	0,31	0,558	1,96	0,6719	2,1258	1552,36	2,31
0,003	0,011	1,8	0,32	0,576	1,94	0,7020	2,1646	1650,00	2,35
0,003	0,011	1,8	0,33	0,594	1,92	0,7323	2,2030	1749,94	2,39
0,003	0,011	1,8	0,34	0,612	1,90	0,7629	2,2411	1852,12	2,43
0,003	0,011	1,8	0,35	0,63	1,88	0,7937	2,2790	1956,44	2,46
0,003	0,011	1,8	0,36	0,648	1,85	0,8247	2,3166	2062,84	2,50

Pend.	Manning	D	h/D	y	BETA	S	P	Q' (l/s)	V(m/s)
J	n								
0,003	0,011	1,8	0,37	0,666	1,83	0,8559	2,3540	2171,22	2,54
0,003	0,011	1,8	0,38	0,684	1,81	0,8873	2,3912	2281,49	2,57
0,003	0,011	1,8	0,39	0,702	1,79	0,9188	2,4282	2393,59	2,61
0,003	0,011	1,8	0,4	0,72	1,77	0,9505	2,4650	2507,41	2,64
0,003	0,011	1,8	0,41	0,738	1,75	0,9823	2,5017	2622,87	2,67
0,003	0,011	1,8	0,42	0,756	1,73	1,0143	2,5382	2739,87	2,70
0,003	0,011	1,8	0,43	0,774	1,71	1,0463	2,5746	2858,33	2,73
0,003	0,011	1,8	0,44	0,792	1,69	1,0784	2,6109	2978,16	2,76
0,003	0,011	1,8	0,45	0,81	1,67	1,1106	2,6471	3099,25	2,79
0,003	0,011	1,8	0,46	0,828	1,65	1,1429	2,6833	3221,52	2,82
0,003	0,011	1,8	0,47	0,846	1,63	1,1752	2,7194	3344,86	2,85
0,003	0,011	1,8	0,48	0,864	1,61	1,2076	2,7554	3469,17	2,87
0,003	0,011	1,8	0,49	0,882	1,59	1,2399	2,7914	3594,36	2,90
0,003	0,011	1,8	0,5	0,9	1,57	1,2723	2,8274	3720,33	2,92
0,003	0,011	1,8	0,51	0,918	1,55	1,3047	2,8634	3846,96	2,95
0,003	0,011	1,8	0,52	0,936	1,53	1,3371	2,8995	3974,16	2,97
0,003	0,011	1,8	0,53	0,954	1,51	1,3695	2,9355	4101,82	3,00
0,003	0,011	1,8	0,54	0,972	1,49	1,4018	2,9716	4229,82	3,02
0,003	0,011	1,8	0,55	0,99	1,47	1,4341	3,0077	4358,07	3,04
0,003	0,011	1,8	0,56	1,008	1,45	1,4663	3,0440	4486,45	3,06
0,003	0,011	1,8	0,57	1,026	1,43	1,4984	3,0803	4614,84	3,08
0,003	0,011	1,8	0,58	1,044	1,41	1,5304	3,1167	4743,13	3,10
0,003	0,011	1,8	0,59	1,062	1,39	1,5624	3,1532	4871,20	3,12
0,003	0,011	1,8	0,6	1,08	1,37	1,5942	3,1899	4998,93	3,14

6.1.4.- TRAMO 0+105 – 0+127

La pendiente es del 0,3%. Se adopta un marco de hormigón armado de dimensiones interiores 2x1,6. Esta tramo de la conducción se modeliza como una sección rectangular con un calado máximo de 1,5 metros. La capacidad teórica de esta conducción, para la pendiente prevista del 0,3%, figura en la siguiente tabla:

Dimensiones y parámetros hidráulicos	
Ancho a1	0
Ancho a2	2
Ancho a3	0
Profundidad h	1,5
Material	HORMIGÓN
n Manning	0,015
Sección (m²)	3,000
Perímetro mojado (m)	5,000

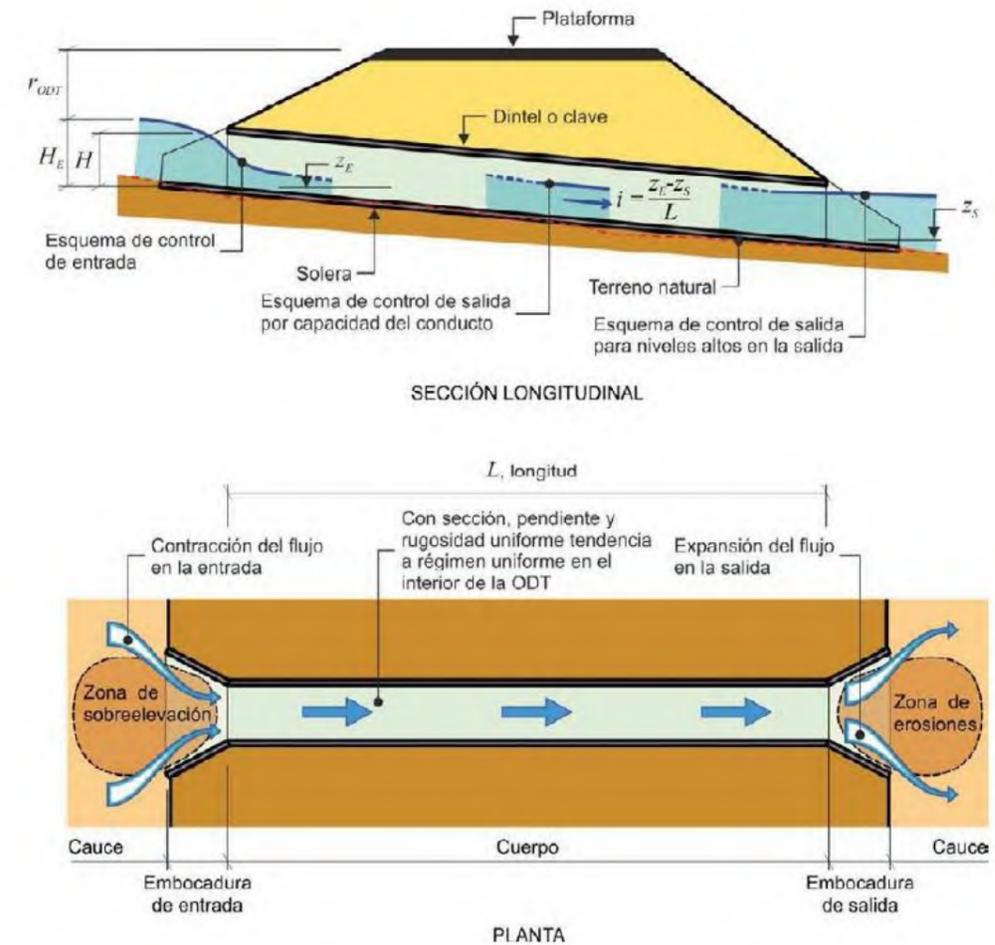


Capacidad hidráulica		
p (%)	Q (l/s)	v (m/s)
0,0%	0,00	0,00
0,1%	4.499,15	1,50
0,2%	6.362,76	2,12
0,3%	7.792,76	2,60
0,4%	8.998,31	3,00
0,5%	10.060,41	3,35
0,6%	11.020,63	3,67
0,7%	11.903,64	3,97
0,8%	12.725,53	4,24
0,9%	13.497,46	4,50
1,0%	14.227,57	4,74

Los caudales de diseño se alcanzan con un valor teórico de llenado de aproximadamente el 50%.

6.2.- DIMENSIONAMIENTO OBRAS DE FÁBRICA AVDA. ADOLFO SUÁREZ Y FALCÓN

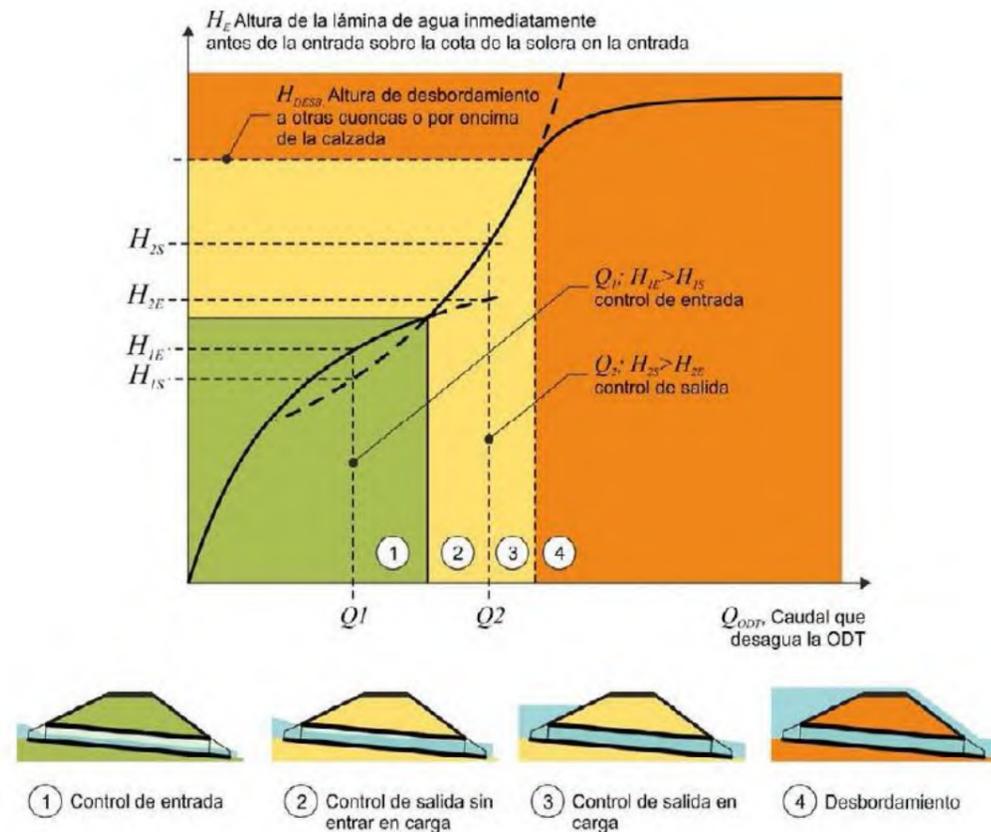
Los tramos enterrados de las ODT son conductos rectos de sección constante entre su entrada y su salida. Cada conducto presenta una curva característica que relaciona el caudal que desagua a través de él, Q, con la cota que alcanza la lámina de agua inmediatamente aguas arriba del conducto, medida a partir de la cota de la solera a su entrada, HE. Dicha curva es función de su sección transversal, pendiente, rugosidad y tipos de entrada y salida.



En la definición de la curva se diferencian distintos tramos dependiendo de las secciones de control que se produzcan:

- Control de entrada, cuando la capacidad de desagüe de la ODT viene dada por la capacidad de la entrada.
- Control de salida, cuando la capacidad de desagüe de la ODT viene dada por la capacidad del conducto o los niveles de agua en el cauce a la salida.
- Desbordamiento a otras cuencas primarias o por encima de la calzada.





el relleno se tendrán en cuenta la velocidad de la corriente y las características del material que lo constituye para disponer las protecciones necesarias.

- La velocidad debe ser inferior a la máxima admisible en función del material de la ODT.
- A la salida se debe producir la continuidad o expansión del flujo al incorporarse al cauce natural sin generar erosiones ni aterramientos.

A continuación se adjuntan las tablas de dimensionamiento de las ODTs previstas en proyecto.

Las ODT se deben proyectar para cumplir las siguientes condiciones relativas al caudal de proyecto:

- Con carácter general deben funcionar con control de entrada.
- La sobreelevación del nivel de la corriente provocada por la presencia de la ODT será el menor valor de entre los dos siguientes:
 - o Cincuenta centímetros (50 cm)
 - o La correspondiente a una altura de lámina de agua a la entrada del conducto inferior a uno coma dos veces la altura libre del conducto ($H_E < 1,2 H$).
- Con carácter general, el resguardo libre existente hasta la plataforma debe ser superior a 0,5 metros.
- Cuando a la entrada o a la salida de una ODT la lámina de agua entre en contacto con



CÁLCULO DE MARCOS

OBRA DE FÁBRICA: OBRA DE FÁBRICA ADOLFO SUÁREZ - FALCÓN

DATOS:

	Ud.	
Anchura del conducto (B)	m	2,000
Altura del conducto (H)	m	3,000
Número de Manning (n)	-	0,015
Pendiente del conducto (j)	%	0,300
Longitud del conducto (L)	m	35,000
Caudal de diseño (Q _d)	m ³ /s	7,330
Altura del cauce a la salida	m	0,500
Conducto recto y sección y pdte constantes	SI	
Tipo de embocadura	2	Muro o aletas a más de 30°

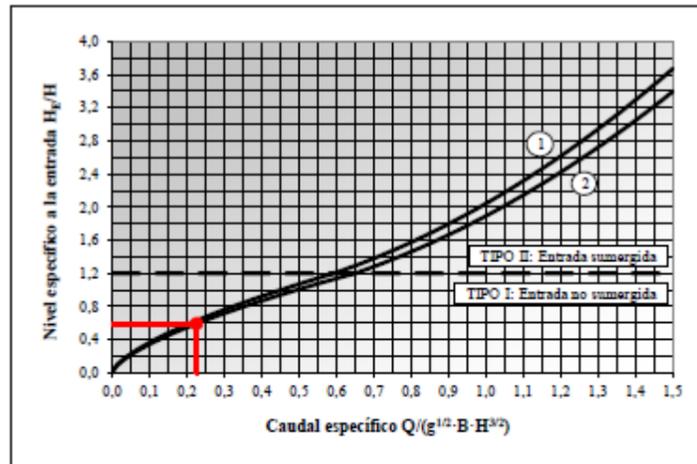
RESULTADOS:

- Régimen uniforme:

	Ud.	Conducto funcionando a	
		caudal de diseño	sección llena (lámina libre)
Caudal desaguado (Q)	m ³ /s	7,330	18,085
Calado (y)	m	1,429	3,000
Velocidad del flujo (v)	m/s	2,564	3,014
Sección mojada (S _m)	m ²	2,859	6,000
Perímetro mojado (P _m)	m	4,859	8,000
Radio hidráulico (R _h)	m	0,588	0,750
% Desagüe sobre máximo	%	40,53	100,00

- Valores correspondientes al control de entrada:

CONTROL DE ENTRADA EN CONDUCTOS RECTANGULARES



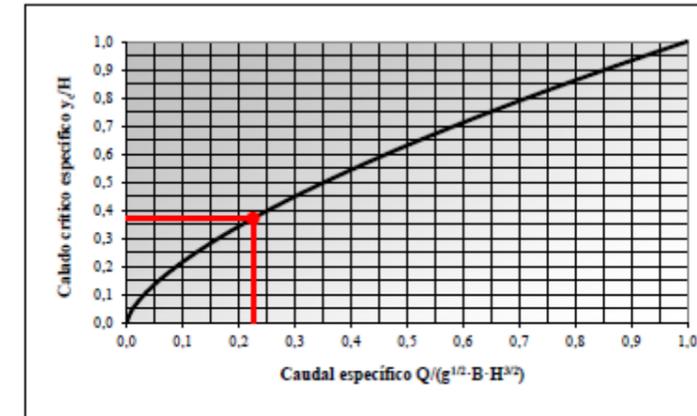
- ① Con aletas a menos de 30° con el eje del conducto
- ② Con muro de acompañamiento o con aletas a más de 30° con el eje del conducto

	Ud.	
Caudal específico	-	0,225
Nivel espec. entrada (H _p /H)	-	0,592
Altura a la entrada (H _p)	m	1,777

CÁLCULO DE MARCOS

- Valores críticos:

RÉGIMEN CRÍTICO EN CONDUCTOS RECTANGULARES



	Ud.	
Caudal específico	-	0,225
Calado crítico espec. (y _c /H)	-	0,370
Calado crítico (y _c)	m	1,110
Sección mojada (S _m)	m ²	2,221
Perímetro mojado (P _m)	m	4,221
Radio hidráulico (R _h)	m	0,526
Velocidad crítica (v _c)	m/s	3,301
Pendiente crítica (j _c)	%	0,577

- Condiciones de control de entrada:

- Conducto recto, y sección y pendiente constantes..... SI
- Diferencia entre el nivel del cauce a la salida del conducto con la cota de la solera inferior a la altura del conducto y al calado crítico en él..... SI

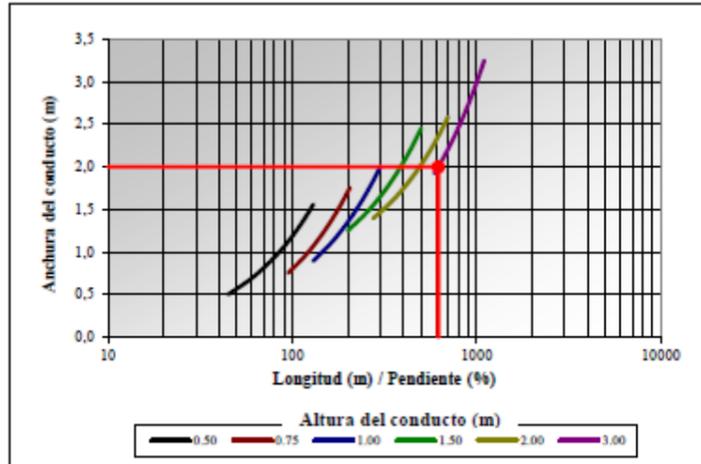
	Ud.	
Altura a la salida	m	0,500
Altura del conducto (H)	m	3,000
Calado crítico (y _c)	m	1,110

- La relación entre la longitud y la pendiente del conducto es inferior a la razón límite..... SI



CÁLCULO DE MARCOS

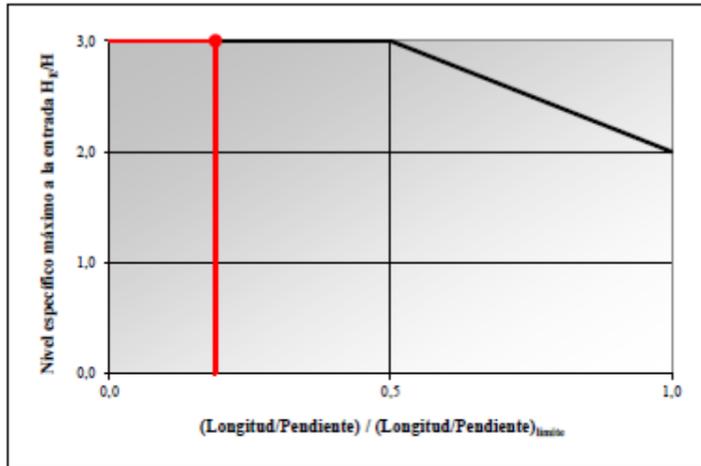
LÍMITE DE LA RAZÓN LONGITUD/PENDIENTE PARA CONTROL DE ENTRADA EN CONDUCTOS RECTANGULARES CON MURO DE ACOMPAÑAMIENTO O CON ALETAS A MÁS DE 30° CON EL EJE



	Ud.	
Longitud / Pendiente	m/%	116,667
(Longitud / Pendiente) _{límite}	m/%	620,000

- El nivel del agua a la entrada del conducto, resultante de los cálculos, no rebasa el máximo..... **SÍ**

NIVEL MÁXIMO H_e A LA ENTRADA PARA CONTROL DE ENTRADA



	Ud.	
Altura a la entrada (H _e)	m	1,777
(L/Pdte.)/(L/Pdte.) _{límite}	-	0,188
Nivel esp. máx. a la entrada	-	3,000
Altura máx. entrada (H _{e máx.})	m	9,000

SE CUMPLEN TODAS LAS CONDICIONES PARA CONSIDERAR EL CONTROL DE ENTRADA

CÁLCULO DE MARCOS

- Verificación del posible control de salida:

	Ud.	
Longitud del conducto (L)	m	35,000
Pendiente del conducto (j)	%	0,300
Vel. media a sección llena	m/s	1,222
Radio hidr. a sección llena	m	0,600
Coef. rugosidad Manning	-	66,667
Coef. pérdida de carga (K _e)	-	0,400
h _f	m	2,055
Altura a la entrada (H _e) por control de salida	m	N/A

VALORES ADOPTADOS

- Valores de entrada:

	Ud.	
Altura a la entrada (H _e)	m	1,777

- Valores de salida:

	Ud.	
Altura a la salida (H _s)	m	1,429
Sección mojada (S _m)	m ²	2,859
Perímetro mojado (P _m)	m	4,859
Radio hidráulico (R _h)	m	0,588
Velocidad (v)	m/s	2,564



7.- DIMENSIONAMIENTO DEL COLECTOR DE RESIDUALES

Se adopta un colector de PVC compacto SN-8 de Ø500 en el tramo 0+000 a 0+157. A partir de este punto se adopta un colector de PVC compacto SN-8 de Ø400.

La pendiente del colector de Ø500 es del 0,30% en todo su trazado. En el caso del colector de Ø400 la pendiente mínima es del 0,50%, y la máxima del 2% (tramo de perforación dirigida). En las siguientes tablas se aportan las capacidades máximas de las conducciones previstas, para las pendientes de proyecto.

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,3766	SECCIÓN (m ²)	0,11	SECCIÓN (m ²)	0,10
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,18	PERÍMETRO (m)	0,83
PENDIENTE	0,50%	CAUDAL (l/s)	148,19	CAUDAL (l/s)	144,85
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	1,33	VELOCIDAD(m/s)	1,52

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,3766	SECCIÓN (m ²)	0,11	SECCIÓN (m ²)	0,10
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,18	PERÍMETRO (m)	0,83
PENDIENTE	0,70%	CAUDAL (l/s)	175,34	CAUDAL (l/s)	171,39
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	1,57	VELOCIDAD(m/s)	1,79

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,3766	SECCIÓN (m ²)	0,11	SECCIÓN (m ²)	0,10
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,18	PERÍMETRO (m)	0,83
PENDIENTE	1,20%	CAUDAL (l/s)	229,58	CAUDAL (l/s)	224,40
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	2,06	VELOCIDAD(m/s)	2,35

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,3766	SECCIÓN (m ²)	0,11	SECCIÓN (m ²)	0,10
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,18	PERÍMETRO (m)	0,83
PENDIENTE	1,70%	CAUDAL (l/s)	273,25	CAUDAL (l/s)	267,09
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	2,45	VELOCIDAD(m/s)	2,80

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,3766	SECCIÓN (m ²)	0,11	SECCIÓN (m ²)	0,10
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,18	PERÍMETRO (m)	0,83
PENDIENTE	2,00%	CAUDAL (l/s)	296,38	CAUDAL (l/s)	289,70
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	2,66	VELOCIDAD(m/s)	3,03

PARÁMETROS HIDRÁULICOS		HIDRÁULICA TUBO LLENO		HIDRÁULICA TUBO 80%	
DIÁMETRO (m)	0,4708	SECCIÓN (m ²)	0,17	SECCIÓN (m ²)	0,15
MATERIAL	PVC	PERÍMETRO (m)	1,48	PERÍMETRO (m)	1,04
PENDIENTE	0,30%	CAUDAL (l/s)	208,18	CAUDAL (l/s)	203,49
MANNING	0,011	VELOCIDAD(m/s)	1,20	VELOCIDAD(m/s)	1,36

8.- CALCULO MECÁNICO DE LOS COLECTORES

En el presente capítulo se pretende determinar la categoría resistente necesaria de la conducción que se instalará, en función del tipo de instalación y su régimen de funcionamiento (régimen libre) para que ofrezcan una garantía adecuada de funcionamiento a lo largo de su vida operativa.

8.1.- CONDUCCIONES DE PVC

Para las tuberías de PVC se emplea el programa de cálculo mecánico desarrollado por AseTUB que realiza el cálculo mecánico de acuerdo a la UNE 53331 para tuberías compactas de PVC-U y PE en aplicaciones de agua a presión y sin presión, para las normas de producto UNE-EN ISO 1452, UNE-EN 1401 y UNE-EN 12201.

Los listados de resultados para los diámetros previstos y tipo de instalación se aportan en este epígrafe. Se opta en todos los casos por tuberías de PVC compacto SN-8.



Informe de resultados de cálculo mecánico

DATOS SOBRE EL INFORME

Informe número :
Fecha :
A la atención de D./Dña. :
Empresa / Entidad :
Ciudad :
Teléfono/Fax : -
Correo electrónico :
Referencia de la obra :

INSTALACIÓN VÁLIDA

Coefficiente de seguridad empleado en el cálculo: A (>2,5)

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

Tipo de conducción : Saneamiento sin presión (Tubos según norma UNE-EN 1401-1)
Tipo de Instalación : Instalación en zanja

	Tubo	Unidades
Material del tubo :	PVC-U	
Reguidez Nominal(SN) :	8	kN/m ²
Diámetro nominal (DN) :	400	mm
Espesor (e) :	11.7	mm
Diámetro interior (di) :	376.6	mm
Radio medio (Rm) :	0.19415	mm
Módulo de elasticidad :	Et(lp)=1750, Et(cp)=3600;	N/mm ²
Peso específico (P.esp.) :	14.6	kN/m ³
Esfuerzo tang. máximo :	Sigma-t(lp)= 50, Sigma-t(cp)=90	N/mm ²

Las propiedades del material se han obtenido según la norma UNE 53331

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

	Tubo	Unidades
Presión interior del agua (Pi) :	1	bar
Presión exterior del agua (Pe) :	0.012	N/mm ²
Altura de la zanja (H) :	5	m
Anchura de la zanja (B) :	1.5	m
Altura nivel freático (Ha) :	1	m
Ángulo de inclinación de la zanja (Beta) :	45	º

Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)

Ángulo de apoyo : 2alfaD=90
Tipo de suelo : Poco cohesivo

	Tubo 1
Tipo de relleno en la zona superior o zona 1 :	Poco cohesivo
Tipo de instalación del relleno superior o zona 1 :	Relleno compactado por capas en toda la altura de la zanja
Tipo de relleno zona 2 o alrededor del tubo :	Poco cohesivo
Peso específico de la tierra de relleno :	γ1=20 kN/m ³
Módulos de compresión del relleno :	E1=8 N/mm ² E2= 8 N/mm ²
Módulos de compresión del terreno :	E3=8 N/mm ² E4= 8 N/mm ²

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Sobrecargas concentradas debidas a tráfico :	HT 60	HT 60	
Número de ejes de los vehículos :	3	3	
Distancia entre ruedas (a) :	2	2	m
Distancia entre ejes (b) :	1.5	1.5	m
Sobrecarga concentrada (Pc) :	100	100	kN
Sobrecarga repartida (Pd) :	0	0	kN
Altura 1ª capa de pavimentación (h1) :			m
Altura 2ª capa de pavimentación (h2) :			m
Módulos de compresión de las capas de pavimentación	Ef1= Ef2=	Ef1= Ef2=	N/mm ²

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.1. PRESIÓN VERTICAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Debida a las tierras (qv) :	61,72176	65,80819	kN/m ²
Debida a las sobrecargas concentradas (Pvc) :	10,17041	10,17041	kN/m ²
Debida a las sobrecargas repartidas (Pvr) :	0	0	kN/m ²
Presión vertical total sobre el tubo (qvt) :	71,89217	75,97860	kN/m ²

2.2. PRESIÓN LATERAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (qht) :	47,70456	48,93715	kN/m ²

2.3. DEFORMACIÓN RELATIVA

Largo plazo :	dv=1.7633141683951 %	Cumple <= 5%
Corto plazo :	dv = 1.5195515994014 %	Cumple <= 5%

2.4. MOMENTOS FLECTORES CIRCUNFERENCIALES

2.4.1. DEBIDO A LAS CARGAS VERTICALES SOBRE EL TUBO (MQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqvt) :	0,74252	0,78472	kN/m
En Riñones (Mqvt) :	-0,75607	-0,79904	kN/m
En Base (Mqvt) :	0,85091	0,89928	kN/m

2.4.2. DEBIDOS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (MQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqh) :	-0,24096	-0,23676	kN/m
En Riñones (Mqh) :	0,24096	0,23676	kN/m
En Base (Mqh) :	-0,24096	-0,23676	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2.4.3. DEBIDOS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (MQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqht) :	-0,32547	-0,33388	kN/m
En Riñones (Mqht) :	0,37402	0,38369	kN/m
En Base (Mqht) :	-0,32547	-0,33388	kN/m

2.4.4. DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (MT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mt) :	0,00270	0,00270	kN/m
En Riñones (Mt) :	-0,00312	-0,00312	kN/m
En Base (Mt) :	0,00413	0,00413	kN/m

2.4.5. DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (MA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Ma) :	0,01537	0,01537	kN/m
En Riñones (Ma) :	-0,01778	-0,01778	kN/m
En Base (Ma) :	0,02349	0,02349	kN/m

2.4.6. DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (MPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Riñones (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Base (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m

2.4.7. MOMENTO FLECTOR TOTAL (M)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave :	0,19516	0,23316	kN/m
En Riñones :	-0,16099	-0,19850	kN/m
En Base :	0,31312	0,35727	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.5. FUERZAS AXIALES

2.5.1 DEBIDAS A LA PRESIÓN VERTICAL TOTAL SOBRE EL TUBO (NQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqvt) :	0,73977	0,78182	kN/m
En Rifones (Nqvt) :	-13,95787	-14,75125	kN/m
En Base (Nqvt) :	-0,73977	-0,78182	kN/m

2.5.2 DEBIDAS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (NQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqh) :	-4,96433	-4,87778	kN/m
En Rifones (Nqh) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqh) :	-4,96433	-4,87778	kN/m

2.5.3 DEBIDAS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (NQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqht) :	-5,34408	-5,48216	kN/m
En Rifones (Nqht) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqht) :	-5,34408	-5,48216	kN/m

2.5.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (NT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nt) :	-0,01104	-0,01104	kN/m
En Rifones (Nt) :	-0,05210	-0,05210	kN/m
En Base (Nt) :	-0,01104	-0,01104	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2.5.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (NA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Na) :	0,25142	0,25142	kN/m
En Rifones (Na) :	0,08104	0,08104	kN/m
En Base (Na) :	0,50246	0,50246	kN/m

2.5.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (NPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m
En Rifones (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m
En Base (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m

2.5.7 FUERZA AXIL TOTAL (N)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	7,54173	7,53225	kN/m
En Rifones (N) :	2,94108	2,14769	kN/m
En Base (N) :	6,31324	6,21966	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.6. ESFUERZOS TANGENCIALES MÁXIMOS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	9,37043	11,06851	N/mm ²
En Riñones (N) :	7,16604	8,70941	N/mm ²
En Base (N) :	14,53939	16,50577	N/mm ²

2.7. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO TANGENCIAL(COEF. DE SEGURIDAD A ROTURA)

	Largo plazo	
En Clave :	5,33593	Cumple >2.5
En Riñones :	6,97736	Cumple >2.5
En Base :	3,43893	Cumple >2.5
	Corto plazo	
En Clave :	8,13118	Cumple >2.5
En Riñones :	10,33365	Cumple >2.5
En Base :	5,45264	Cumple >2.5

2.8. ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL APLASTAMIENTO)

	Largo plazo	
Debido al terreno, n1:	10,88855	Cumple >2.5
AlphaD:	12,388	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	32,94640	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	8,18385	Cumple >2.5
	Corto plazo	
Debido al terreno, n1:	14,77722	Cumple >2.5
AlphaD:	9,90105	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	54,17098	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	11,61011	Cumple >2.5

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

Informe de resultados de cálculo mecánico

DATOS SOBRE EL INFORME

Informe número :
 Fecha :
 A la atención de D./Dña. :
 Empresa / Entidad :
 Ciudad : LUGO
 Teléfono/Fax : -
 Correo electrónico :
 Referencia de la obra :

INSTALACIÓN VÁLIDA

Coefficiente de seguridad empleado en el cálculo: A (>2,5)

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

Tipo de conducción : Saneamiento sin presión (Tubos según norma UNE-EN 1401-1)
 Tipo de instalación : Instalación en zanja

	Tubo	Unidades
Material del tubo :	PVC-U	
Reguidez Nominal(SN) :	8	KN/m ²
Diámetro nominal (DN) :	400	mm
Espesor (e) :	11.7	mm
Diámetro interior (di) :	376.6	mm
Radio medio (Rm) :	0.19415	mm
Módulo de elasticidad :	Et(lp)=1750, Et(cp)=3600;	N/mm ²
Peso específico (P.esp.) :	14.6	kN/m ³
Esfuerzo tang. máximo :	Sigma-t(lp)= 50, Sigma-t(cp)=90	N/mm ²

Las propiedades del material se han obtenido según la norma UNE 53331

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

	Tubo	Unidades	
Presión interior del agua (Pi) :	1	bar	
Presión exterior del agua (Pe) :	0.012	N/mm ²	
Altura de la zanja (H) :	5	m	
Anchura de la zanja (B) :	1.5	m	
Altura nivel freático (Ha) :	1	m	
Ángulo de inclinación de la zanja (Beta) :	90	º	
Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)			
Ángulo de apoyo :	ZalfaD=60		
Tipo de suelo :	Poco cohesivo		
Tubo 1			
Tipo de relleno en la zona superior o zona 1 :	Poco cohesivo		
Tipo de instalación del relleno superior o zona 1 :	Zanja entibada		
Tipo de relleno zona 2 o alrededor del tubo :	Poco cohesivo		
Peso específico de la tierra de relleno :	Y1=20 kN/m ³		
Módulos de compresión del relleno :	E1=8 N/mm ² E2= 8 N/mm ²		
Módulos de compresión del terreno :	E3=8 N/mm ² E4= 8 N/mm ²		
	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Sobrecargas concentradas debidas a tráfico :	HT 60	HT 60	
Número de ejes de los vehículos :	3	3	
Distancia entre ruedas (a) :	2	2	m
Distancia entre ejes (b) :	1.5	1.5	m
Sobrecarga concentrada (Pc) :	100	100	kN
Sobrecarga repartida (Pd) :	0	0	kN
Altura 1ª capa de pavimentación (h1) :			m
Altura 2ª capa de pavimentación (h2) :			m
Módulos de compresión de las capas de pavimentación	Ef1= Ef2=	Ef1= Ef2=	N/mm ²

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2.DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.1. PRESIÓN VERTICAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Debida a las tierras (qv) :	32,95793	35,60209	kN/m ²
Debida a las sobrecargas concentradas (Pvc) :	10,17041	10,17041	kN/m ²
Debida a las sobrecargas repartidas (Pvr) :	0	0	kN/m ²
Presión vertical total sobre el tubo (qvt) :	43,12834	45,77251	kN/m ²

2.2.PRESIÓN LATERAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (qht) :	26,05575	27,53717	kN/m ²

2.3. DEFORMACIÓN RELATIVA

Largo plazo :	dv=1.3127639285789 %	Cumple <= 5%
Corto plazo :	dv= 1.0882562045319 %	Cumple <= 5%

2.4. MOMENTOS FLECTORES CIRCUNFERENCIALES

2.4.1 DEBIDO A LAS CARGAS VERTICALES SOBRE EL TUBO (MQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqvt) :	0,46495	0,49345	kN/m
En Riñones (Mqvt) :	-0,47633	-0,50553	kN/m
En Base (Mqvt) :	0,61288	0,65046	kN/m

2.4.2 DEBIDOS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (MQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqh) :	-0,13720	-0,13448	kN/m
En Riñones (Mqh) :	0,13720	0,13448	kN/m
En Base (Mqh) :	-0,13720	-0,13448	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.4.3 DEBIDOS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (MQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqht) :	-0,17777	-0,18788	kN/m
En Riñones (Mqht) :	0,20429	0,21590	kN/m
En Base (Mqht) :	-0,17777	-0,18788	kN/m

2.4.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (MT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mt) :	0,00296	0,00296	kN/m
En Riñones (Mt) :	-0,00341	-0,00341	kN/m
En Base (Mt) :	0,00541	0,00541	kN/m

2.4.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (MA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Ma) :	0,01676	0,01676	kN/m
En Riñones (Ma) :	-0,01932	-0,01932	kN/m
En Base (Ma) :	0,03074	0,03074	kN/m

2.4.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (MPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Riñones (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m
En Base (Mpa) :	0,001	0,001	kN/m

2.4.7 MOMENTO FLECTOR TOTAL (M)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave :	0,17070	0,19181	kN/m
En Riñones :	-0,15656	-0,17687	kN/m
En Base :	0,33507	0,36525	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.5. FUERZAS AXILES

2.5.1 DEBIDAS A LA PRESIÓN VERTICAL TOTAL SOBRE EL TUBO (NQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqvt) :	0,66987	0,71094	kN/m
En Riñones (Nqvt) :	-8,37337	-8,88673	kN/m
En Base (Nqvt) :	-0,66987	-0,71094	kN/m

2.5.2 DEBIDAS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (NQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqh) :	-2,82666	-2,77066	kN/m
En Riñones (Nqh) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqh) :	-2,82666	-2,77066	kN/m

2.5.3 DEBIDAS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (NQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqht) :	-2,91888	-3,08484	kN/m
En Riñones (Nqht) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqht) :	-2,91888	-3,08484	kN/m

2.5.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (NT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nt) :	0,01383	0,01383	kN/m
En Riñones (Nt) :	-0,05210	-0,05210	kN/m
En Base (Nt) :	-0,01383	-0,01383	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.5.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (NA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Na) :	0,26688	0,26688	kN/m
En Riñones (Na) :	0,08104	0,08104	kN/m
En Base (Na) :	0,48701	0,48701	kN/m

2.5.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (NPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m
En Riñones (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m
En Base (Npa) :	16,87000	16,87000	kN/m

2.5.7 FUERZA AXIL TOTAL (N)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	12,07503	12,00615	kN/m
En Riñones (N) :	8,52557	8,01221	kN/m
En Base (N) :	10,92777	10,77675	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.6. ESFUERZOS TANGENCIALES MÁXIMOS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	8,66411	9,60237	N/mm ²
En Riñones (N) :	7,45316	8,28146	N/mm ²
En Base (N) :	15,91520	17,25197	N/mm ²

2.7. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO TANGENCIAL(COEF. DE SEGURIDAD A ROTURA)

	Largo plazo	
En Clave :	5,77094	Cumple >2.5
En Riñones :	6,70856	Cumple >2.5
En Base :	3,14165	Cumple >2.5
	Corto plazo	
En Clave :	9,37269	Cumple >2.5
En Riñones :	10,86765	Cumple >2.5
En Base :	5,21680	Cumple >2.5

2.8. ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL APLASTAMIENTO)

	Largo plazo	
Debido al terreno, n1:	18,15051	Cumple >2.5
AlphaD:	12,388	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	32,94640	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	11,70314	Cumple >2.5
	Corto plazo	
Debido al terreno, n1:	24,52897	Cumple >2.5
AlphaD:	9,90105	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	54,17098	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	16,88385	Cumple >2.5

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



Informe de resultados de cálculo mecánico

DATOS SOBRE EL INFORME

Informe número :
 Fecha :
 A la atención de D./Dña. :
 Empresa / Entidad :
 Ciudad :
 Teléfono/Fax : -
 Correo electrónico :
 Referencia de la obra :

INSTALACIÓN VÁLIDA

Coefficiente de seguridad empleado en el cálculo: A (>2,5)

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

Tipo de conducción :	Saneamiento sin presión (Tubos según norma UNE-EN 1401-1)	
Tipo de Instalación :	Instalación en zanja	
	Tubo	Unidades
Material del tubo :	PVC-U	
Reguidez Nominal(SN) :	8	KN/m ²
Diámetro nominal (DN) :	500	mm
Espesor (e) :	14.6	mm
Diámetro interior (di) :	470.8	mm
Radio medio (Rm) :	0.2427	mm
Módulo de elasticidad :	Et(lp)=1750, Et(cp)=3600;	N/mm ²
Peso específico (P.esp.) :	14.6	kN/m ³
Esfuerzo tang. máximo :	Sigma-t(lp)= 50, Sigma-t(cp)=90	N/mm ²

Las propiedades del material se han obtenido según la norma UNE 53331

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al Ingeniero responsable.

1. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO Y LA INSTALACIÓN

	Tubo	Unidades
Presión interior del agua (Pi) :	1	bar
Presión exterior del agua (Pe) :	0.0125	N/mm ²
Altura de la zanja (H) :	4	m
Anchura de la zanja (B) :	1.5	m
Altura nivel freático (Ha) :	1	m
Ángulo de inclinación de la zanja (Beta) :	90	º

Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)

Ángulo de apoyo : ZalfaD=60
 Tipo de suelo : No cohesivo

	Tubo 1
Tipo de relleno en la zona superior o zona 1 :	Poco cohesivo
Tipo de instalación del relleno superior o zona 1 :	Zanja entibada
Tipo de relleno zona 2 o alrededor del tubo :	Poco cohesivo

Peso específico de la tierra de relleno : Y1=20 kN/m³
 Módulos de compresión del relleno : E1=8 N/mm² E2= 8 N/mm²
 Módulos de compresión del terreno : E3=8 N/mm² E4= 8 N/mm²

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Sobrecargas concentradas debidas a tráfico :	HT 60	HT 60	
Número de ejes de los vehiculos :	3	3	
Distancia entre ruedas (a) :	2	2	m
Distancia entre ejes (b) :	1.5	1.5	m
Sobrecarga concentrada (Pc) :	100	100	kN
Sobrecarga repartida (Pd) :	0	0	kN
Altura 1ª capa de pavimentación (h1) :			m
Altura 2ª capa de pavimentación (h2) :			m
Módulos de compresión de las capas de pavimentación	Ef1= Ef2=	Ef1= Ef2=	N/mm ²

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al Ingeniero responsable.





2.DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.1. PRESIÓN VERTICAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Debida a las tierras (qv) :	33,41188	35,15824	kN/m ²
Debida a las sobrecargas concentradas (Pvc) :	13,86852	13,86852	kN/m ²
Debida a las sobrecargas repartidas (Pvr) :	0	0	kN/m ²
Presión vertical total sobre el tubo (qvt) :	47,28040	49,02675	kN/m ²

2.2.PRESIÓN LATERAL DE LAS TIERRAS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
Reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (qht):	28,41610	28,50889	kN/m ²

2.3. DEFORMACIÓN RELATIVA

Largo plazo :	dv=1.5624074098838 %	Cumple <= 5%
Corto plazo :	dv= 1.2437731195738 %	Cumple <= 5%

2.4. MOMENTOS FLECTORES CIRCUNFERENCIALES

2.4.1. DEBIDO A LAS CARGAS VERTICALES SOBRE EL TUBO (MQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqvt) :	0,79650	0,82592	kN/m
En Riñones (Mqvt) :	-0,81600	-0,84614	kN/m
En Base (Mqvt) :	1,04993	1,08871	kN/m

2.4.2. DEBIDOS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO (MQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqh) :	-0,19668	-0,19282	kN/m
En Riñones (Mqh) :	0,19668	0,19282	kN/m
En Base (Mqh) :	-0,19668	-0,19282	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2.4.3 DEBIDOS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (MQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mqht) :	-0,30296	-0,30395	kN/m
En Riñones (Mqht) :	0,34815	0,34929	kN/m
En Base (Mqht) :	-0,30296	-0,30395	kN/m

2.4.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (MT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (MT) :	0,00576	0,00576	kN/m
En Riñones (MT) :	-0,00664	-0,00664	kN/m
En Base (MT) :	0,01055	0,01055	kN/m

2.4.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (MA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Ma) :	0,03274	0,03274	kN/m
En Riñones (Ma) :	-0,03774	-0,03774	kN/m
En Base (Ma) :	0,06004	0,06004	kN/m

2.4.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (MPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Mpa) :	0,002	0,002	kN/m
En Riñones (Mpa) :	0,002	0,002	kN/m
En Base (Mpa) :	0,002	0,002	kN/m

2.4.7 MOMENTO FLECTOR TOTAL (M)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave :	0,33692	0,36921	kN/m
En Riñones :	-0,31400	-0,34686	kN/m
En Base :	0,62244	0,66409	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.



2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.5. FUERZAS AXIALES

2.5.1 DEBIDAS A LA PRESIÓN VERTICAL TOTAL SOBRE EL TUBO (NQVT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqvt) :	0,91800	0,95190	kN/m
En Riñones (Nqvt) :	-11,47495	-11,89879	kN/m
En Base (Nqvt) :	-0,91800	-0,95190	kN/m

2.5.2 DEBIDAS A LA PRESIÓN LATERAL DEL RELLENO SOBRE EL TUBO(NQH)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqh) :	-3,24152	-3,17795	kN/m
En Riñones (Nqh) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqh) :	-3,24152	-3,17795	kN/m

2.5.3 DEBIDAS A LA REACCIÓN MÁXIMA LATERAL DEL SUELO A LA ALTURA DEL CENTRO DEL TUBO (NQHT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nqht) :	-3,97933	-3,99233	kN/m
En Riñones (Nqht) :	0,00000	0,00000	kN/m
En Base (Nqht) :	-3,97933	-3,99233	kN/m

2.5.4 DEBIDOS AL PROPIO PESO DEL TUBO (NT)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Nt) :	0,02157	0,02157	kN/m
En Riñones (Nt) :	-0,08127	-0,08127	kN/m
En Base (Nt) :	-0,02157	-0,02157	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

2.5.5 DEBIDOS AL PESO DEL AGUA (NA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Na) :	0,41704	0,41704	kN/m
En Riñones (Na) :	0,12664	0,12664	kN/m
En Base (Na) :	0,76103	0,76103	kN/m

2.5.6 DEBIDOS A LA PRESIÓN DEL AGUA (NPA)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (Npa) :	21,09000	21,09000	kN/m
En Riñones (Npa) :	21,09000	21,09000	kN/m
En Base (Npa) :	21,09000	21,09000	kN/m

2.5.7 FUERZA AXIL TOTAL (N)

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	15,22575	15,31024	kN/m
En Riñones (N) :	9,66041	9,23658	kN/m
En Base (N) :	13,69061	13,70728	kN/m

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.





2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE EL TUBO

2.6. ESFUERZOS TANGENCIALES MÁXIMOS

	Largo plazo	Corto plazo	Unidades
En Clave (N) :	10,71654	11,64939	N/mm ²
En Riñones (N) :	9,32277	10,20014	N/mm ²
En Base (N) :	18,80937	20,00634	N/mm ²

2.7. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO TANGENCIAL(COEF. DE SEGURIDAD A ROTURA)

	Largo plazo	
En Clave :	4,66568	Cumple >2.5
En Riñones :	5,36322	Cumple >2.5
En Base :	2,65825	Cumple >2.5
	Corto plazo	
En Clave :	7,72573	Cumple >2.5
En Riñones :	8,82341	Cumple >2.5
En Base :	4,49857	Cumple >2.5

2.8. ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL APLASTAMIENTO)

	Largo plazo	
Debido al terreno, n1:	16,51287	Cumple >2.5
AlphaD:	12,408	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	31,51444	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	10,83537	Cumple >2.5
	Corto plazo	
Debido al terreno, n1:	22,84035	Cumple >2.5
AlphaD:	9,92046	-
Debido a la presión ext. de agua, n2:	51,83133	Cumple >2.5
Debido al terreno y al agua, n3:	15,85401	Cumple >2.5

Este programa es una herramienta gratuita, que puede ser utilizada por personas con conocimientos técnicos en el cálculo estático de tuberías. El programa no puede reemplazar al ingeniero responsable.

8.2.- CONDUCCIONES DE PRFV

Para las tuberías de PRFV, se emplea el programa de AseTUB, desarrollado por Flowtite Technology y realizado por la ingeniería alemana INGSOFT, está basado en el método de cálculo mecánico recogido en el manual americano AWWA M-45, que contempla el diseño específico de tuberías de PRFV, con y sin presión, en instalación enterrada principalmente. Se opta por tubos con SN-10000.





1 Diseño de tuberías enterradas según AWWA M45

1.1 Entrada de datos

Suposiciones:	-
Conclusiones:	-
Añadir boceto para imprimir:	Si
Tubo de la base de datos:	Si
Tubo seleccionado:	PN1 SN10000 DN1500
Tipo de tubo de PRFV:	Sewer Gravity (FPL tL=1.0)
Tubería de presión:	No
Presión nominal:	PN 1 [bar]
Rigidez nominal:	SN 10000 [N/m ²]
Diámetro nominal:	DN 1500 [mm]

1.2 Valores de la base de datos

Diámetro exterior:	OD	1.535	mm
Espesor nominal de la pared reforzada (ASTM D3567):	t	28,2	mm
Espesor del liner:	tL	1,0	mm
Espesor de pared total:	tt	29,2	mm
# new res #:	ys	0,0	mm
Módulo de elasticidad en sentido circunferencial:	E _H	7.446,9	N/mm ²
Base hidrostática de diseño:	HDB	0,85	%
Alargamiento unitario a la deflexión, largo plazo:	SB	1,30	%

1.2.1 Condiciones de instalación

Profundidad de instalación máxima:	H _{max}	4,0	m
Profundidad de instalación mínima:	H _{min}	1,0	m
Nivel freático:	Si		
Profundidad del nivel freático:	H _{max}	3,0	m
Profundidad del nivel freático:	H _{wmin}	1,0	m
Anchura de zanja:	B _d	3,0	m

Tipo de relleno: SC3: Suelos de partículas finas con plasticidad media o sin plasticidad; > 30% partículas gruesas

Compactación de relleno:	95 PN		
Peso unitario del material de relleno:	γ _s	18,8	kN/m ³
Peso específico por debajo del nivel freático:	γ _{sH}	11,5	kN/m ³

Material de relleno de la zona de la tubería y compactación: Arena; compactación: moderada a alta
 Tipo de suelo natural: Granular
 Suelo natural (granular): Suelto (4 - 8 golpes/0,3m)
 Lecho de zanja: Soporte del lecho inconsistente (K_x = 0,1)

1.2.2 Parámetros de carga

Presión de trabajo:	P _w	1,00	bar
Sobrepresión:	P _s	0,00	bar
Presión de vacío:	P _v	0,00	bar

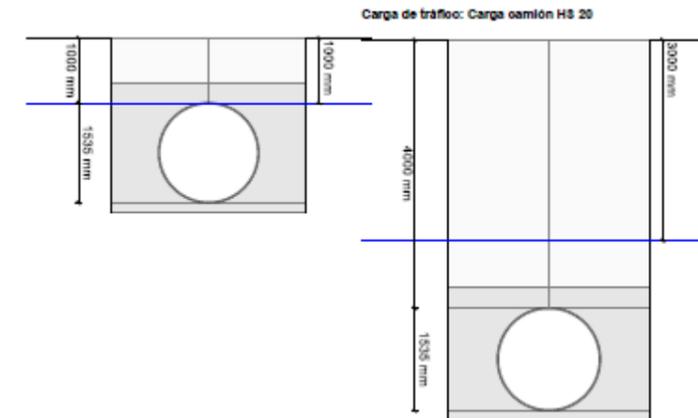
Carga de tráfico: Carga camión HS 20

1.2.3 Opciones de deflexión avanzadas

Coefficiente de deflexión estándar / factor de retardo: Si

Deflexión estándar admisible (5%):

Si



1.3 Resultados

$$D = OD - t$$

Diámetro medio del tubo:	D	1.506,84	mm
SN:	SN	10.000,0	N/m ²

$$PS = \frac{8 \cdot SN}{0,149}$$

Rigidez del tubo:	PS	536.912,75	N/m ²
-------------------	----	------------	------------------

1.3.1 Confirmación de la clase de presión

$$P_c < \left(\frac{HDB}{FS} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot t \cdot E_H}{D} \right) \quad (5-2)$$

Clase de presión:	P _c	1,00	bar
-------------------	----------------	------	-----

$$P_{c,max} = \frac{HDB}{1,80} \cdot \frac{2 \cdot t \cdot E_H}{D} \quad (5-2)$$

Valor para (HDB/FS)(2t·EH/D):	P _{c,max}	10,05	bar
-------------------------------	--------------------	-------	-----

La clase de presión es inferior a (HDB/FS)(2t·EH/D).

1.3.2 Verificando la presión de trabajo

$$P_c \geq P_w \quad (5-3)$$

Presión de trabajo:	P _w	1,00	bar
Clase de presión:	P _c	1,00	bar

La presión de trabajo es inferior a la clase de presión del tubo.





1.3.3 Verificando el golpe de ariete

$$P_c \geq \frac{P_w + P_s}{1,4} \quad (5-4)$$

Presión de trabajo:	P _w	1,00	bar
Sobrepresión:	P _s	0,00	bar
Clase de presión:	P _c	1,00	bar

La presión de trabajo + golpe de ariete es inferior a 1.4 veces la clase de presión de la tubería.

1.3.4 Cálculo de la deflexión máxima admisible

$$\Delta y_a = \frac{S_D \cdot D^2}{FS \cdot D_f \cdot t_t} \quad (5-6)$$

$$t_t = t + t_L$$

Alargamiento unitario a largo plazo debido a la flexión anular:	S _D	1,30	%
Factor de forma:	D _f	4,5	[-]

$$\Delta y_a = \frac{S_D \cdot D^2}{1,50 \cdot D_f \cdot s} \quad (5-6)$$

Deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo (absoluta):	Δy _a	140,96	mm
--	-----------------	--------	----

$$\Delta y_{a\%} = \frac{\Delta y_a}{D}$$

Deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo (relativa):	Δy _a %	0,95	%
Deflexión admisible:	δd _s %	5,00	%

La deflexión calculada es menor que la deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo.

1.3.5 Cálculo de la carga del suelo

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Altura de recubrimiento	H	1,00	4,00	m
W _c = γ _s · H				(5-9)
Carga vertical del suelo sobre el tubo	W _c	18,80	75,20	kN/m ²
W _c ' = γ _s · (H - h _w) + γ _s H · h _w				(5-9)
Carga vertical del suelo sobre el tubo, considerando la flotación	W _c '	18,80	67,90	kN/m ²

1.3.6 Cálculo de las cargas debidas al tráfico

		Carga camión HS 20		
		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Carga de tráfico:				
Factor de impacto	I _r	1,19	1,00	[-]
Factor de distribución de la carga de tráfico con la profundidad de relleno	LLDF	1,00	1,00	[-]
Longitud de la huella del neumático	t _t	254	254	mm
L ₁ = t _t + LLDF · H				(5-12)
Anchura de carga paralela a la dirección de circulación	L ₁	1,25	4,25	m
Ancho de la huella del neumático	t _w	508	508	mm

$$h_{int} = \frac{1,83 - t_w}{LLDF} \quad (5-15)$$

Profundidad a la cual interactúa la carga de las ruedas	h _{int}	1,3	1,3	m
---	------------------	-----	-----	---

$$L_2 = t_w + LLDF \cdot H \quad (5-13)$$

Anchura de carga perpendicular a la dirección de circulación	L ₂	1,51	3,17	m
Carga de rueda en superficie	P	71,3	71,3	kN

$$W_L = \frac{1,20 \cdot P \cdot I_r}{L_1 \cdot L_2} \quad (5-10)$$

Carga de tráfico en superficie	W _L	54,06	6,35	kN/m ²
--------------------------------	----------------	-------	------	-------------------

1.3.7 Cálculo del módulo compuesto del suelo confinado

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Factor adicional debido a tensiones verticales (nota 7, tabla 5-4)	f _w	1,00	0,50	[-]
Módulo del suelo confinado de la zona de relleno del tubo	M _{sb}	10,53	6,09	N/mm ²
Módulo del suelo confinado del suelo natural en la zona del tubo	M _{sn}	10,34	10,34	N/mm ²
Factor de soporte del suelo combinado	S _c	0,99	1,21	[-]
M _s = S _c · M _{sb}				(5-19)
Módulo compuesto del suelo confinado	M _s	10,46	7,35	N/mm ²

1.3.8 Cálculo de la deflexión prevista

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{(D_L \cdot W_c + W_L) \cdot K_x}{0,149 \cdot PS + 0,061 \cdot M_s} \quad (5-8)$$

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Coefficiente de soporte del lecho	K _x	0,100	0,100	[-]
Factor de retardo de la deflexión	D _L	1,500	1,500	[-]
Δy/D = (D _L · W _c + W _L) · K _x / (0,149 · PS + 0,061 · M _s)				(5-8)
Deflexión vertical del tubo prevista	Δy/D	1,15	2,25	%
Deflexión admisible	δd _s %	5,00	5,00	%
		Δy/D < δd _s -%	Δy/D < δd _s -%	

La deflexión prevista es inferior a la admisible.

1.3.9 Verificación de la carga combinada

$$\frac{\epsilon_{pr}}{HDB} \leq \frac{1 - \left(\frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b}\right)}{FS_{pr}} \quad (5-22)$$

$$\frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b} \leq \frac{1 - \left(\frac{\epsilon_{pr}}{HDB}\right)}{FS_b} \quad (5-23)$$

Alargamiento unitario a largo plazo debido a la flexión anular:	S _b	1,30	%
---	----------------	------	---

Diligencia para que se fir conctar que o documento coincide co contido no expediente aprobado inicialmente o 16.02.2024.
 Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
 Alberto Feijoo Rodríguez
 INSTITUTO GALEGO DA VIVENDA E SOLO

CVE: pAPeK6CBMbb0
 Verificador: https://sede.xunta.gal/cve





		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Factor de seguridad del diseño a presión	FS _{pr}	1,80	1,80	[-]
Factor de seguridad del diseño a flexión	FS _b	1,50	1,50	[-]
Coefficiente de redondeo	r _c	0,97	0,97	[-]
$\epsilon_{pr} = \frac{P_W \cdot D}{2 \cdot t \cdot E_H}$				
Alargamiento unitario de trabajo debido a la presión interna	ϵ_{pr}	0,04	0,04	%
$\epsilon_b = \frac{D_f \cdot \delta d_{\%} \cdot s}{D}$				
Alargamiento unitario de trabajo debido a la deflexión máxima admisible	ϵ_b	0,44	0,44	%
$= \frac{\epsilon_{pr}}{HDB}$				
Epr / HDB		0,08	0,08	[-]
$= \frac{1 - ((\epsilon_b r_c) / S_b)}{FS_{pr}}$				
[1 - (($\epsilon_b r_c$) / S _b)] / FS _{pr}		0,38	0,38	[-]
$= \frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b}$				
($\epsilon_b r_c$) / S _b		0,32	0,32	[-]
$= \frac{1 - ((\epsilon_{pr} / HDB))}{FS_b}$				
[1 - (ϵ_{pr} / HDB)] / FS _b		0,63	0,63	[-]

1.3.9.1 A la profundidad de instalación mínima

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la presión interna) es correcta.

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la máxima deflexión admisible) es correcta.

1.3.9.2 A la profundidad de instalación máxima

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la presión interna) es correcta.

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la máxima deflexión admisible) es correcta.

1.3.10 Verificación del colapsamiento

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Coefficiente de seguridad al colapsamiento	FS	2,50	2,50	[-]
Coefficiente escalar de calibración para tomar en consideración los efectos no lineales	C _n '	0,55	0,55	[-]
Factor para tomar en consideración la variabilidad de la rigidez del suelo compactado	ϕ_s'	0,90	0,90	[-]
Factor de corrección del módulo para el coeficiente de Poisson del suelo	κ_u'	0,74	0,74	[-]

$$R_{h'} = \frac{11,40}{11 + \frac{D}{H}}$$

Factor de corrección para la profundidad de relleno R_h' 0,91 1,00 [-]

$$q_a = \frac{1}{FS} \cdot 1,20 \cdot C_n' \cdot [0,149 \cdot PS]^{-0,33} \cdot [\phi_s' \cdot M_s \cdot \kappa_u']^{-0,67} \cdot R_{h'} \quad (5-24b)$$

Presión de colapsamiento admisible q_a 383,90 333,23 kN/m²

$$(5-25) \quad q_v = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + P_v \leq q_a$$

Peso específico del agua	γ_w	9,80	9,80	kN/m ³
Altura del nivel freático por encima del tubo	h_w	0,00	1,00	m
Factor de fotabilidad	R _w	1,00	0,92	[-]

$$q_v = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + P_v \quad (5-25)$$

Presión de colapsamiento, nivel freático + carga de suelo + vacío q_v 18,80 78,80 kN/m²

$$q_v < q_a \quad q_v < q_a$$

La presión de colapsamiento calculada debida al nivel freático, presión del suelo y presión de vacío es inferior a la presión de colapsamiento admisible.

$$q_w = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + W_L \quad (5-26)$$

Presión de colapsamiento, Nivel freático + suelo + tráfico q_w 72,86 85,14 kN/m²

$$q_w < q_a \quad q_w < q_a$$

La presión de colapsamiento calculada debida al nivel freático, presión del suelo y tráfico es inferior a la presión de colapsamiento admisible.

Todas las pruebas necesarias son correctas.



1 Diseño de tuberías enterradas según AWWA M45

1.1 Entrada de datos

Suposiciones:	-
Conclusiones:	-
Añadir boceto para imprimir:	Si
Tubo de la base de datos:	Si
Tubo seleccionado:	PN1 SN10000 DN1800
Tipo de tubo de PRFV:	Sewer Gravity (FPL tL=1.0)
Tubería de presión:	No
Presión nominal:	PN 1 [bar]
Rigidez nominal:	SN 10000 [N/m ²]
Diámetro nominal:	DN 1800 [mm]

1.2 Valores de la base de datos

Diámetro exterior:	OD	1.841	mm
Espesor nominal de la pared reforzada (ASTM D3567):	t	33,8	mm
Espesor del liner:	tL	1,0	mm
Espesor de pared total:	tt	34,8	mm
# new res #:	ys	0,0	mm
Módulo de elasticidad en sentido circunferencial:	E _H	7.443,8	N/mm ²
Base hidrostática de diseño:	HDB	0,65	%
Alargamiento unitario a la deflexión, largo plazo:	SB	1,30	%

1.2.1 Condiciones de instalación

Profundidad de instalación máxima:	H _{max}	3,0	m
Profundidad de instalación mínima:	H _{min}	1,0	m
Nivel freático:	Si		
Profundidad del nivel freático:	H _{max}	2,0	m
Profundidad del nivel freático:	H _{Wmin}	1,0	m
Anchura de zanja:	B _d	3,0	m

Tipo de relleno:	SC3: Suelos de partículas finas con plasticidad media o sin plasticidad; > 30% partículas gruesas
Compactación de relleno:	95 PN
Peso unitario del material de relleno:	γ _s 18,8 kN/m ³
Peso específico por debajo del nivel freático:	γ _{sH} 11,5 kN/m ³

Material de relleno de la zona de la tubería y compactación:	Arena; compactación: moderada a alta
Tipo de suelo natural:	Granular
Suelo natural (granular):	Suelto (4 - 8 golpes/0,3m)
Lecho de zanja:	Soporte del lecho inconsistente (K _x = 0,1)

1.2.2 Parámetros de carga

Presión de trabajo:	P _w	1,00	bar
Sobrepresión:	P _s	0,00	bar
Presión de vacío:	P _v	0,00	bar

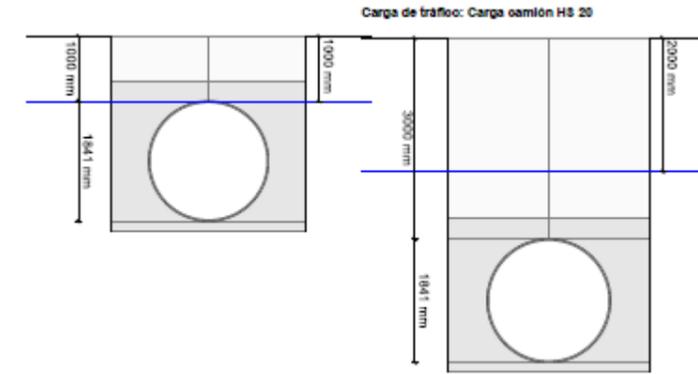
Carga de tráfico:	Carga camión HS 20
-------------------	--------------------

1.2.3 Opciones de deflexión avanzadas

Coefficiente de deflexión estándar / factor de retardo:	Si
---	----

Deflexión estándar admisible (5%):

Si



1.3 Resultados

$$D = OD - t$$

Diámetro medio del tubo:	D	1.807,17	mm
SN:	SN	10.000,0	N/m ²

$$PS = \frac{8 \cdot SN}{0,149}$$

Rigidez del tubo:	PS	536.912,75	N/m ²
-------------------	----	------------	------------------

1.3.1 Confirmación de la clase de presión

$$P_c < \left(\frac{HDB}{FS} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot t \cdot E_H}{D} \right) \quad (5-2)$$

Clase de presión:	P _c	1,00	bar
-------------------	----------------	------	-----

$$P_{c,max} = \frac{HDB \cdot 2 \cdot t \cdot E_H}{1,80 \cdot D} \quad (5-2)$$

Valor para (HDB/FS)(2t · EH / D):	P _{c,max}	10,06	bar
-----------------------------------	--------------------	-------	-----

La clase de presión es inferior a (HDB/FS)(2t·EH/D).

1.3.2 Verificando la presión de trabajo

$$P_c \geq P_w \quad (5-3)$$

Presión de trabajo:	P _w	1,00	bar
Clase de presión:	P _c	1,00	bar

La presión de trabajo es inferior a la clase de presión del tubo.





1.3.3 Verificando el golpe de ariete

$$P_c \geq \frac{P_w + P_s}{1,4} \quad (5-4)$$

Presión de trabajo:	P_w	1,00	bar
Sobrepresión:	P_s	0,00	bar
Clase de presión:	P_c	1,00	bar

La presión de trabajo + golpe de ariete es inferior a 1.4 veces la clase de presión de la tubería.

1.3.4 Cálculo de la deflexión máxima admisible

$$\Delta y_a = \frac{S_b \cdot D^2}{FS \cdot D_r \cdot t_t} \quad (5-6)$$

$$t_t = t + t_L$$

Alargamiento unitario a largo plazo debido a la flexión anular:	S_b	1,30	%
Factor de forma:	D_r	4,5	[-]

$$\Delta y_a = \frac{S_b \cdot D^2}{1,50 \cdot D_r \cdot s} \quad (5-6)$$

Deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo (absoluta):	Δy_a	180,60	mm
--	--------------	--------	----

$$\Delta y_{a\%} = \frac{\Delta y_a}{D}$$

Deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo (relativa):	$\Delta y_{a\%}$	9,99	%
Deflexión admisible:	$\delta d\%$	5,00	%

La deflexión calculada es menor que la deflexión vertical del tubo máxima admisible a largo plazo.

1.3.5 Cálculo de la carga del suelo

Altura de recubrimiento	H	a la profundidad		m
		mínima	máxima	
		1,00	3,00	

$$W_c = \gamma_s \cdot H \quad (5-9)$$

Carga vertical del suelo sobre el tubo	W_c	18,80	56,40	kN/m ²
--	-------	-------	-------	-------------------

$$W_c' = \gamma_s \cdot (H - h_w) + \gamma_s H \cdot h_w \quad (5-9)$$

Carga vertical del suelo sobre el tubo, considerando la flotación	W_c'	18,80	40,10	kN/m ²
---	--------	-------	-------	-------------------

1.3.6 Cálculo de las cargas debidas al tráfico

Carga de tráfico:	Carga camión HS 20			
	a la profundidad			
	mínima	máxima		
Factor de impacto	I_r	1,19	1,00	[-]
Factor de distribución de la carga de tráfico con la profundidad de relleno	LLDF	1,00	1,00	[-]
Longitud de la huella del neumático	t_t	254	254	mm

$$L_1 = t_t + LLDF \cdot H \quad (5-12)$$

Anchura de carga paralela a la dirección de circulación	L_1	1,25	3,25	m
Ancho de la huella del neumático	t_w	508	508	mm



$$h_{int} = \frac{1,83 - t_w}{LLDF} \quad (5-15)$$

Profundidad a la cual interactúa la carga de las ruedas	h_{int}	1,3	1,3	m
---	-----------	-----	-----	---

$$L_2 = t_w + LLDF \cdot H \quad (5-13)$$

Anchura de carga perpendicular a la dirección de circulación	L_2	1,51	2,67	m
Carga de rueda en superficie	P	71,3	71,3	kN

$$W_L = \frac{1,20 \cdot P \cdot l_r}{L_1 \cdot L_2} \quad (5-10)$$

Carga de tráfico en superficie	W_L	54,06	8,85	kN/m ²
--------------------------------	-------	-------	------	-------------------

1.3.7 Cálculo del módulo compuesto del suelo confinado

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Factor adicional debido a tensiones verticales (nota 7, tabla 5-4)	f_w	1,00	0,50	[-]
Módulo del suelo confinado de la zona de relleno del tubo	M_{sb}	10,53	5,90	N/mm ²
Módulo del suelo confinado del suelo natural en la zona del tubo	M_{sn}	10,34	10,34	N/mm ²
Factor de soporte del suelo combinado	S_c	0,99	1,35	[-]
$M_s = S_c \cdot M_{sb}$				(5-19)
Módulo compuesto del suelo confinado	M_s	10,42	7,96	N/mm ²

1.3.8 Cálculo de la deflexión prevista

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{(D_L \cdot W_c + W_L) \cdot K_x}{0,149 \cdot PS + 0,061 \cdot M_s} \quad (5-8)$$

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Coefficiente de soporte del lecho	K_x	0,100	0,100	[-]
Factor de retardo de laa deflexión	D_L	1,500	1,500	[-]

$$\Delta y/D = \frac{(D_L \cdot W_c + W_L) \cdot K_x}{0,149 \cdot PS + 0,061 \cdot M_s} \quad (5-8)$$

Deflexión vertical del tubo prevista	$\Delta y/D$	1,15	1,67	%
Deflexión admisible	$\delta d\%$	5,00	5,00	%
		$\Delta y/D < \delta d\%$	$\Delta y/D < \delta d\%$	

La deflexión prevista es inferior a la admisible.

1.3.9 Verificación de la carga combinada

$$\frac{\epsilon_{pr}}{HDB} \leq \frac{1 - \left(\frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b}\right)}{FS_{pr}} \quad (5-22)$$

$$\frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b} \leq \frac{1 - \left(\frac{\epsilon_{pr}}{HDB}\right)}{FS_b} \quad (5-23)$$

Alargamiento unitario a largo plazo debido a la flexión anular:	S_b	1,30	%
---	-------	------	---





		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Factor de seguridad del diseño a presión	FS _{pr}	1,80	1,80	[-]
Factor de seguridad del diseño a flexión	FS _b	1,50	1,50	[-]
Coefficiente de redondeo	r _c	0,97	0,97	[-]
$\epsilon_{pr} = \frac{P_W \cdot D}{2 \cdot t \cdot E_H}$				
Alargamiento unitario de trabajo debido a la presión interna	ϵ_{pr}	0,04	0,04	%
$\epsilon_b = \frac{D_f \cdot \delta d_{s_b} \cdot s}{D}$				
Alargamiento unitario de trabajo debido a la deflexión máxima admisible	ϵ_b	0,43	0,43	%
$= \frac{\epsilon_{pr}}{HDB}$				
E _{pr} / HDB		0,06	0,06	[-]
$= \frac{1 -}{FS_{pr}}$				
$[1 - ((\epsilon_b r_c) / S_b)] / FS_{pr}$		0,38	0,38	[-]
$= \frac{\epsilon_b \cdot r_c}{S_b}$				
$(\epsilon_b r_c) / S_b$		0,32	0,32	[-]
$= \frac{1 -}{FS_b}$				
$[1 - (\epsilon_{pr} / HDB)] / FS_b$		0,63	0,63	[-]

1.3.9.1 A la profundidad de instalación mínima

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la presión interna) es correcta.

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la máxima deflexión admisible) es correcta.

1.3.9.2 A la profundidad de instalación máxima

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la presión interna) es correcta.

La carga combinada (alargamiento unitario debido a la máxima deflexión admisible) es correcta.

1.3.10 Verificación del colapsamiento

		a la profundidad mínima	a la profundidad máxima	
Coefficiente de seguridad al colapsamiento	FS	2,50	2,50	[-]
Coefficiente escalar de calibración para tomar en consideración los efectos no lineales	C _n '	0,55	0,55	[-]
Factor para tomar en consideración la variabilidad de la rigidez del suelo compactado	φ_s'	0,90	0,90	[-]
Factor de corrección del módulo para el coeficiente de Poisson del suelo	κ_s'	0,74	0,74	[-]

$R_h' = \frac{11,40}{11 + \frac{D}{H}}$				
Factor de corrección para la profundidad de relleno	R _h '	0,89	0,88	[-]
$q_a = \frac{1}{FS} \cdot 1,20 \cdot C_n' \cdot [0,149 \cdot PS]^{-0,33} \cdot [\varphi_s' \cdot M_s \cdot \kappa_s']^{-0,67} \cdot R_h'$ (5-24b)				
Presión de colapsamiento admisible	q _a	374,01	344,60	kN/m ²
(5-25) $q_v = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + P_v \leq q_a$				
Peso específico del agua	γ_w	9,80	9,80	kN/m ³
Altura del nivel freático por encima del tubo	h _w	0,00	1,00	m
Factor de fotabilidad	R _w	1,00	0,89	[-]
(5-25) $q_v = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + P_v$				
Presión de colapsamiento, nivel freático + carga de suelo + vacío	q _v	18,80	60,00	kN/m ²
q _v < q _a q _v < q _a				

La presión de colapsamiento calculada debida al nivel freático, presión del suelo y presión de vacío es inferior a la presión de colapsamiento admisible.

$q_w = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot W_c + W_L$ (5-26)

Presión de colapsamiento, Nivel freático + suelo + tráfico	q _w	72,86	69,85	kN/m ²
q _w < q _a q _w < q _a				

La presión de colapsamiento calculada debida al nivel freático, presión del suelo y tráfico es inferior a la presión de colapsamiento admisible.

Todas las pruebas necesarias son correctas.



8.3.- CONDUCCIONES DE H.A. TUBERÍA HINCADA

Los tubos de hormigón armado para hinca, es un tipo de conducción específica para este tipo de puesta en obra, diseñado para soportar los esfuerzos de empuje y que se instala sin la necesidad de realizar zanjas a cielo abierto. Por otra parte, la directiva Europea 89/106/CE del Real Decreto 1630/1192 establece que la tubería de hinca de hormigón armado debe llevar marcado CE cumpliendo con lo establecido en la normativa actual vigente, UNE EN 1916:2003. Consta de varios elementos que la diferencian de la tubería en zanja normal (Virola, sufridera e inyectoros de bentonita). En este proyecto se adoptan tubos de clase 180 (EN 1916)



ANEJO N°5:

CÁLCULOS ESTRUCTURALES





CVE: pAPeK6BMhb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento coincide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN	3
2.- POZO DE HINCA	3
2.1.- NORMATIVA	3
2.2.- MATERIALES	4
2.2.1.- HORMIGONES	4
2.2.2.- ACEROS PASIVOS	4
2.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	4
2.4.- ACCIONES	4
2.4.1.- ACCIONES PERMANENTES	4
2.4.2.- ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE	4
2.4.3.- ACCIONES VARIABLES	5
2.4.4.- ACCIONES ACCIDENTALES	5
2.5.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y COMBINACIONES EMPLEADAS	5
2.6.- CÁLCULO DEL POZO	6
2.6.1.- DATOS DE ENTRADA	7
2.6.2.- CARGAS E HIPÓTESIS CONSIDERADAS	8
2.6.3.- VERIFICACIÓN DE LA LOSA INFERIOR	10
2.6.4.- VERIFICACIÓN DE LOS MUROS	14
2.6.5.- VERIFICACIÓN DE LA LOSA SUPERIOR	18
2.6.6.- PRESIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO	21
3.- POZO DE REGISTRO DE CONDUCCIÓN DE PLUVIALES	22
3.1.- BASES DE CÁLCULO	22
3.1.1.- INSTRUCCIONES Y NORMAS APLICADAS	22
3.1.2.- MATERIALES	23
3.1.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	23
3.1.4.- ACCIONES	23
3.1.5.- CRITERIOS DE SEGURIDAD	23
3.2.- CÁLCULO	24
3.2.1.- DATOS DE ENTRADA	24
3.3.- COMPROBACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN	28
3.3.1.- CUANTÍAS DE ARMADO	28
3.3.2.- TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO	29
3.4.- COMPROBACIÓN DE LA LOSA SUPERIOR	29
3.4.1.- CUANTÍAS DE ARMADO	29
3.4.2.- VERIFICACIÓN DEFORMACIONES	30
3.5.- COMPROBACIÓN DE LOS MUROS	31
3.5.1.- ESFUERZOS PÉSIMOS DE MUROS	31
3.5.2.- LISTADO DE ARMADO DE MUROS	32
4.- ESCOLLERA DE SOSTENIMIENTO	33
4.1.- CÁLCULO DE MUROS DE ESCOLLERA	33
4.1.1.- DESCRIPCIÓN	33
4.1.2.- NORMATIVA	33
4.1.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO Y DEL MATERIAL DE RELLENO	33
4.1.4.- PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ESCOLLERA	34
4.1.5.- ACCIONES	35
4.1.6.- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD	35
4.1.7.- RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS	35
4.1.8.- CONCLUSIÓN	38
4.2.- LISTADOS DEL CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL MURO DE ESCOLLERA	38
5.- CONCLUSIÓN	42





CVE: pAPeK6BMbb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento coincide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

1.- INTRODUCCIÓN

El presente anejo recoge los cálculos estructurales realizados para definir las actuaciones del proyecto. Incluyendo:

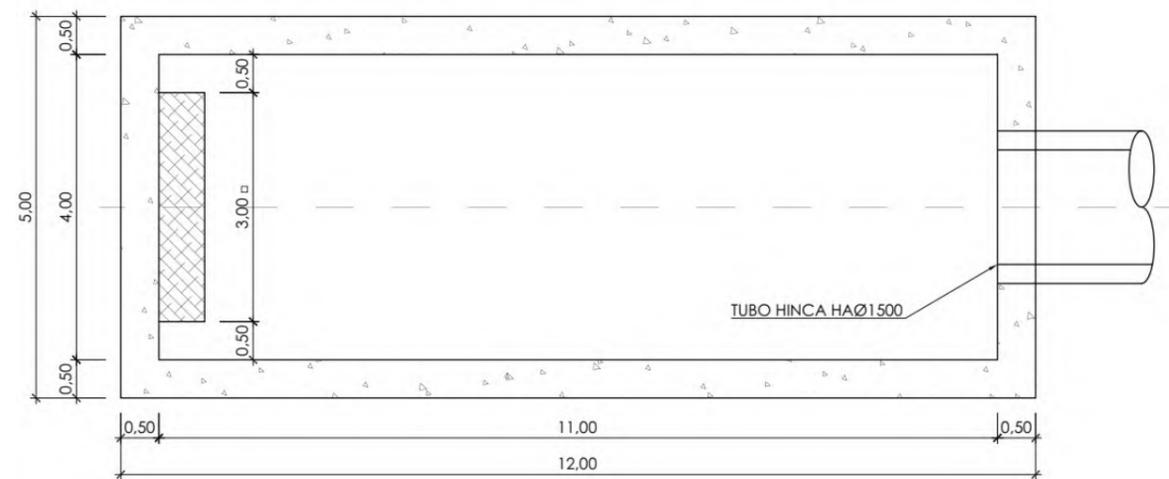
- Pozo de hincia de la tubería de pluviales
- Pozo de registro de pluviales
- Escolleras de sostenimiento

2.- POZO DE HINCA

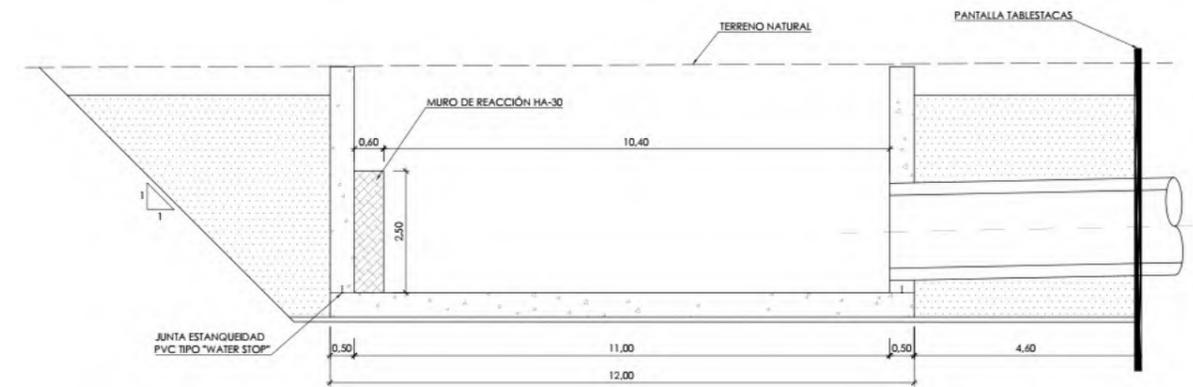
En este apartado se recoge el cálculo estructural del pozo de ataque de la hincia prevista para el cruce de la Ronda Norte. Esta estructura presenta unas dimensiones interiores en planta de 11,0 x 4,0 metros y una profundidad de 4,90 metros, y se prevé de hormigón armado con muros de 0,50 metros de espesor y losa de 0,50 metros de canto. En el interior de esta cámara se sitúa el muro de reacción que permite el trabajo de los gatos de empuje de la tubería, con una altura de 2,50 m y 0,60 m de espesor.

Una vez realizados los trabajos de hincia de la tubería se ejecutará una losa superior de 0,40 m de canto para cerrar el pozo y emplearlo como cámara de inspección del colector.

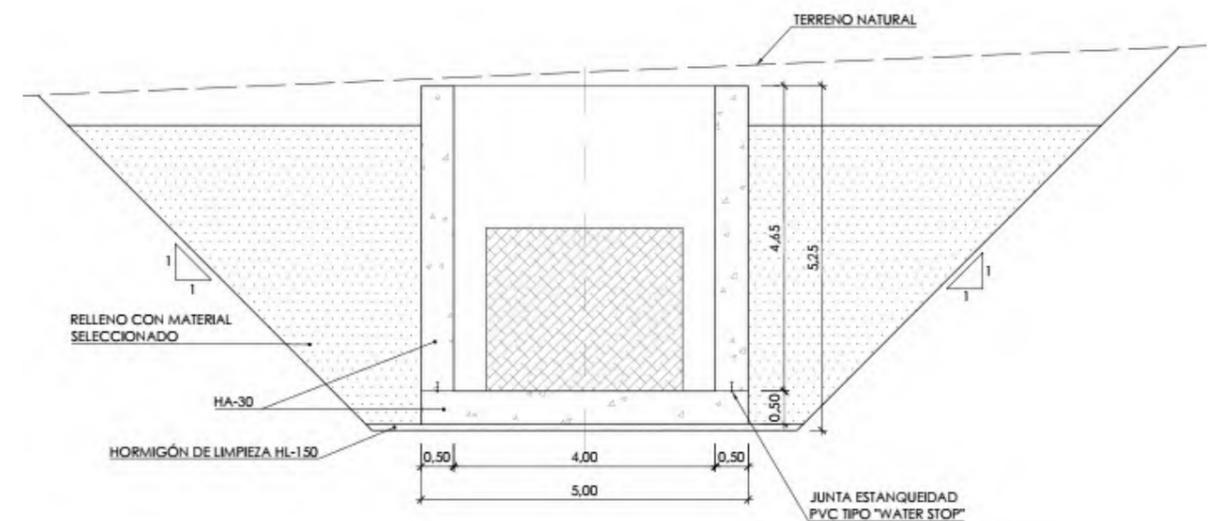
A continuación se presentan sendas imágenes que muestran la geometría descrita.



Vista en planta de la geometría del pozo



Sección longitudinal de la geometría del foso.



Sección transversal de la geometría del foso.

En los siguientes apartados se incluye la verificación del elemento proyectado.

2.1.- NORMATIVA

Para la realización del cálculo de la estructura descrita se han considerado las normas o instrucciones que se detallan a continuación:

- Código Estructural.
- Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02).
- UNE-EN 1992-1- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.



2.2.- MATERIALES

A continuación se detallan los materiales considerados para las estructuras proyectadas.

2.2.1.- HORMIGONES

Se consideran los siguientes tipos de hormigón, de acuerdo con el Código Estructural:

- Hormigón de limpieza: HL-150/B/20
- Hormigón estructural: HA-30/B/20/XD2+XA2 ($f_{ck} = 30$ MPa)

2.2.2.- ACEROS PASIVOS

Para todas las estructuras se considera armadura pasiva de tipo B 500 S según UNE 36068, cuyo límite elástico mínimo es de 500 MPa y su alargamiento mínimo en rotura es del 12%.

2.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

De acuerdo con el estudio geotécnico realizado para el presente Proyecto, en el entorno del pozo el terreno se compone de una primera capa de rellenos hasta una profundidad de unos 4,40 metros y bajo ésta un material de roca granítica de grado IV-V, cuyos valores representativos son:

- Relleno: Peso específico aparente: 18,0 kN/m³.
Ángulo de rozamiento interno: 28°.
Cohesión: 10 kPa.
- Roca: Peso específico aparente: 19,0 kN/m³.
Ángulo de rozamiento interno: 32°.
Cohesión: 20 kPa.

El nivel freático se encuentra a unos 4,0 metros de profundidad, considerando un valor del peso específico sumergido de los materiales de 11,0 kN/m³.

Para la cimentación de la estructura se considera una tensión admisible de 6,0 kg/cm² y un módulo de balasto k_{30} de 50,0 kg/cm³, resultando para las dimensiones de la cimentación prevista un módulo de balasto de cálculo de 11,3 kg/cm³

2.4.- ACCIONES

2.4.1.- ACCIONES PERMANENTES

Como acciones permanentes se consideran las siguientes:

- Peso propio: Evaluado a partir de las secciones de cada uno de los elementos, considerando un peso específico del hormigón armado de 25,0 kN/m³.

2.4.2.- ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE

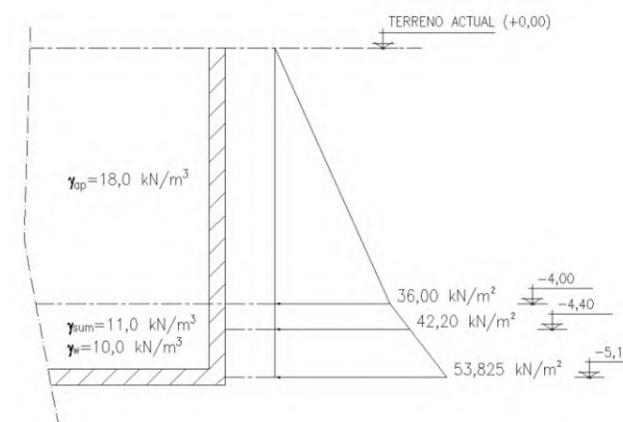
Como acciones permanentes de valor no constante se consideran las siguientes:

- Empuje del terreno y del agua: El empuje del terreno se evalúa suponiendo que, por la elevada rigidez de la estructura, se movilizará el empuje correspondiente al reposo.

El coeficiente de empuje al reposo en el caso de terreno horizontal se evalúa a partir de la fórmula de Jaky, cuya expresión es la siguiente, en este caso se considerará un ángulo de rozamiento homogéneo para el terreno de valor 30°:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 30^\circ = 0,50$$

Para evaluar estos empujes se considerará el peso específico aparente sobre el nivel freático y el peso específico sumergido bajo aquel, añadiendo al empuje debido a este último el correspondiente empuje hidrostático. De este modo se obtiene la ley de empujes que se indica a continuación:



Ley de empujes



- Subpresión debida al agua: Dado que la altura nivel freático sobre la losa inferior resulta ser de 1,15 m, se considera una subpresión actuando bajo la misma de valor igual a 11,5 kN/m².

2.4.3.- ACCIONES VARIABLES

Como acciones variables se han considerado:

- Sobrecarga de uso: Se considera el posible efecto del tránsito de maquinaria en el trasdós del pozo adoptando una sobrecarga de 10,0 kN/m², lo que implica un incremento de empuje sobre los muros que, de acuerdo con la situación de empuje adoptada, supondrá un empuje sobre los muros de 5,0 kN/m² adicional al del terreno.
Además, para la fase de explotación del pozo se considera una sobrecarga de uso de tráfico sobre la losa superior igual a de 10,0 kN/m² y el empuje sobre los muros asociado igual a de 5,0 kN/m².
- Empuje de los gatos del equipo de perforación: Según la información facilitada por empresas especializadas en la ejecución de hincas, es necesario proporcionar una reacción máxima de 2000 kN para el conjunto de los 4 gatos que actúan. Dado que esta carga actúa sobre el muro de reparto interior al del foso, se considera que actúa sobre el muro trasero del pozo repartida en una superficie de 2,40 x 2,40 m, cuyo centro se corresponde con el eje del tubo hincado y se encuentra a 1,25 m de altura respecto del fondo del pozo.

2.4.4.- ACCIONES ACCIDENTALES

Aunque la aceleración sísmica básica del emplazamiento es igual a 0,04 ·g, se considera que la acción sísmica no es determinante para el cálculo dado su carácter accidental, si bien no se considera compatible con la fase de ejecución de la hinca por ser ésta de carácter temporal.

Asimismo, se considera que no existen otras acciones accidentales de aplicación para el cálculo.

2.5.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y COMBINACIONES EMPLEADAS

Partiendo de las siguientes hipótesis básicas:

HIP.	DESCRIPCIÓN
PP	Peso propio de los elementos resistentes
ET	Empujes debidos al terreno y subpresión
SC	Sobrecarga de uso e incremento de empuje asociado
EG	Empuje de los gatos hidráulicos del equipo de perforación

se consideran las siguientes combinaciones para la verificación de los correspondientes estados límite últimos (para la situación de construcción, con el pozo abierto, no se considera necesario verificar el estado límite de servicio de fisuración por tratarse de una estructura provisional):

E.L.U. (Situación permanente o transitoria):

COMB.	PP	ET	SC	EG
ELU-01	1,00	1,00		
ELU-02	1,00	1,00	1,50	
ELU-03	1,00	1,00		1,50
ELU-04	1,00	1,00	1,50	1,50
ELU-05	1,00	1,50		
ELU-06	1,00	1,50	1,50	
ELU-07	1,00	1,50		1,50
ELU-08	1,00	1,50	1,50	1,50
ELU-09	1,35	1,00		
ELU-10	1,35	1,00	1,50	
ELU-11	1,35	1,00		1,50
ELU-12	1,35	1,00	1,50	1,50
ELU-13	1,35	1,50		
ELU-14	1,35	1,50	1,50	
ELU-15	1,35	1,50		1,50
ELU-16	1,35	1,50	1,50	1,50

E.L.S. (Combinación cuasipermanente):

COMB.	PP	ET	SC	EG
ELS-01	1,00	1,00		

E.L.S.Verificación de tensiones transmitidas al terreno:

COMB.	PP	ET	SC	EG
ELS-01	1,00	1,00		
ELS-02	1,00	1,00	1,00	
ELS-03	1,00	1,00		1,00
ELS-04	1,00	1,00	1,00	1,00

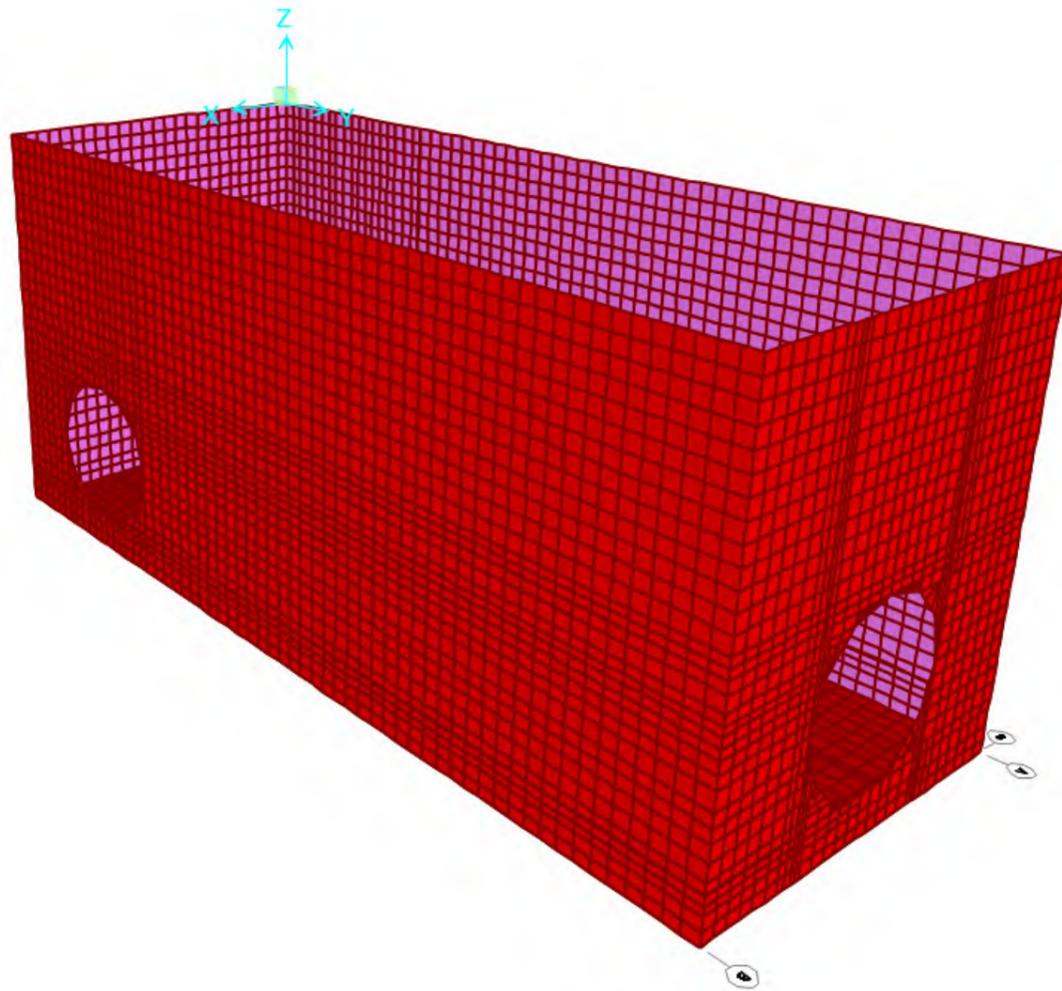


2.6.- CÁLCULO DEL POZO

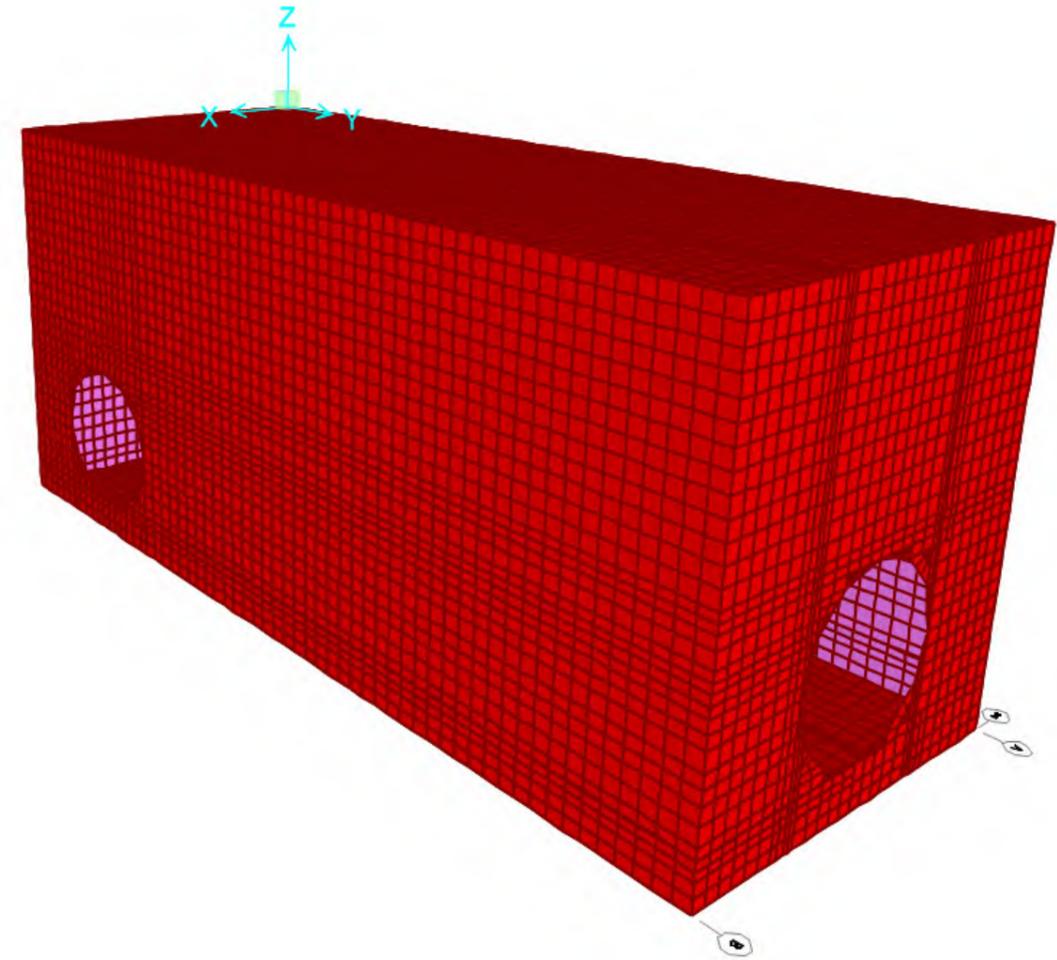
El cálculo del foso se ha realizado generando un modelo de elementos finitos en el software SAP2000 discretizando los muros y las losas mediante elementos de tipo lámina.

Puesto que se distinguen la fase de ejecución de hinca (sin losa superior) y la fase de explotación (pozo cerrado), se realiza el análisis de ambas situaciones independientes.

A continuación se muestran varias imágenes de los modelos de cálculo generados.



Vista del modelo generado para el pozo abierto en su parte superior



Vista del modelo generado para el pozo cerrado en su parte superior



2.6.1.- DATOS DE ENTRADA

Seguidamente se incluyen los listados correspondientes a los datos de entrada relativos a geometría y materiales.

Material Properties - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
B 500 S	76,972	7,85	200000000			1,1E-05
HA-30	24,517	2,5	28579790	11908245,83	0,2	1E-05

Material Properties - Concrete Data

Material	Fc KN/m2	eFc KN/m2	FinalSlope
HA-30	30000,	30000,	-0,1

Material Properties - Rebar Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
B 500 S	500000,	550000,	-0,1

Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	XorR m	Y m	Z m
1	GLOBAL	Cartesian	0	11,5	-5,15
2	GLOBAL	Cartesian	0	0	-5,15
3	GLOBAL	Cartesian	0	0	-8,882E-16
4	GLOBAL	Cartesian	0	11,5	-8,882E-16
5	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	-5,15
6	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	-8,882E-16
7	GLOBAL	Cartesian	4,5	11,5	-5,15
8	GLOBAL	Cartesian	4,5	11,5	-8,882E-16
13	GLOBAL	Cartesian	4,5	2	-4,75
22	GLOBAL	Cartesian	0	2	-5,15
24	GLOBAL	Cartesian	4,5	2	-2,95
25	GLOBAL	Cartesian	4,5	2	-5,15
26	GLOBAL	Cartesian	4,5	11,5	-4
27	GLOBAL	Cartesian	0	11,5	-4
28	GLOBAL	Cartesian	0	0	-4
29	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	-4
30	GLOBAL	Cartesian	1,05	0	-4
31	GLOBAL	Cartesian	3,45	0	-4
33	GLOBAL	Cartesian	2,75	11,5	-2,77988
35	GLOBAL	Cartesian	3,12012	11,5	-3,15
36	GLOBAL	Cartesian	3,19	11,5	-4
37	GLOBAL	Cartesian	3,25	11,5	-3,65
38	GLOBAL	Cartesian	1,31	11,5	-4
39	GLOBAL	Cartesian	3,12012	11,5	-4,15

Joint	CoordSys	CoordType	XorR m	Y m	Z m
40	GLOBAL	Cartesian	2,25	11,5	-2,45
41	GLOBAL	Cartesian	2,75	11,5	-4,52012
43	GLOBAL	Cartesian	2,25	11,5	-4,65
44	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,97	-3,85
45	GLOBAL	Cartesian	1,75	11,5	-4,52012
46	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,03	-3,85
47	GLOBAL	Cartesian	1,37988	11,5	-4,15
48	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,82	-4,33
49	GLOBAL	Cartesian	1,25	11,5	-3,65
50	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,46	-4,64
51	GLOBAL	Cartesian	1,37988	11,5	-3,15
52	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,18	-4,33
53	GLOBAL	Cartesian	1,75	11,5	-2,77988
54	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,54	-4,64
55	GLOBAL	Cartesian	2,25	11,5	-5,15
56	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,82	-3,37
57	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,46	-3,06
58	GLOBAL	Cartesian	2,25	11,5	-8,882E-16
59	GLOBAL	Cartesian	2,25	11,5	-2,65
60	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,18	-3,37
61	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,54	-3,06
62	GLOBAL	Cartesian	4,5	2	0
63	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,96	-4
64	GLOBAL	Cartesian	4,5	1,04	-4
65	GLOBAL	Cartesian	4,5	2	-2,45
66	GLOBAL	Cartesian	0	-5	-5,15
67	GLOBAL	Cartesian	0	-5	-8,882E-16
68	GLOBAL	Cartesian	0	-5	-4,85
69	GLOBAL	Cartesian	0	-5	-2,45
70	GLOBAL	Cartesian	0	-5	-4
85	GLOBAL	Cartesian	3,45	0	-2,45
88	GLOBAL	Cartesian	3,45	0	-4,85
107	GLOBAL	Cartesian	1,05	0	-2,45
109	GLOBAL	Cartesian	1,05	0	-4,85
111	GLOBAL	Cartesian	0	0	-4,85
115	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	-4,85
116	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	-2,45
121	GLOBAL	Cartesian	0	0	-2,45
122	GLOBAL	Cartesian	0	11,5	-4,85
123	GLOBAL	Cartesian	4,5	11,5	-4,85
124	GLOBAL	Cartesian	4,5	11,5	-2,45
125	GLOBAL	Cartesian	0	11,5	-2,45
126	GLOBAL	Cartesian	3,45	0	-8,882E-16
129	GLOBAL	Cartesian	1,05	0	-8,882E-16
130	GLOBAL	Cartesian	3,45	0	-5,15
133	GLOBAL	Cartesian	1,05	0	-5,15



Table: Connectivity – Area

Area	NumJoints	Joint1	Joint2	Joint3	Joint4
1	4	1	2	3	4
3	16	13	25	7	123
3		26	124	8	62
3		65	24	57	56
3		44	63	48	50
4	4	62	6	116	65
5	4	1	2	5	7
6	12	5	25	13	54
6		52	64	46	60
6		61	24	65	116
7	4	8	4	3	6
10	4	2	5	115	111
15	4	115	116	85	88
16	4	116	6	3	121
21	4	121	111	109	107
22	4	85	107	109	88
4404	11	7	55	43	41
4404		39	37	35	33
4404		59	58	8	
4407	11	58	59	53	51
4407		49	47	45	43
4407		55	1	4	

Table: Area Section Properties

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
					m	m
S50	HA-30	Shell	Shell-Thick	Yes	0.50	0.50
S40	HA-30	Shell	Shell-Thick	Yes	0.40	0.40

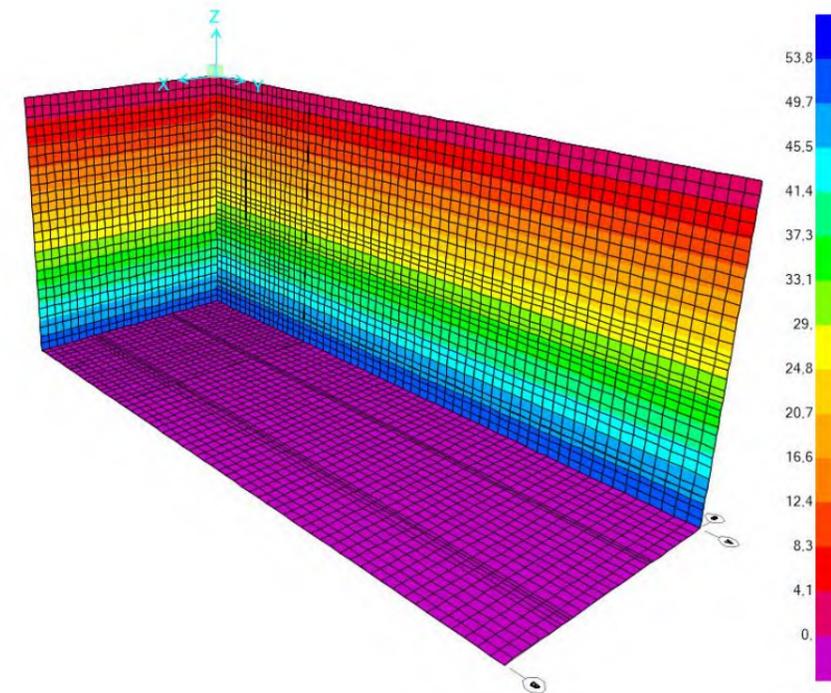
Table: Area Section Property Design Parameters

Section	RebarMat	RebarOpt	CoverTop1	CoverTop2	CoverBot1	CoverBot2
			m	m	m	m
S50	B 500 S	Two Layers	0,06	0,06	0,06	0,06
S40	B 500 S	Two Layers	0,06	0,06	0,06	0,06

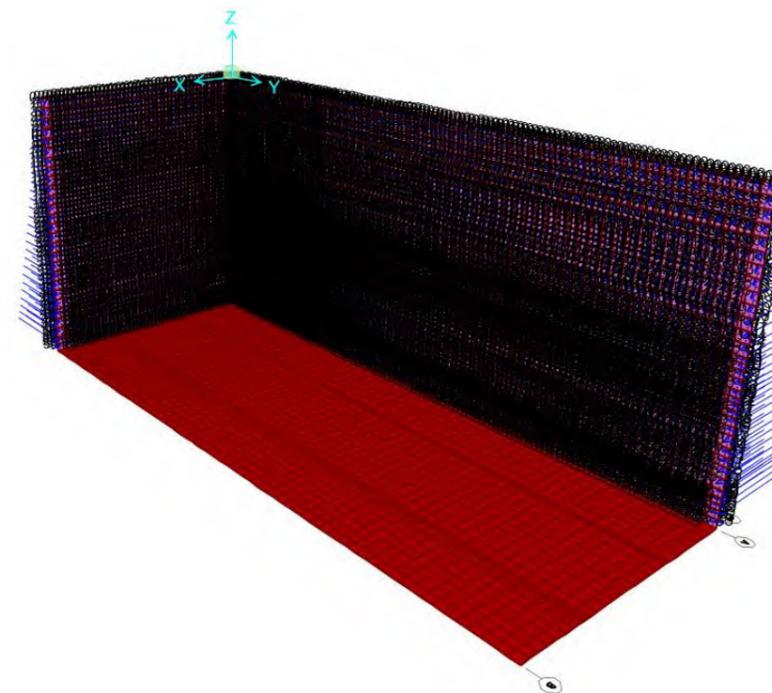
2.6.2.- CARGAS E HIPÓTESIS CONSIDERADAS

Considerando las cargas descritas previamente, se han generado las hipótesis de carga que se muestran a continuación (el software empleado evalúa automáticamente el peso propio de las láminas a partir de las secciones introducidas, por eso no se presenta).

EMPUJES DEBIDOS AL TERRENO (ET):

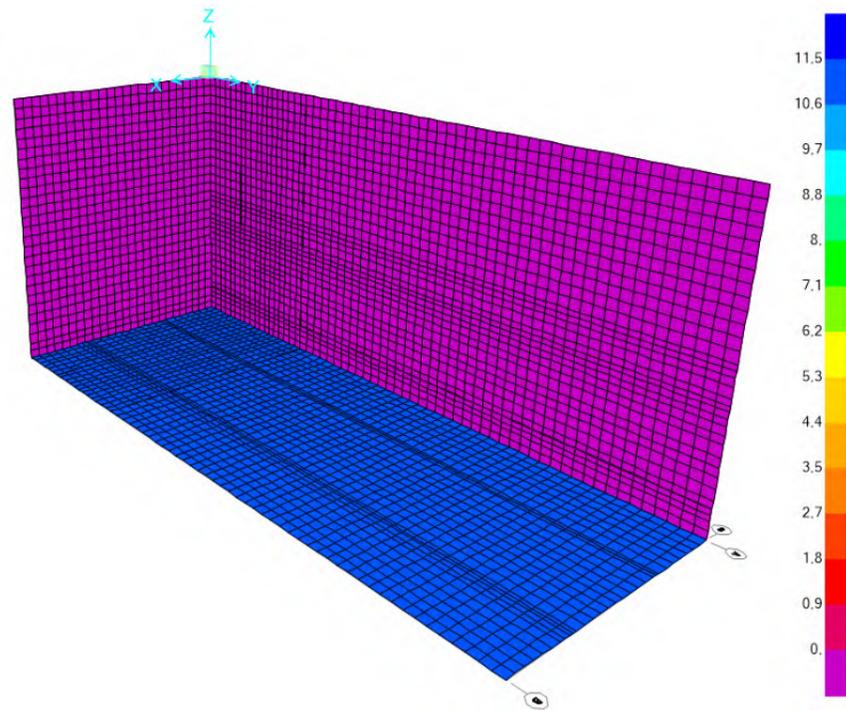


Empujes debidos al terreno y agua. Contornos. Valores en kN/m².



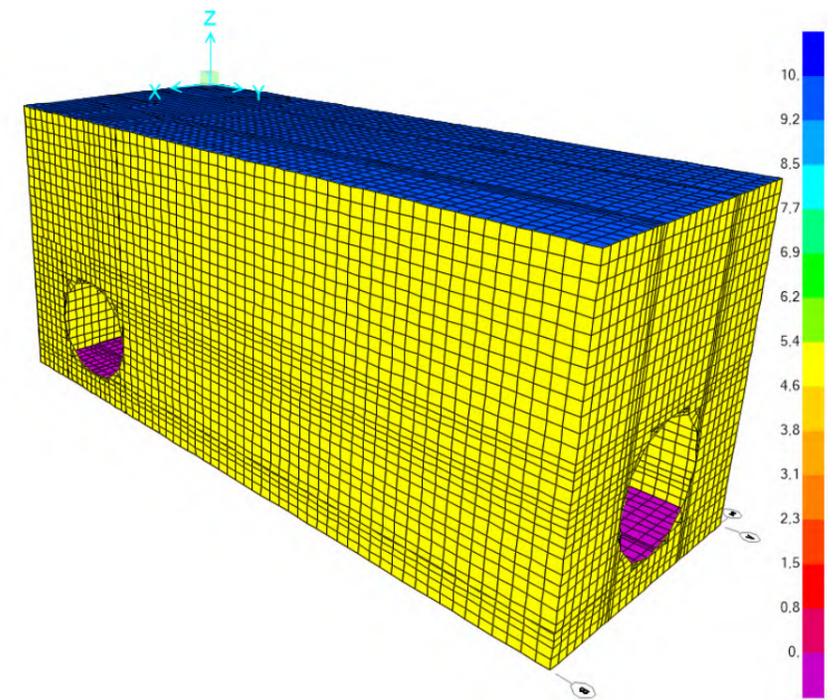
Empujes debidos al terreno y agua. Vectores. Valores en kN/m².



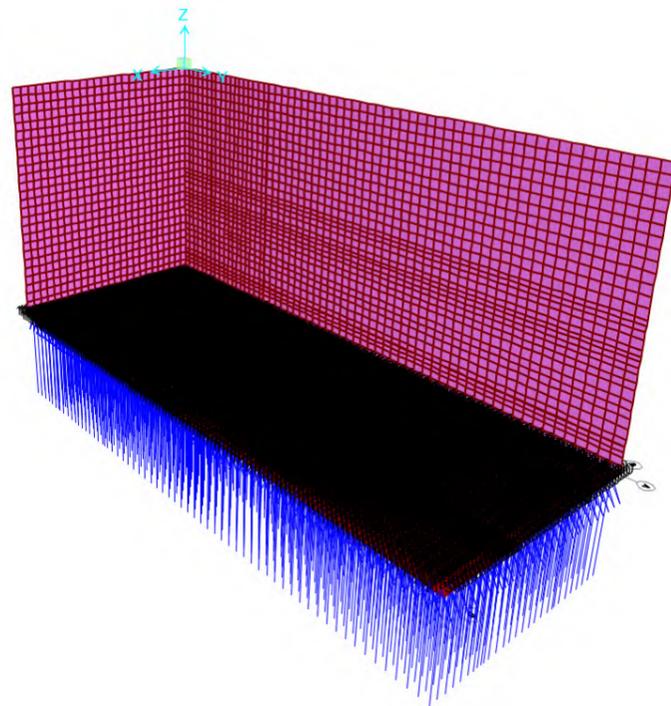


Empujes debidos a la subpresión actuando en la losa inferior. Contornos. Valores en kN/m².

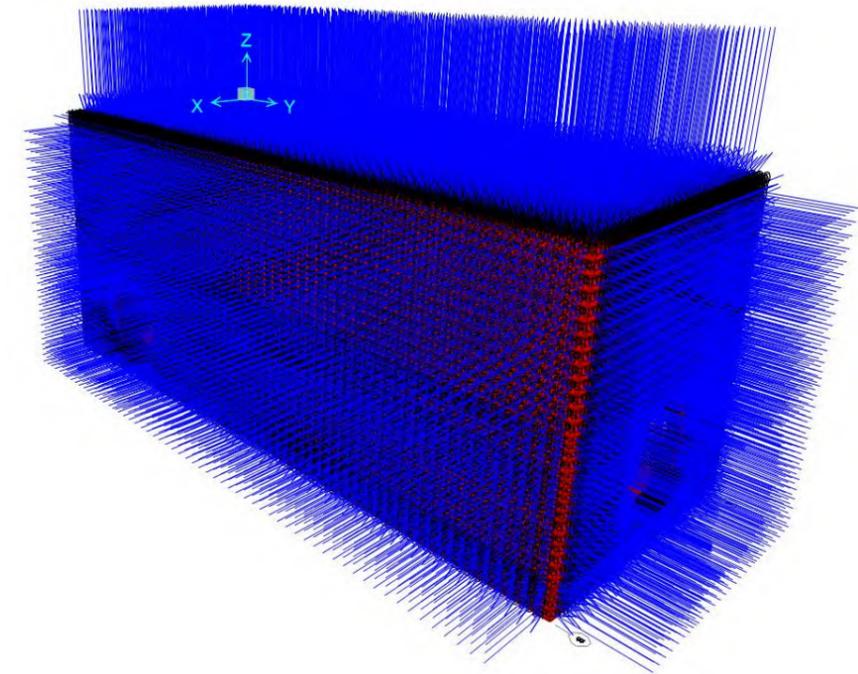
SOBRECARGA (SC):



Sobrecarga en losa superior e incremento de empuje sobre los muros asociado. Contornos. Valores en kN/m².



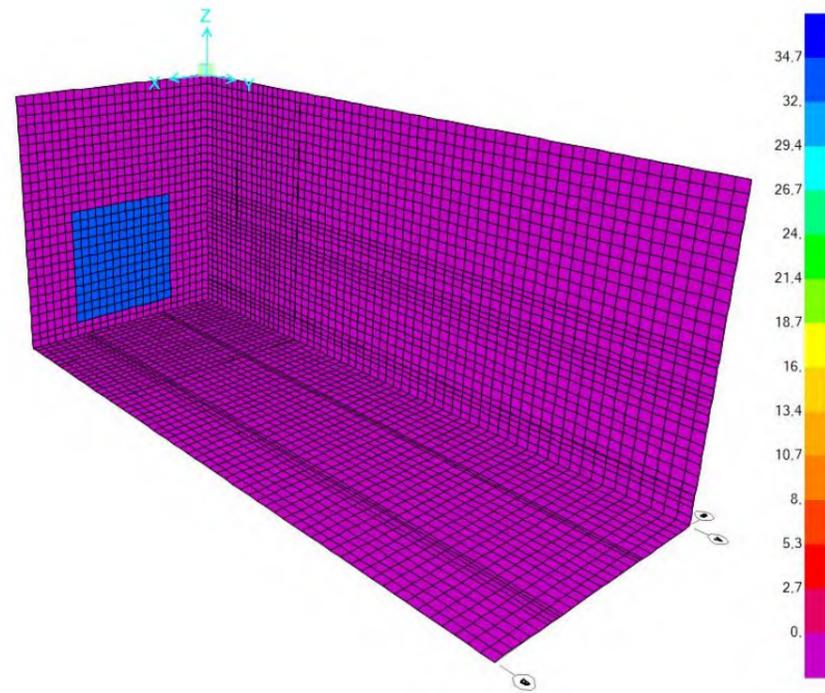
Empujes debidos a la subpresión actuando en la losa inferior. Vectores. Valores en kN/m².



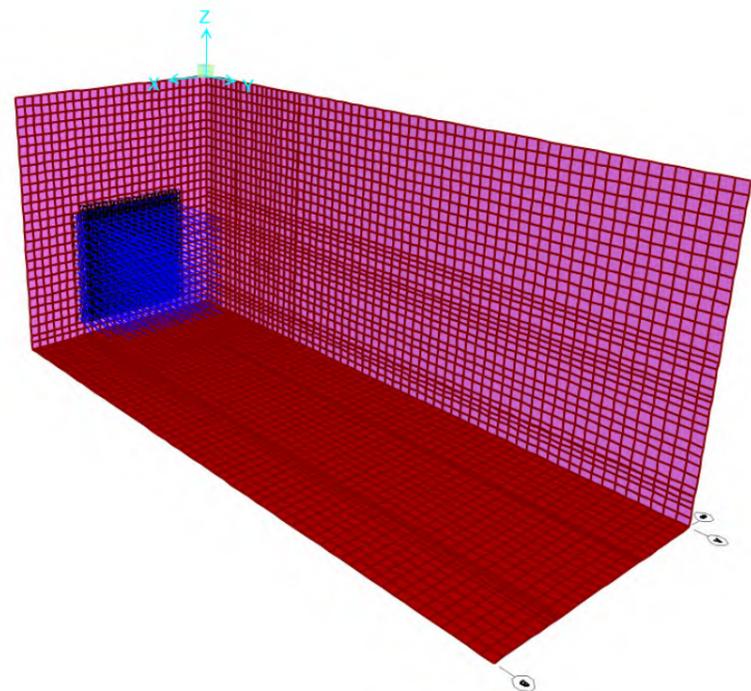
Sobrecarga en losa superior e incremento de empuje sobre los muros asociado. Vectores. Valores en kN/m².



EMPUJE DE LOS GATOS DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN (EG):



Empuje de los gatos sobre el muro. Contornos. Valores en kN/m².

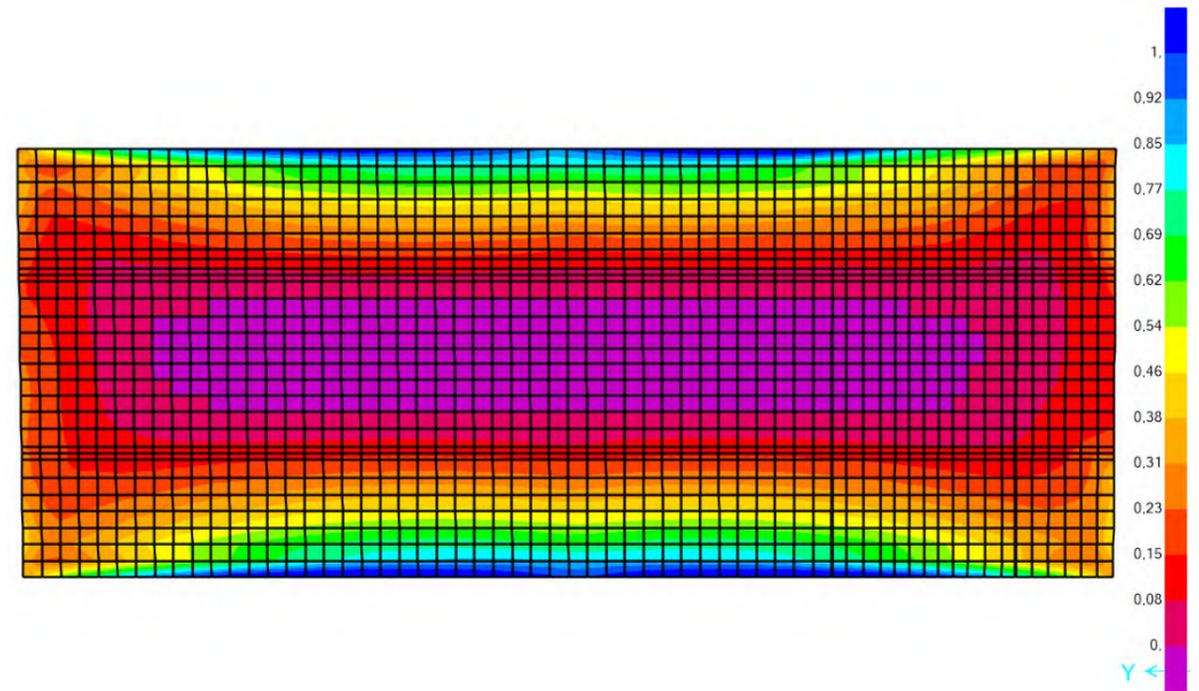


Empuje de los gatos sobre el muro. Vectores. Valores en kN/m².

2.6.3.- VERIFICACIÓN DE LA LOSA INFERIOR

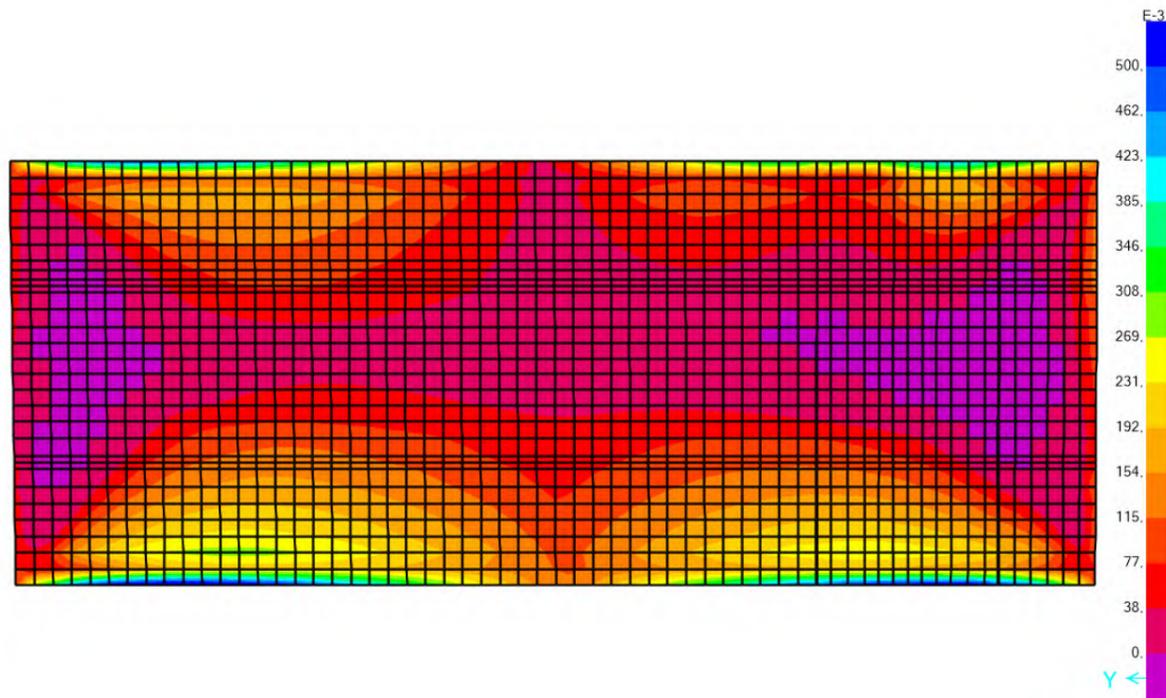
A continuación se muestran las cuantías de armado necesarias en cada una de las direcciones y caras correspondientes obtenidas para la envolvente de acciones en ELU.

POZO SIN LOSA SUPERIOR

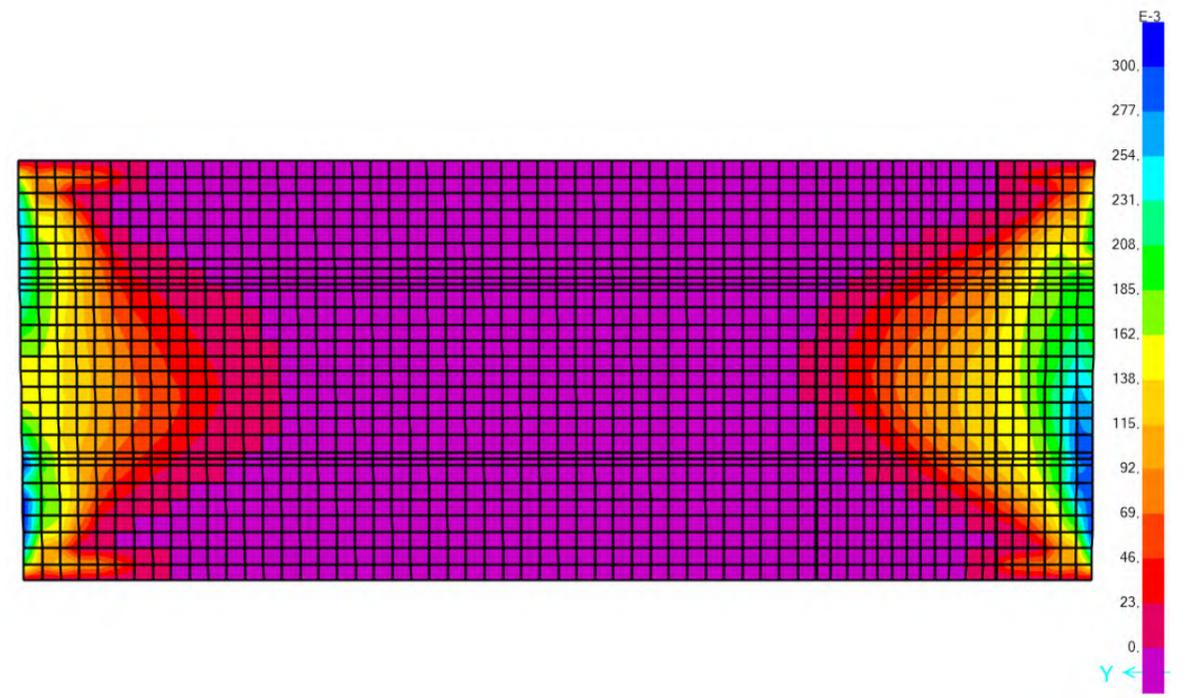


Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido transversal.



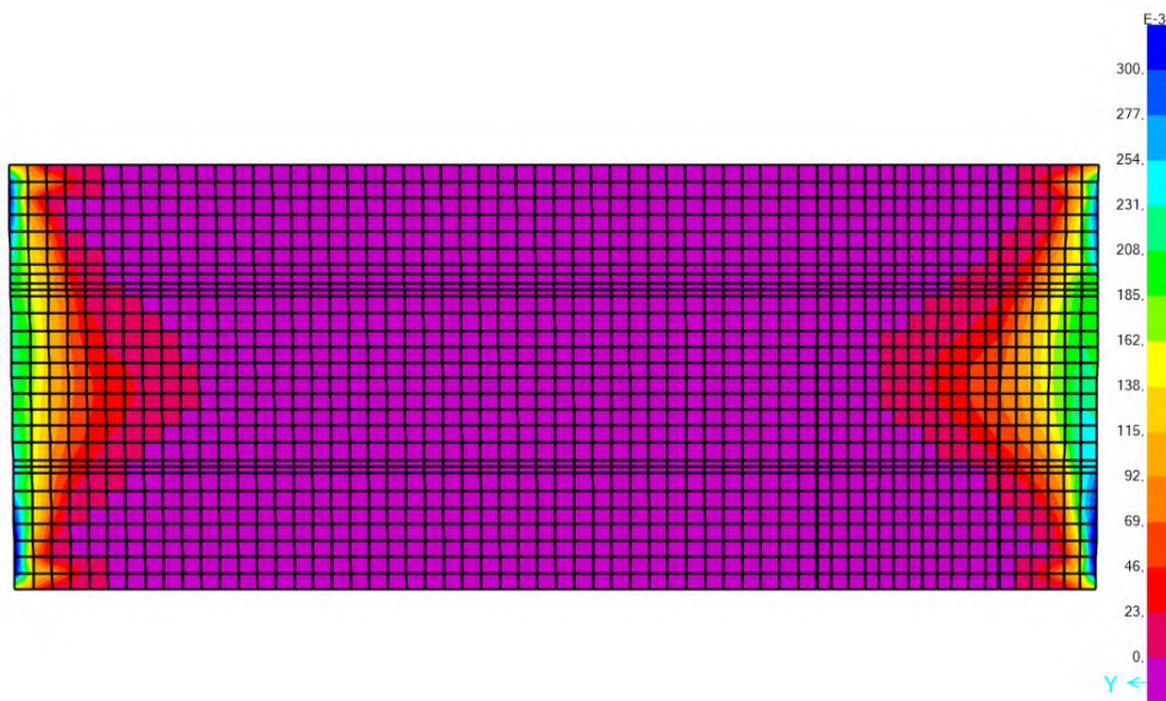


Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido longitudinal.

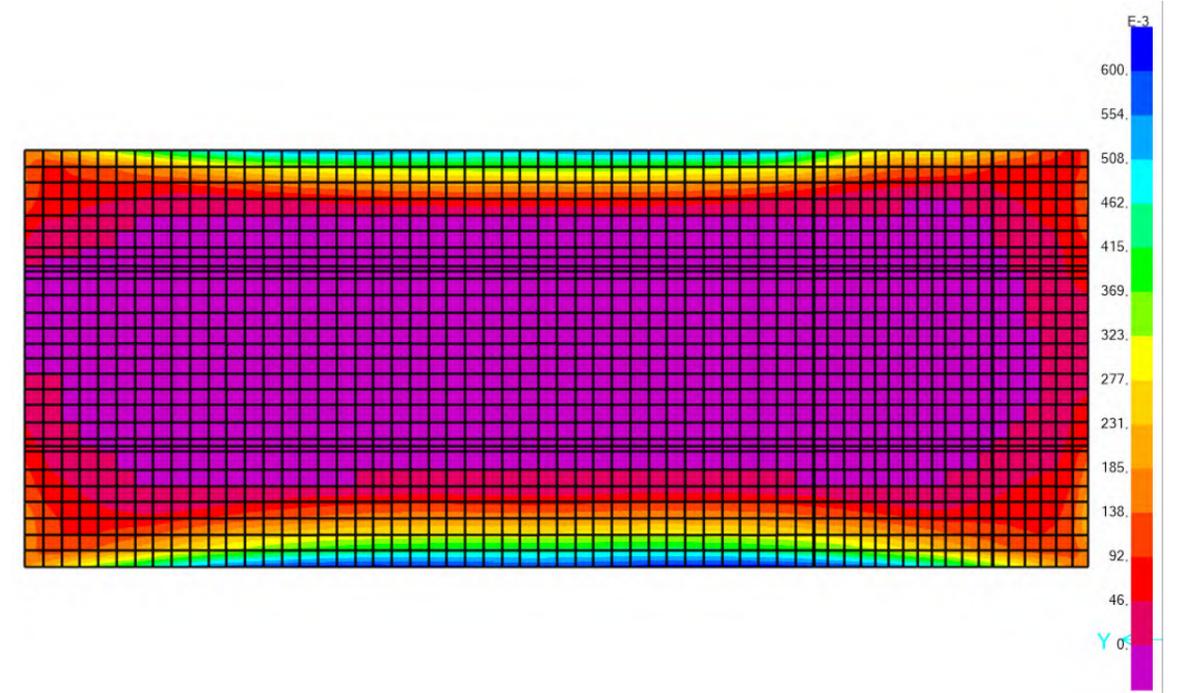


Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido longitudinal.

POZO CON LOSA SUPERIOR

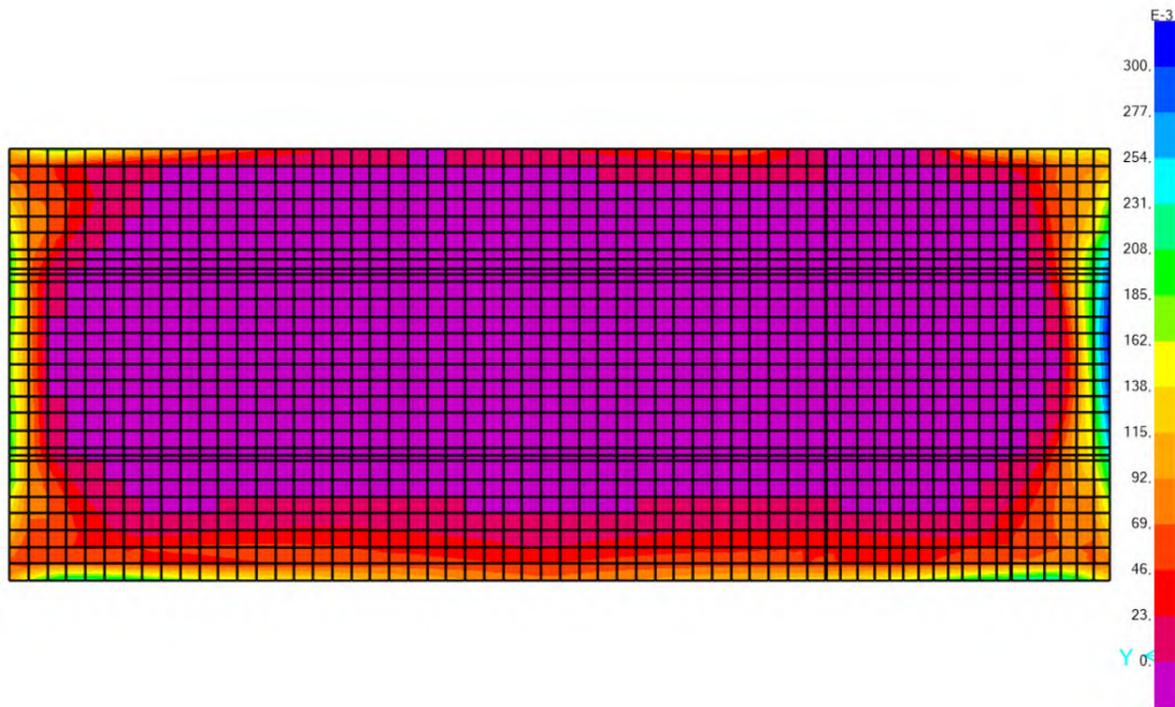


Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido transversal.

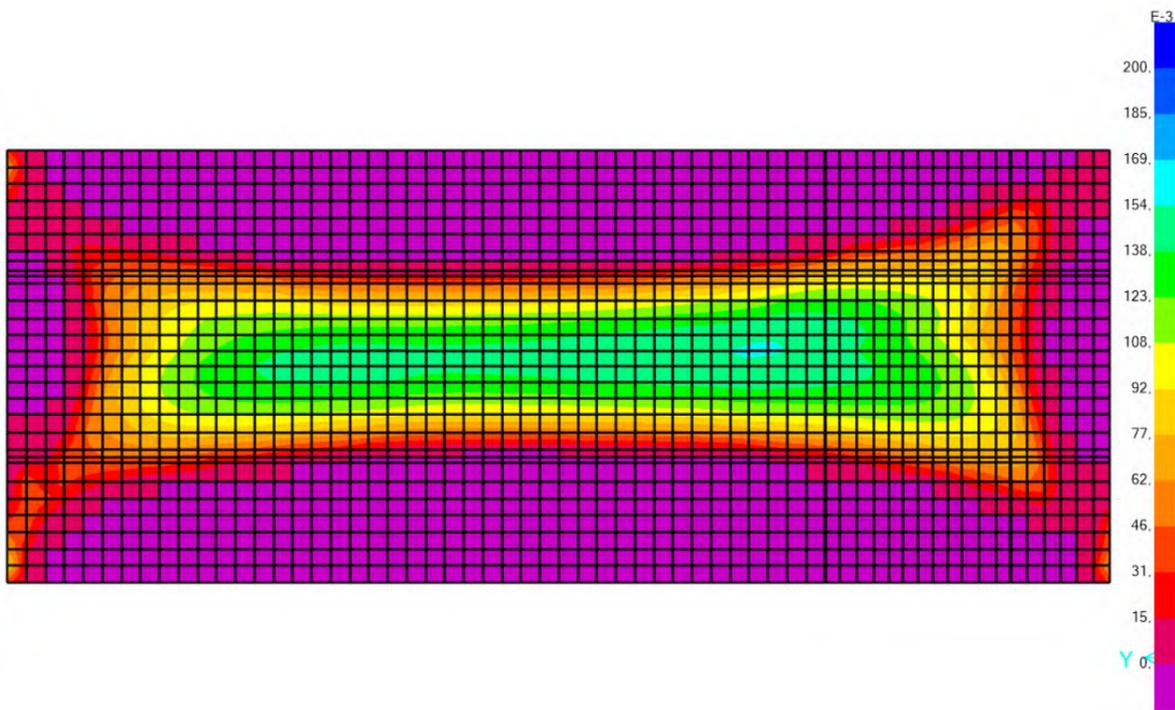


Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido transversal.

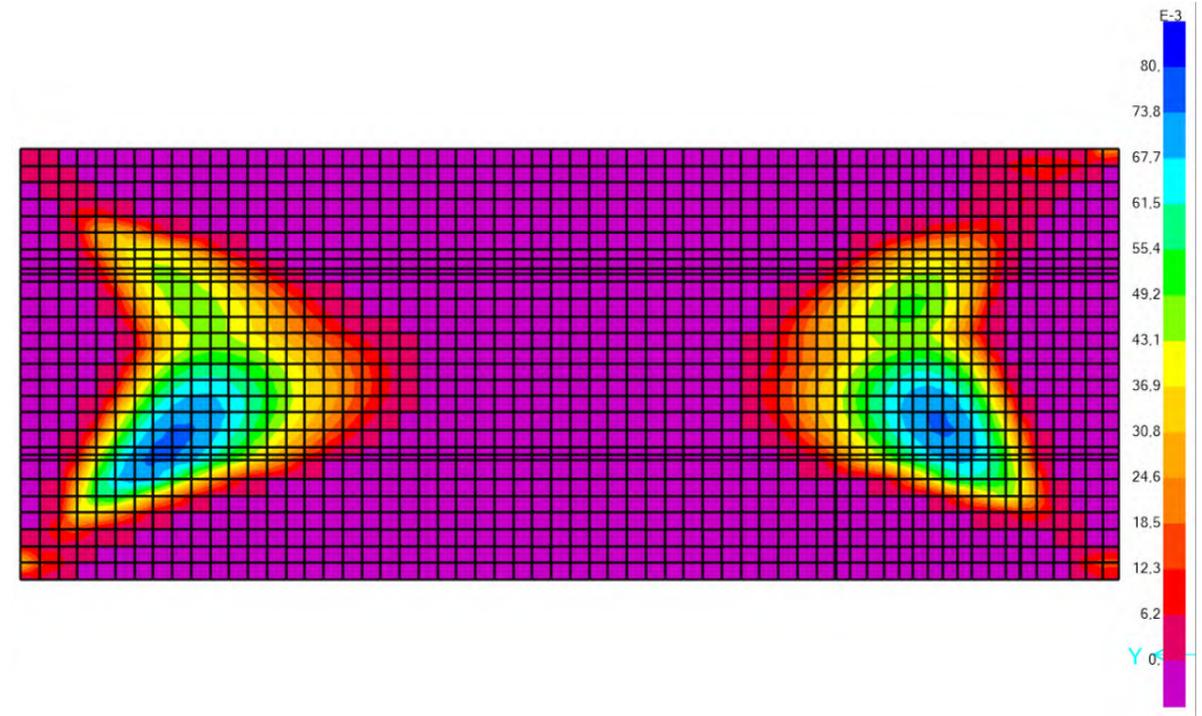




Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido longitudinal.



Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido transversal.



Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido longitudinal.

Según se aprecia, con carácter general la cuantía es inferior a 1,0 mm²/mm (10,0 cm²/m), por lo que disponiendo un armado mediante barras Ø16/15 (13,4 cm²/m) quedan cubiertas las cuantías requeridas.

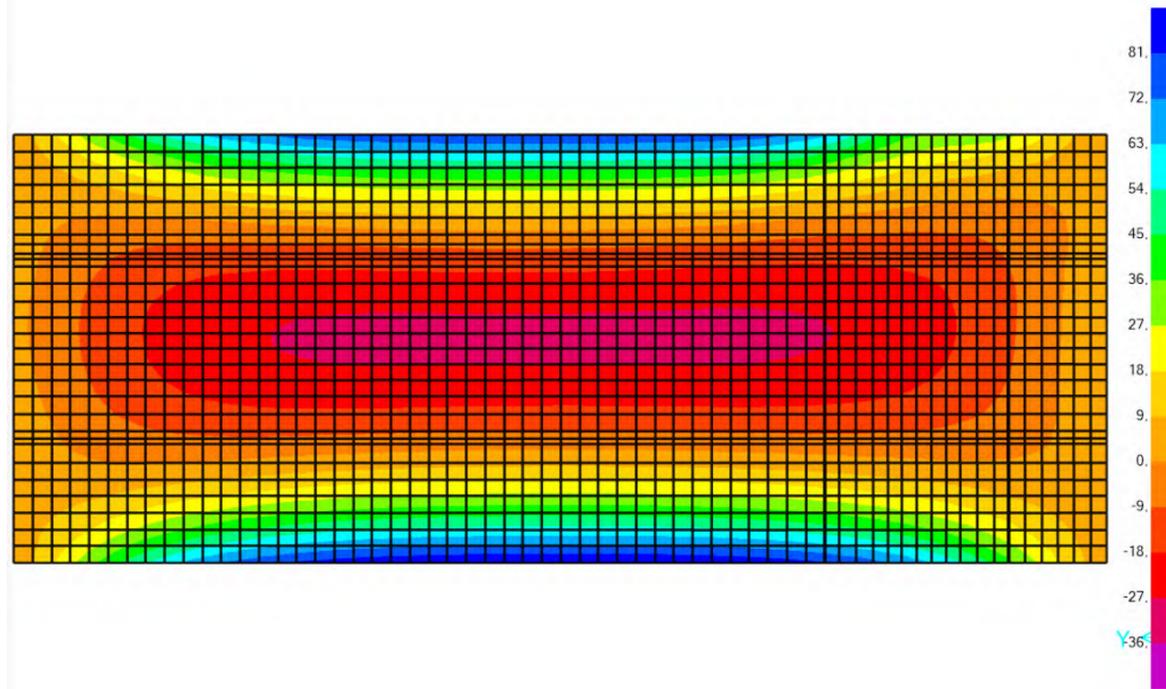
Este armado cumple, asimismo, con los mínimos previstos en el apartado 9.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural, que resulta ser de:

$$A_{s,min} \geq \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{41666,7}{0,8 \cdot 50} \cdot \frac{3,18}{434,78} = 7,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

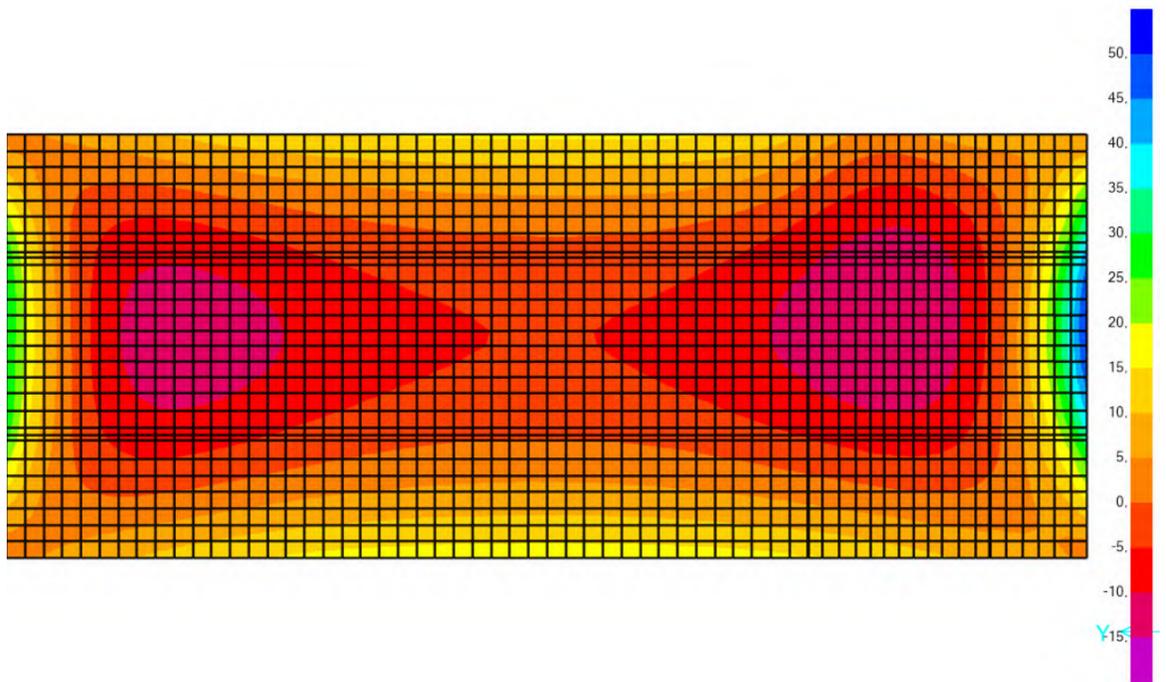
Para el armado adoptado, a continuación se realiza la verificación a fisuración partiendo de los momentos característicos correspondientes.



POZO CON LOSA SUPERIOR



Flectores característicos (m kN/ml) en sentido transversal.



Flectores característicos (m kN/ml) en sentido longitudinal.

Puede apreciarse que el máximo flector característico en valor absoluto ronda los 80,0 m kN/ml. Según se justifica a continuación este valor resulta inferior al momento de fisuración de la sección, verificándose en consecuencia los requisitos exigibles.

Programa Civil eStudio
Versión: 42 - 8, Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.
Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Cálculo de la abertura de fisura en secciones rectangulares

Normativa: EN-1992 (7.3.4)

Geometría:

Ancho de la sección, b : 1.000 m
Canto de la sección, h : 0.500 m
Recubrimiento mecánico de las armaduras, r_m : 0.060 m

Elemento estructural: Pilar rectangular

Armadura:

Fibra superior: 6.7Ø16
Fibra inferior : 6.7Ø16

Hormigón:

Denominación: C30/37
Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 30.0 MPa
Módulo elástico secante, E_{cm} : 32836.6 MPa

Diagrama tensión-deformación: lineal
Módulo elástico longitudinal secante, E_{cm} : 32836.6 MPa

Coefficientes de seguridad:
ELServicio, γ_c : 1.00

Factores de cansancio del hormigón:
Factor de cansancio a compresión, α_{cc} : 1.00

Acero:

Denominación: B-500-S
Diagrama tensión-deformación: lineal
Límite elástico característico, f_{yk} : 500 MPa
Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
Deformación última en tracción, ε_{uk,2} : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coefficientes de seguridad:
ELServicio, γ_s : 1.00



Esfuerzos de cálculo:

Axil, N_k : 0.0 kN
Flector, M_k : 80.0 kNm

Resultados del cálculo:

Abertura de fisura:

Fibra superior:

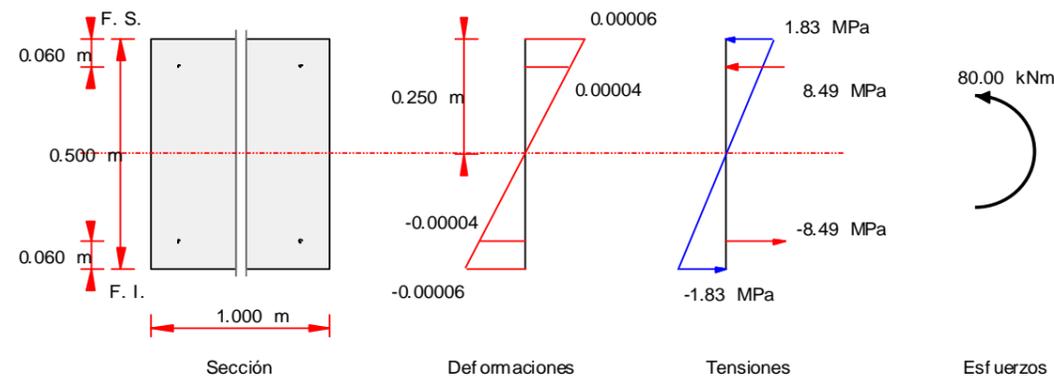
La fibra superior no fisura.
Tensión en la fibra superior, $\sigma_{c,FS}$: 1.83 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$: -3.19 MPa

Abertura de fisura en la fibra superior, $w_{k,FS}$: 0.00 mm

Fibra inferior :

La fibra inferior no fisura.
Tensión en la fibra inferior, $\sigma_{c,FI}$: -1.83 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$: -3.19 MPa

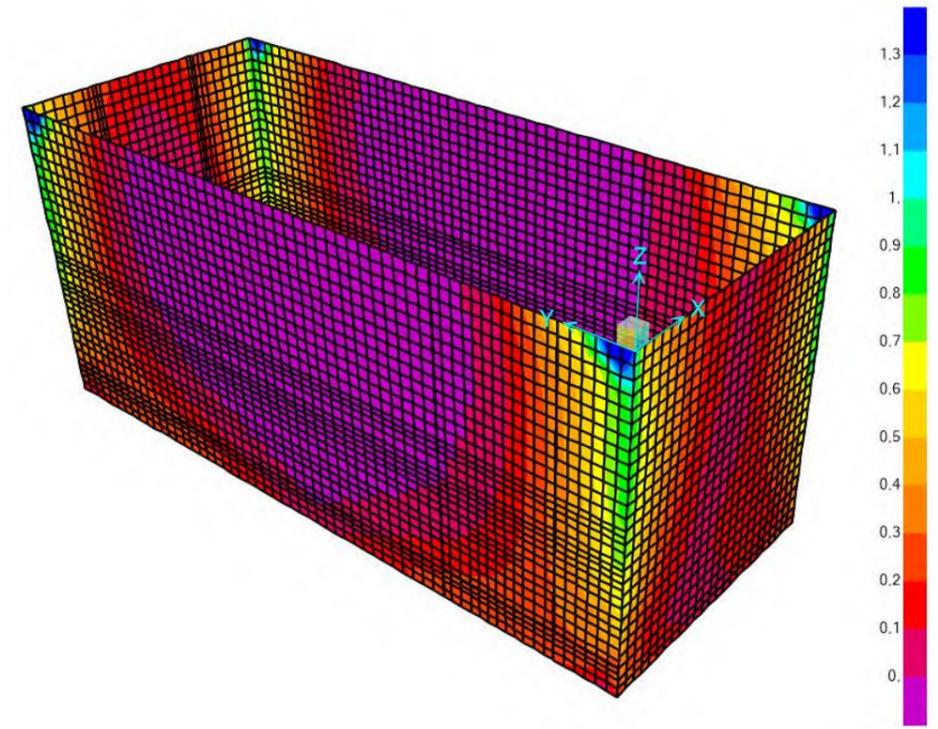
Abertura de fisura en la fibra inferior, $w_{k,FI}$: 0.00 mm



2.6.4.- VERIFICACIÓN DE LOS MUROS

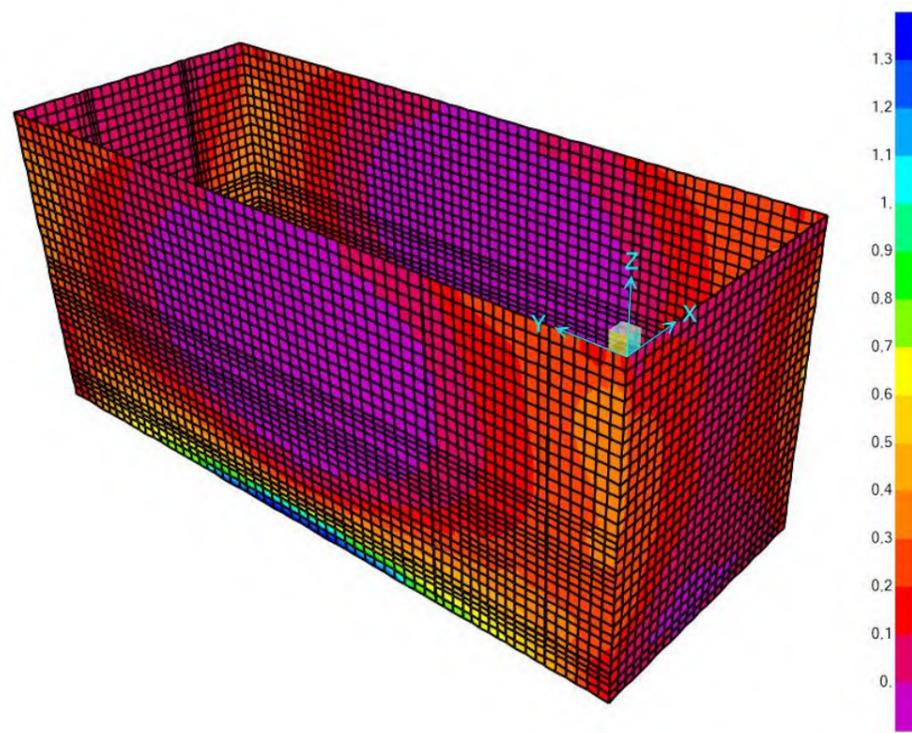
A continuación se muestran las cuantías de armado necesarias en cada una de las direcciones y caras correspondientes obtenidas para la envolvente de acciones en ELU. Sólo se muestra uno de los muros laterales puesto que, por condiciones de simetría, será idéntico al opuesto.

POZO SIN LOSA SUPERIOR

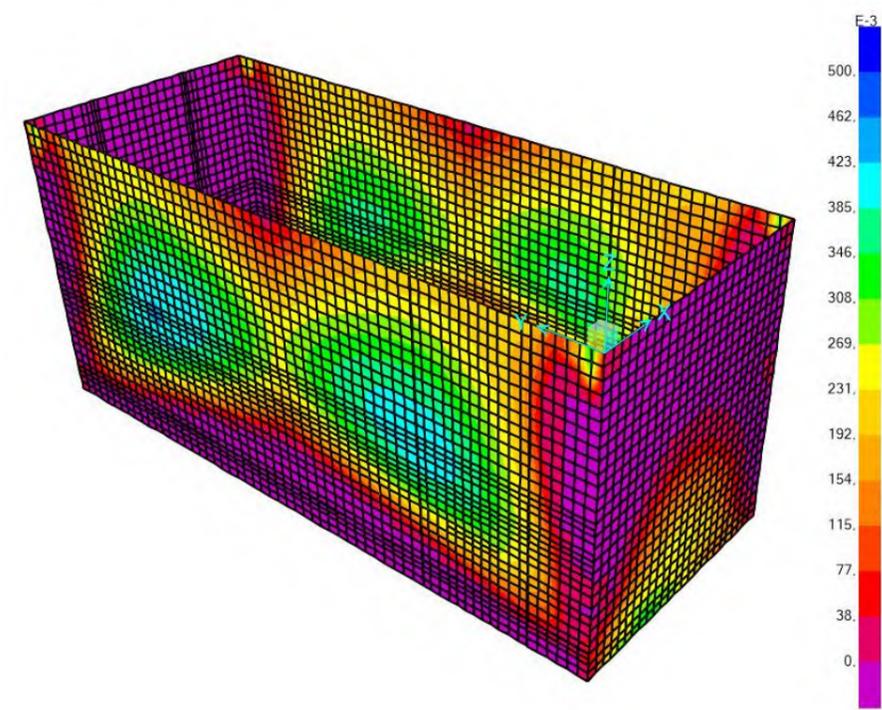


Cuantía necesaria de armado horizontal exterior (mm²/mm).



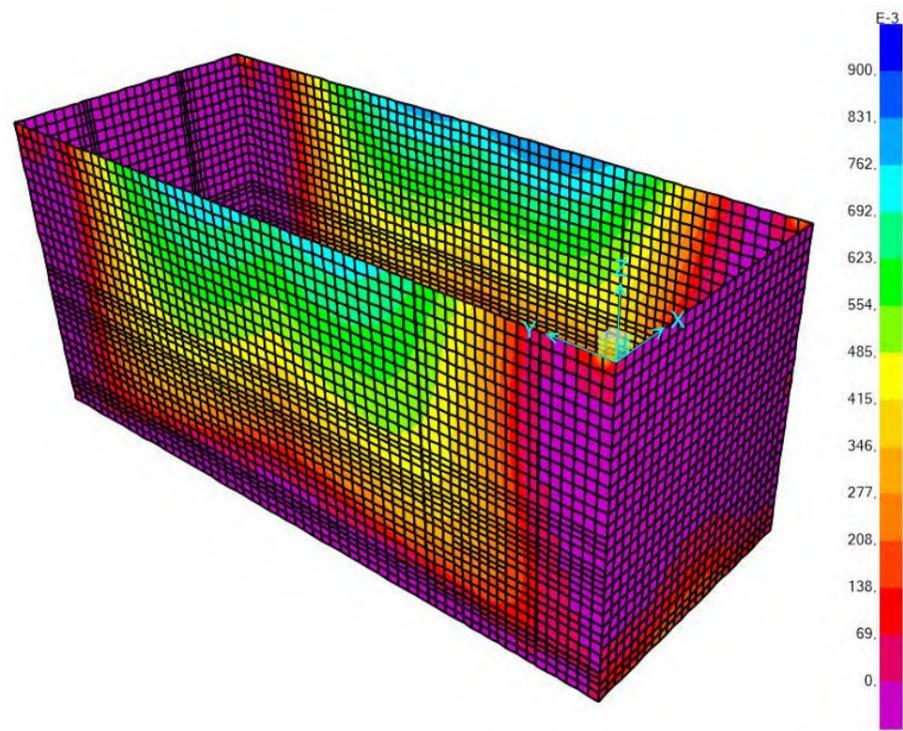


Cuantía necesaria de armado horizontal interior (mm²/mm).

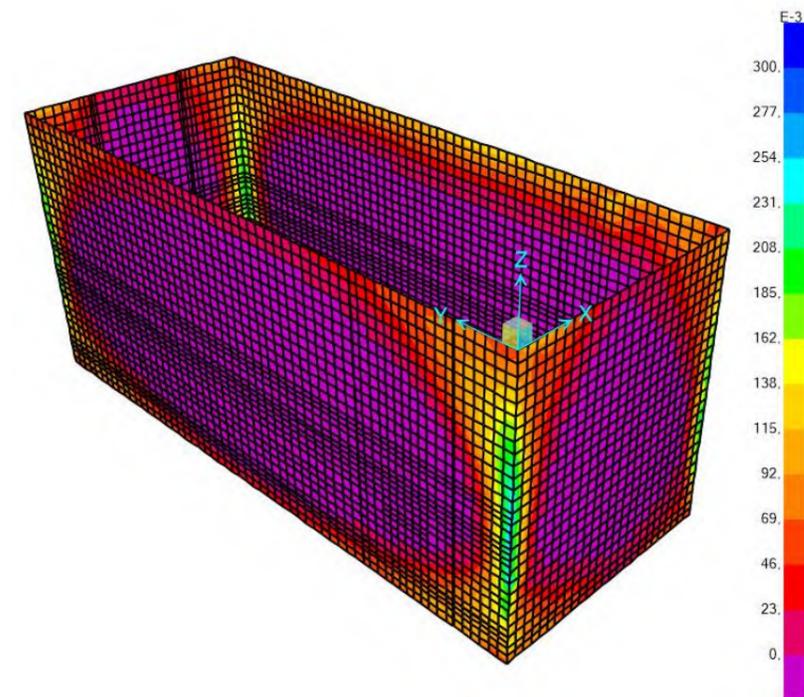


Cuantía necesaria de armado vertical interior (mm²/mm).

POZO CON LOSA SUPERIOR

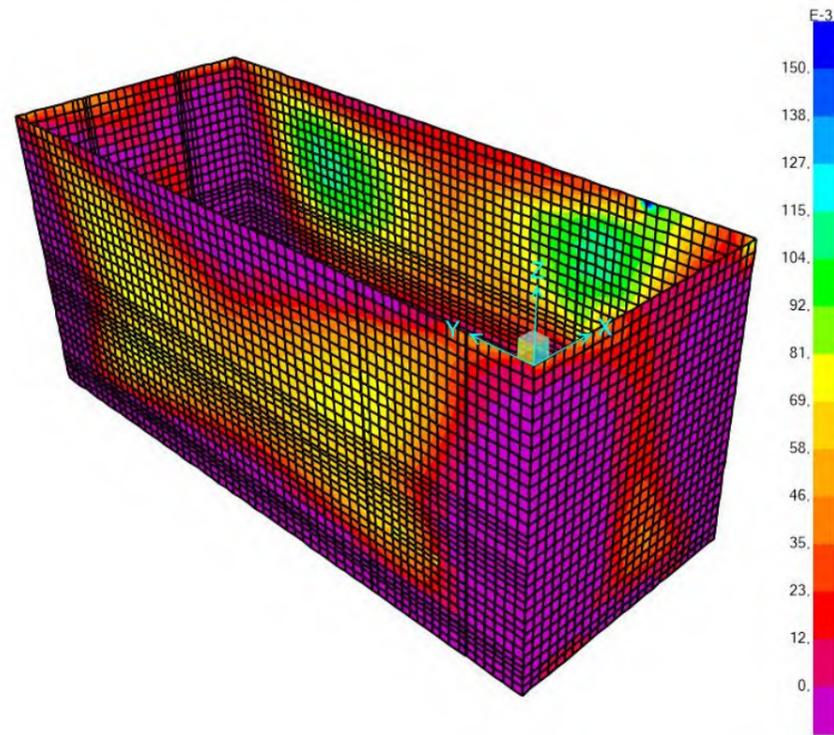


Cuantía necesaria de armado vertical exterior (mm²/mm).

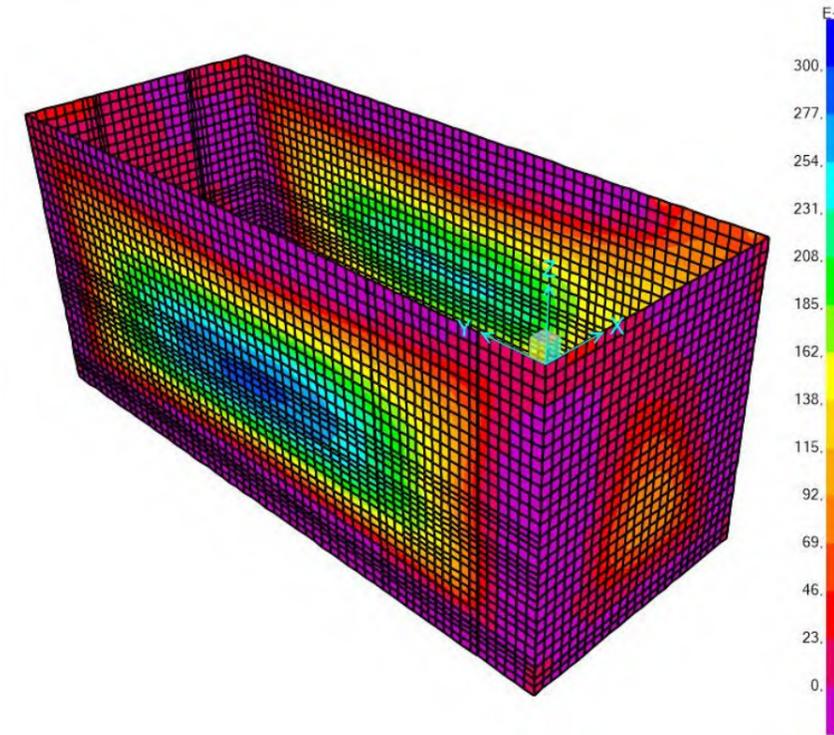


Cuantía necesaria de armado horizontal exterior (mm²/mm).

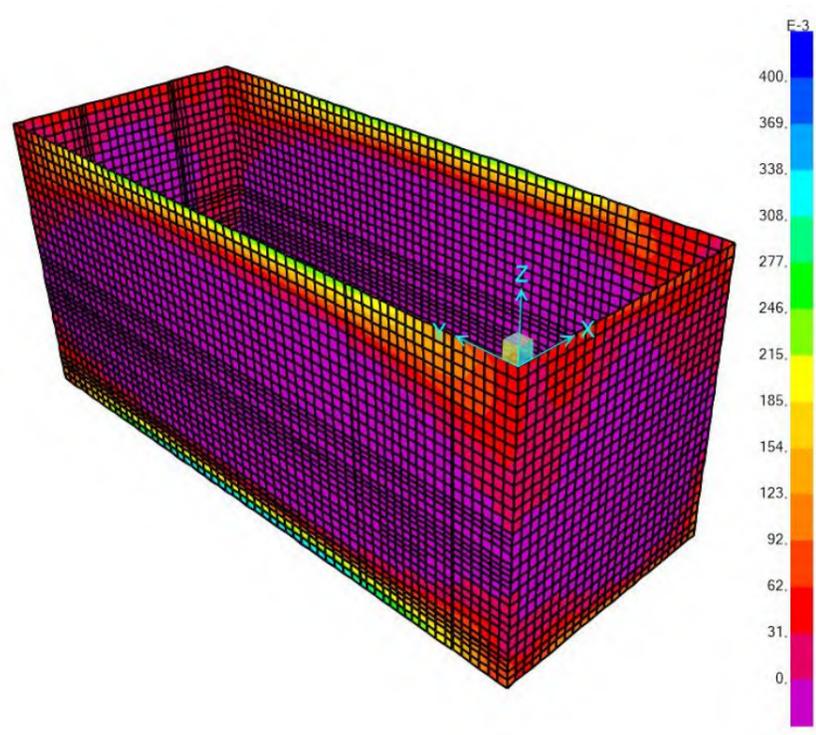




Cuantía necesaria de armado horizontal interior (mm²/mm).



Cuantía necesaria de armado vertical interior (mm²/mm).



Cuantía necesaria de armado vertical exterior (mm²/mm).

De acuerdo con los valores obtenidos, la cuantía máxima requerida en cualquier dirección resulta inferior a 1,30 mm²/mm (13,0 cm²/m), por lo que disponiendo un armado mediante barras Ø16/15 (13,4 cm²/m) quedan cubiertas las cuantías requeridas.

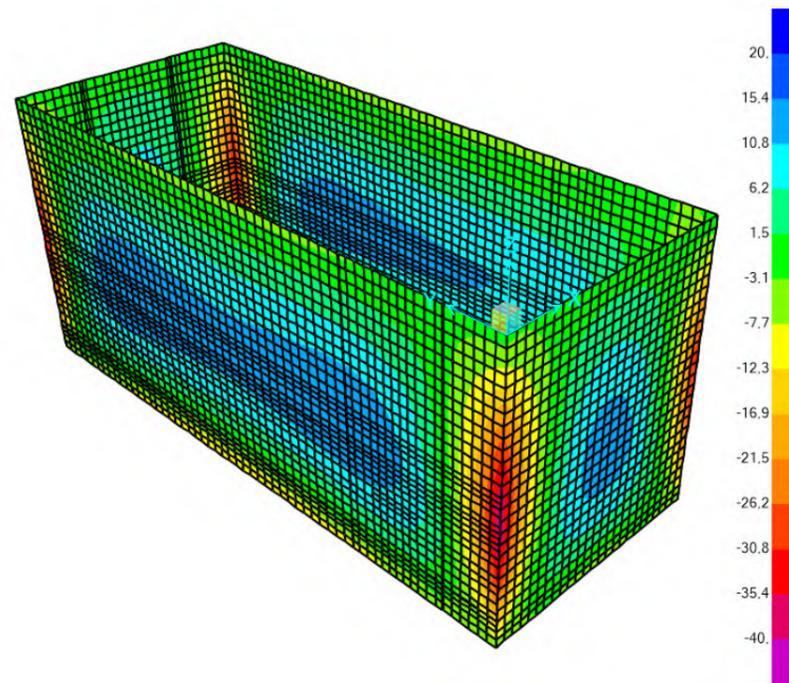
Este armado cumple, asimismo, con los mínimos previstos en el apartado 9.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural, que resulta ser de:

$$A_{s,min} \geq \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{41666,7}{0,8 \cdot 50} \cdot \frac{3,18}{434,78} = 7,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

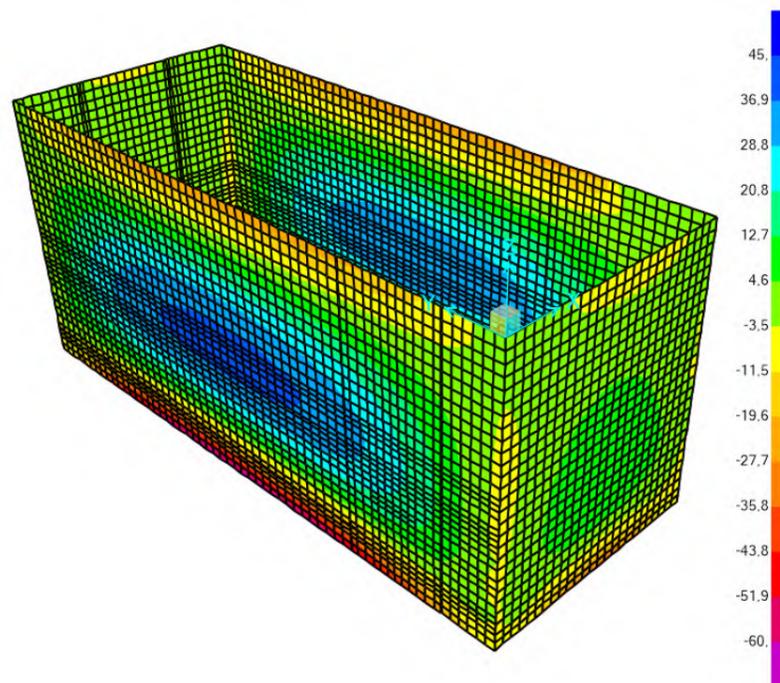
Para el armado adoptado, a continuación se realiza la verificación a fisuración partiendo de los momentos característicos correspondientes.



POZO CON LOSA SUPERIOR



Flectores característicos (m·kN/ml) en sentido horizontal



Flectores característicos (m·kN/ml) en sentido vertical

Puede apreciarse que el máximo flector característico en valor absoluto ronda los 60,0 m·kN/ml. Según se justifica a continuación este valor resulta inferior al momento de fisuración de la sección, verificándose en consecuencia los requisitos exigibles.

Programa Civil eStudio
Versión: 42 - 8, Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.
Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Cálculo de la abertura de fisura en secciones rectangulares

Normativa: EN-1992 (7.3.4)

Geometría:

Ancho de la sección, b	:	1.000 m
Canto de la sección, h	:	0.500 m
Recubrimiento mecánico de las armaduras, r _m	:	0.060 m

Elemento estructural: Pilar rectangular

Armadura:

Fibra superior: 6.7Ø16
Fibra inferior : 6.7Ø16

Hormigón:

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, f _{ck}	:	30.0 MPa
Módulo elástico secante, E _{cm}	:	32836.6 MPa

Diagrama tensión-deformación: lineal

Módulo elástico longitudinal secante, E _{cm}	:	32836.6 MPa
---	---	-------------

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γ _c	:	1.00
----------------------------	---	------

Factores de cansancio del hormigón:

Factor de cansancio a compresión, α _{cc}	:	1.00
---	---	------

Acero:

Denominación: B-500-S

Diagrama tensión-deformación: lineal

Límite elástico característico, f _{yk}	:	500 MPa
Módulo de deformación longitudinal del acero, E _s	:	200000 MPa
Deformación última en tracción, ε _{uk,2}	:	-0.01000
Densidad del acero, γ	:	77.0 kN/m ³

Coefficientes de seguridad:

ELServicio, γ _s	:	1.00
----------------------------	---	------



Esfuerzos de cálculo:

Axil, N_k : 0.0 kN
Flector, M_k : 60.0 kNm

Resultados del cálculo:

Abertura de fisura:

Fibra superior:

La fibra superior no fisura.

Tensión en la fibra superior, $\sigma_{c,FS}$: 1.37 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$: -3.19 MPa

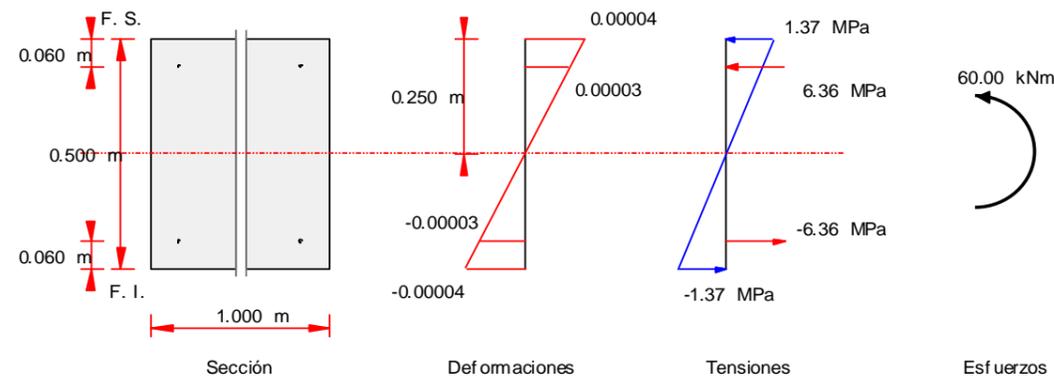
Abertura de fisura en la fibra superior, $w_{k,FS}$: 0.00 mm

Fibra inferior :

La fibra inferior no fisura.

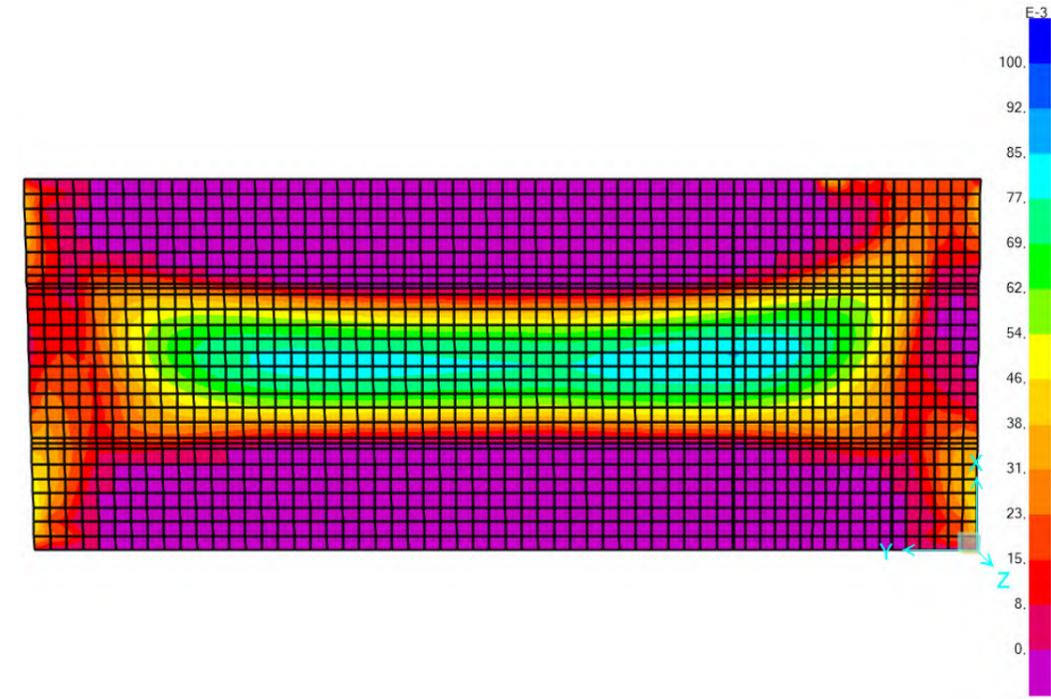
Tensión en la fibra inferior, $\sigma_{c,FI}$: -1.37 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$: -3.19 MPa

Abertura de fisura en la fibra inferior, $w_{k,FI}$: 0.00 mm

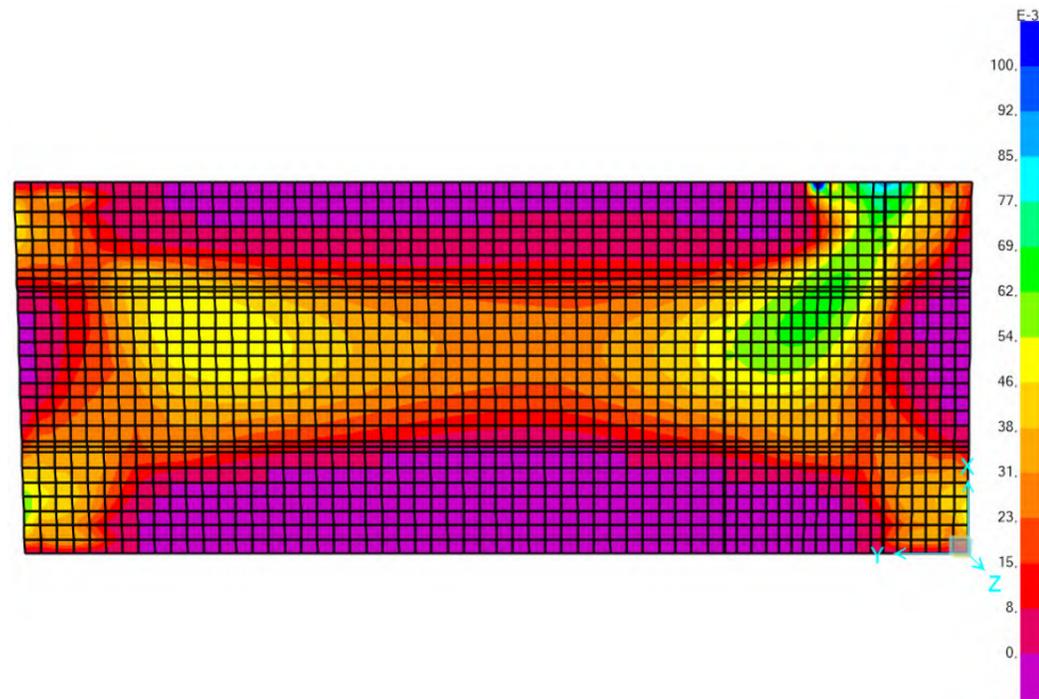


2.6.5.- VERIFICACIÓN DE LA LOSA SUPERIOR

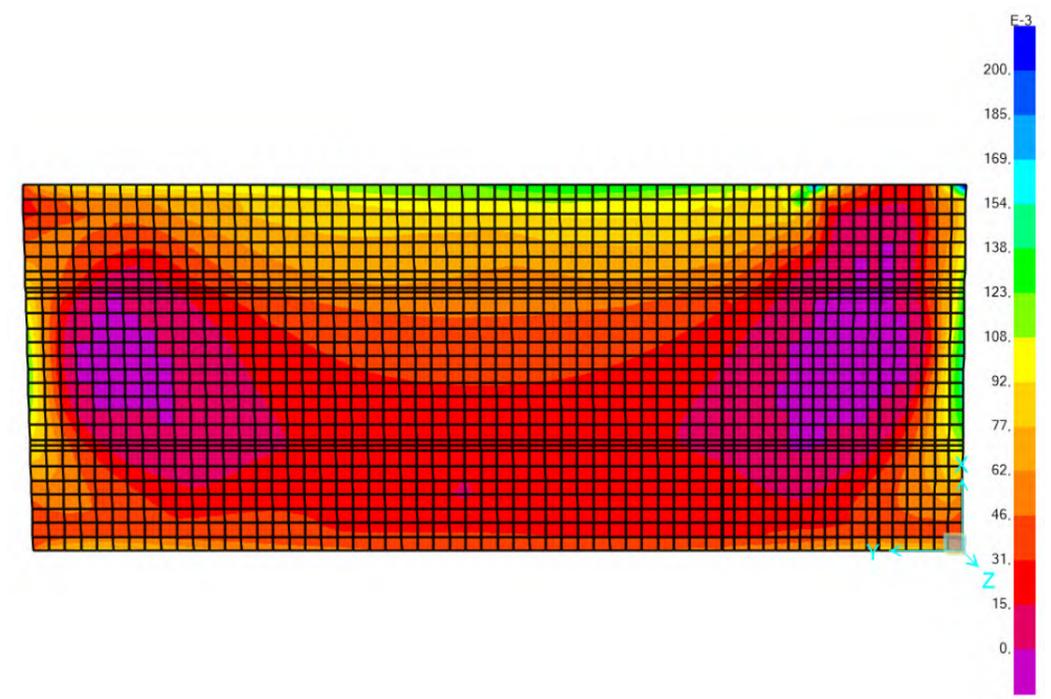
A continuación se muestran las cuantías de armado necesarias en cada una de las direcciones y caras correspondientes obtenidas para la envolvente de acciones en ELU.



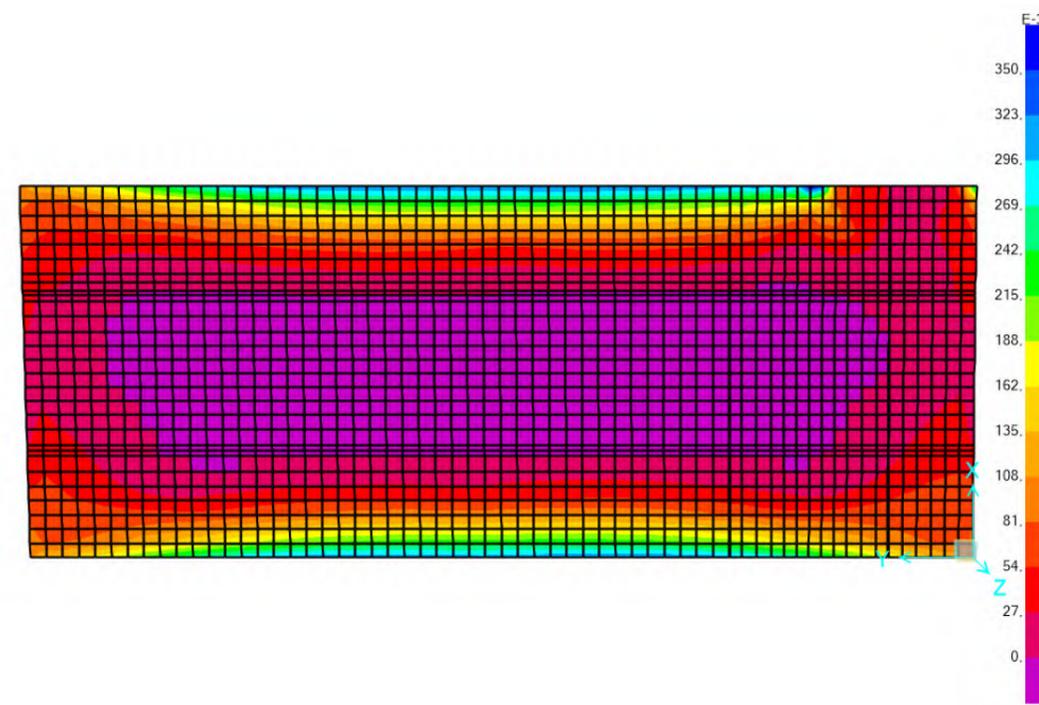
Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido transversal.



Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara inferior en sentido longitudinal.



Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido longitudinal.



Cuantía necesaria de armado (mm²/mm) en la cara superior en sentido transversal.

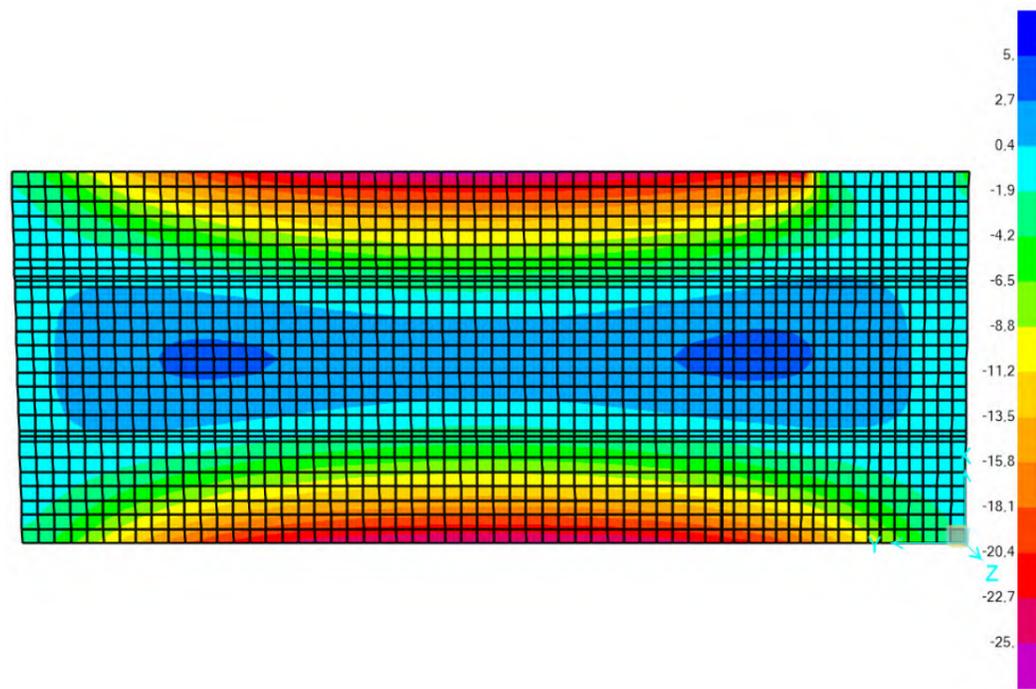
Según se aprecia, con carácter general la cuantía es inferior a 0,35 mm²/mm (3,5 cm²/m), por lo que disponiendo un armado mediante barras Ø12/15 (7,54 cm²/m) quedan cubiertas las cuantías requeridas.

Este armado cumple, asimismo, con los mínimos previstos en el apartado 9.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural, que resulta ser de:

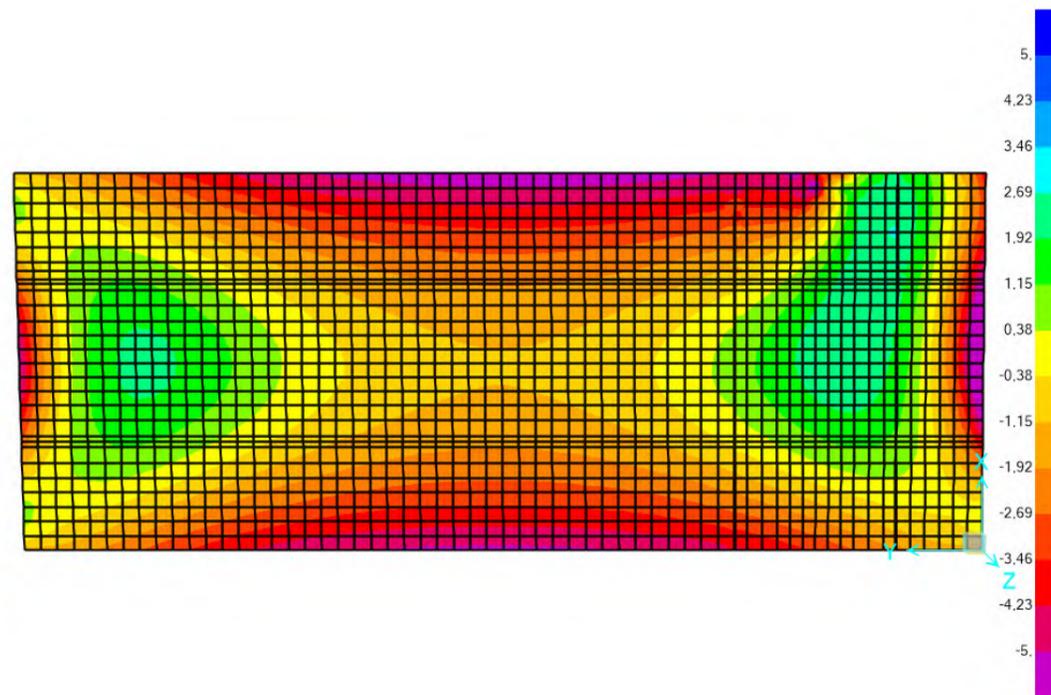
$$A_{s,min} \geq \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{26666,7}{0,8 \cdot 40} \cdot \frac{3,47}{434,78} = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el armado adoptado, a continuación se realiza la verificación a fisuración partiendo de los momentos característicos correspondientes.





Flectores característicos (m kN/ml) en sentido transversal.



Flectores característicos (m kN/ml) en sentido longitudinal.

Puede apreciarse que el máximo flector característico en valor absoluto ronda los 25,0 m kN/ml. Según se justifica a continuación este valor resulta inferior al momento de fisuración de la sección, verificándose en consecuencia los requisitos exigibles.

Programa Civil eStudio
Versión: 42 - 8, Barcelona, 2020

Civil eStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.
Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Cálculo de la abertura de fisura en secciones rectangulares

Normativa: EN-1992 (7.3.4)

Geometría:

Ancho de la sección, b	:	1.000 m
Canto de la sección, h	:	0.400 m
Recubrimiento mecánico de las armaduras, r _m	:	0.060 m

Elemento estructural: Pilar rectangular

Armadura:

Fibra superior:	6.7Ø12
Fibra inferior :	6.7Ø12

Hormigón:

Denominación: C30/37	
Resistencia característica a compresión, f _{ck}	: 30.0 MPa
Módulo elástico secante, E _{cm}	: 32836.6 MPa

Diagrama tensión-deformación: lineal	
Módulo elástico longitudinal secante, E _{cm}	: 32836.6 MPa

Coeficientes de seguridad:	
ELServicio, γ _c	: 1.00

Factores de cansancio del hormigón:	
Factor de cansancio a compresión, α _{cc}	: 1.00

Acero:

Denominación: B-500-S	
Diagrama tensión-deformación: lineal	
Límite elástico característico, f _{yk}	: 500 MPa
Módulo de deformación longitudinal del acero, E _s	: 200000 MPa
Deformación última en tracción, ε _{uk,2}	: -0.01000
Densidad del acero, γ	: 77.0 kN/m ³

Coeficientes de seguridad:	
ELServicio, γ _s	: 1.00



Esfuerzos de cálculo:

Axil, N_k	:	0.0 kN
Flector, M_k	:	25.0 kNm

Resultados del cálculo:

Abertura de fisura:

Fibra superior:

La fibra superior no fisura.

Tensión en la fibra superior, $\sigma_{c,FS}$:	0.91 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$:	-3.48 MPa

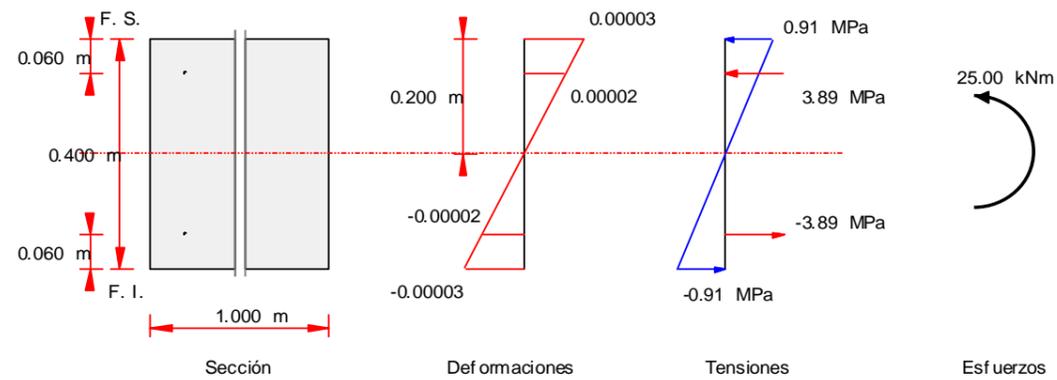
Abertura de fisura en la fibra superior, $w_{k,FS}$: 0.00 mm

Fibra inferior :

La fibra inferior no fisura.

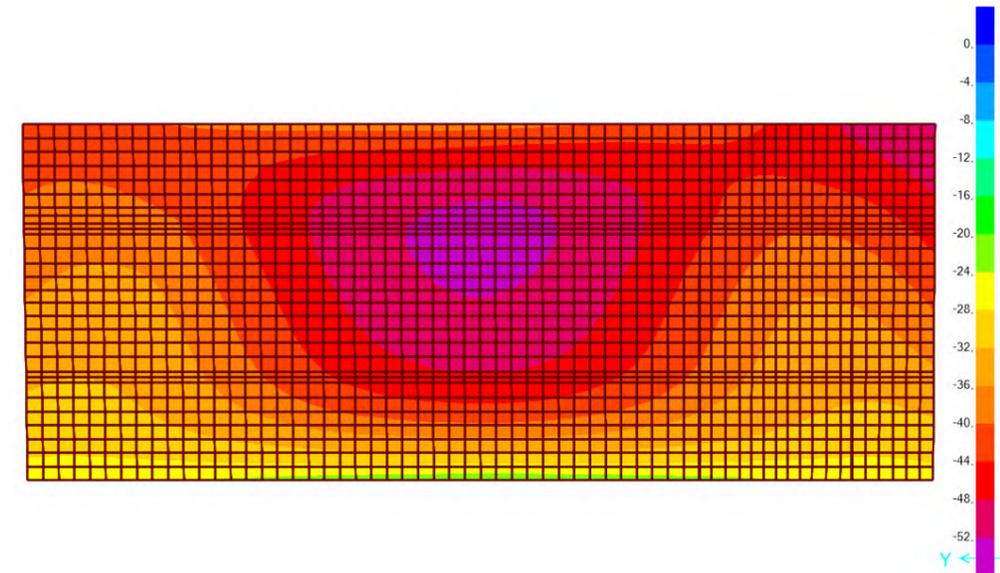
Tensión en la fibra inferior, $\sigma_{c,FI}$:	-0.91 MPa
Resistencia a la flexotracción, $f_{ctm,fl}$:	-3.48 MPa

Abertura de fisura en la fibra inferior, $w_{k,FI}$: 0.00 mm

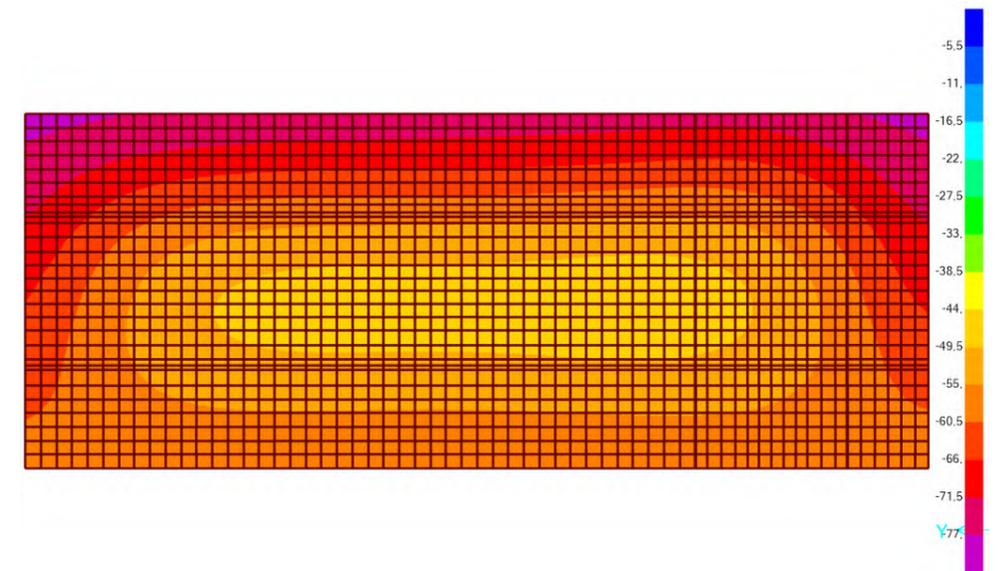


2.6.6.- PRESIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO

A continuación se muestran las envolventes de presiones máximas transmitidas al terreno por el conjunto, distinguiéndose entre la situación con la losa superior y sin ella.



Envolvente de presiones transmitidas al terreno sin losa superior (kPa).



Envolvente de presiones transmitidas al terreno con losa superior (kPa).

Puede apreciarse que las presiones transmitidas al terreno resultan muy moderadas e inferior a la tensión admisible considerada ($6,0 \text{ kg/cm}^2 \approx 600 \text{ kPa}$).



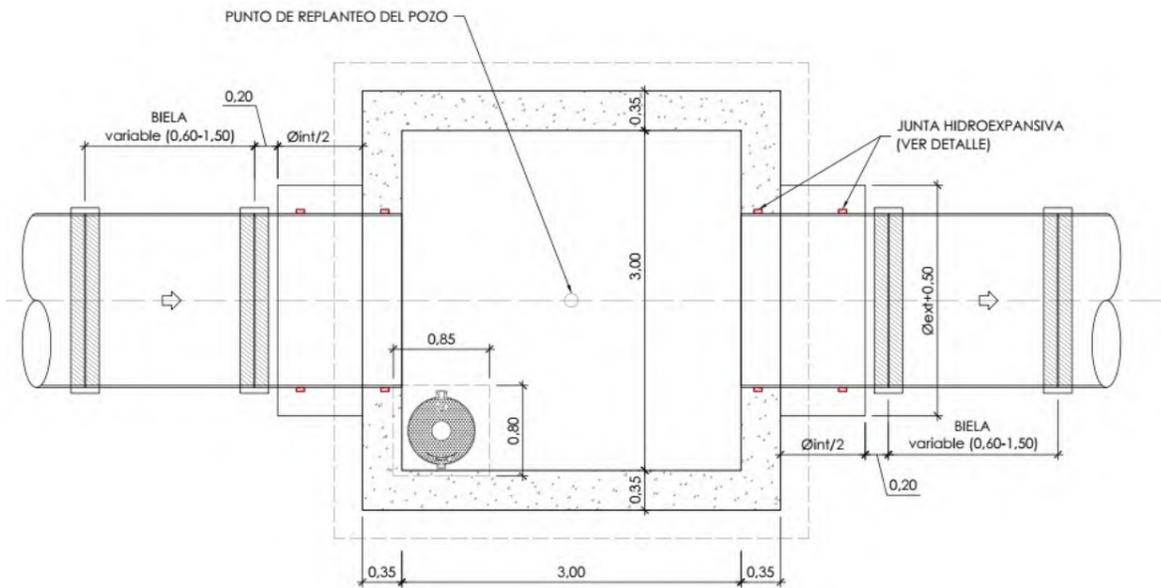
3.- POZO DE REGISTRO DE CONDUCCIÓN DE PLUVIALES

En este apartado se recoge el cálculo realizado del pozo de registro estándar de la red de pluviales.

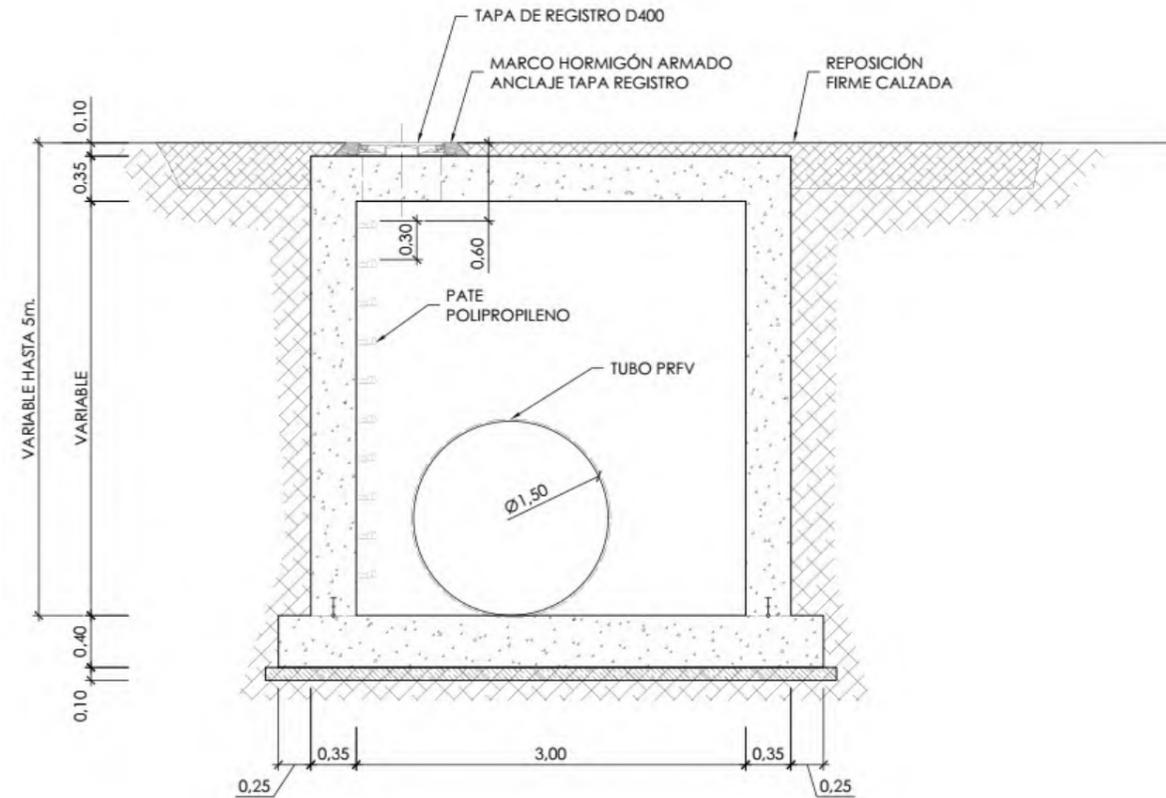
Se trata de una arqueta prismática de hasta 3,0x3,0 metros de dimensiones interiores y altura hasta 5,00 metros, ejecutada en hormigón armado

La losa de cimentación será de 40 cm de espesor, mientras que los muros de contención y separación y la losa superior del pozo tendrán un espesor de 35 cm. La losa de cimentación tendrá un tacón con respecto a los muros de 25 cm de ancho.

A continuación se presentan sendas imágenes que muestran la geometría descrita.



Vista en planta de la geometría del pozo



Vista en alzado de la geometría del pozo

3.1.- BASES DE CÁLCULO

3.1.1.- INSTRUCCIONES Y NORMAS APLICADAS

Para la elaboración del presente documento se han considerado las Instrucciones y Normas que se relacionan a continuación:

- Código Estructural.
- CTE. Código Técnico de la Edificación.
- UNE-EN 1992-1- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.



3.1.2.- MATERIALES

3.1.2.1.- HORMIGONES

Se consideran los siguientes tipos de hormigón, de acuerdo con la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08):

- Hormigón de limpieza: HL-150/B/20.
- Hormigón estructural: HA-30/B/20/XD2+XA2 ($f_{ck} = 30$ MPa)

3.1.2.2.- ACERO DE ARMAR

Se considera, en todos los elementos, armadura pasiva de tipo B 500 S según UNE 36068, cuyo límite elástico mínimo es de 500 MPa y su alargamiento mínimo en rotura es del 12%.

3.1.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

A efectos de evaluar el empuje del terreno sobre los muros laterales de los elementos, se han considerado los siguientes parámetros para el terreno:

- Peso específico aparente: 19 kN/m³.
- Peso específico sumergido: 11 kN/m³.
- Ángulo de rozamiento interno: 20°.

A efectos de cálculo de las tensiones admisibles se ha estimado un valor de 0,10 MPa. No obstante, las tensiones transmitidas son inferiores.

3.1.4.- ACCIONES

3.1.4.1.- PERMANENTES

- Peso propio: Se consideran las cargas verticales debidas al peso propio de los distintos elementos, evaluadas considerando los siguientes pesos específicos:
 - Hormigón armado: 25,0 kN/m³.
 - Agua: 10,0 kN/m³.
- Empuje del terreno: Se ha considerado el empuje del terreno sobre los diferentes elementos estructurales, evaluado suponiendo una situación de empuje al reposo, a tenor de la rigidez que presentan este tipo de estructuras.

El coeficiente de empuje al reposo se ha obtenido aplicando la fórmula de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

Resultando, para el material del trasdós de los muros laterales:

$$K_0 = 0,66$$

- Empuje del agua: Se considerará el empuje del agua actuando en todo el trasdós, con un coeficiente de evacuación por drenaje del 0,00%.
- Carga sobre el terreno: Se ha considerado una carga uniforme sobre el terreno de 10,00 kN/m².

3.1.4.2.- ACCIONES VARIABLES

No resultan de aplicación acciones variables para el cálculo.

3.1.4.3.- ACCIONES ACCIDENTALES

No resultan de aplicación acciones accidentales para el cálculo.

3.1.4.4.- ACCIONES SÍSMICAS

Aunque la aceleración sísmica básica del emplazamiento es igual a 0,04 g, se considera que la acción sísmica no es determinante para el cálculo dado su carácter accidental.

3.1.5.- CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de la estructura y su aptitud en servicio se utilizará el método de los estados límites, que se clasifican en:

- Estados límite de servicio.
- Estados límite últimos.

3.1.5.1.- ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Se consideran los siguientes:

- E.L.S. de fisuración. Teniendo en cuenta la clase de exposición se ha limitado la abertura de fisura a un valor de 0,1 mm.



3.1.5.2.- ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

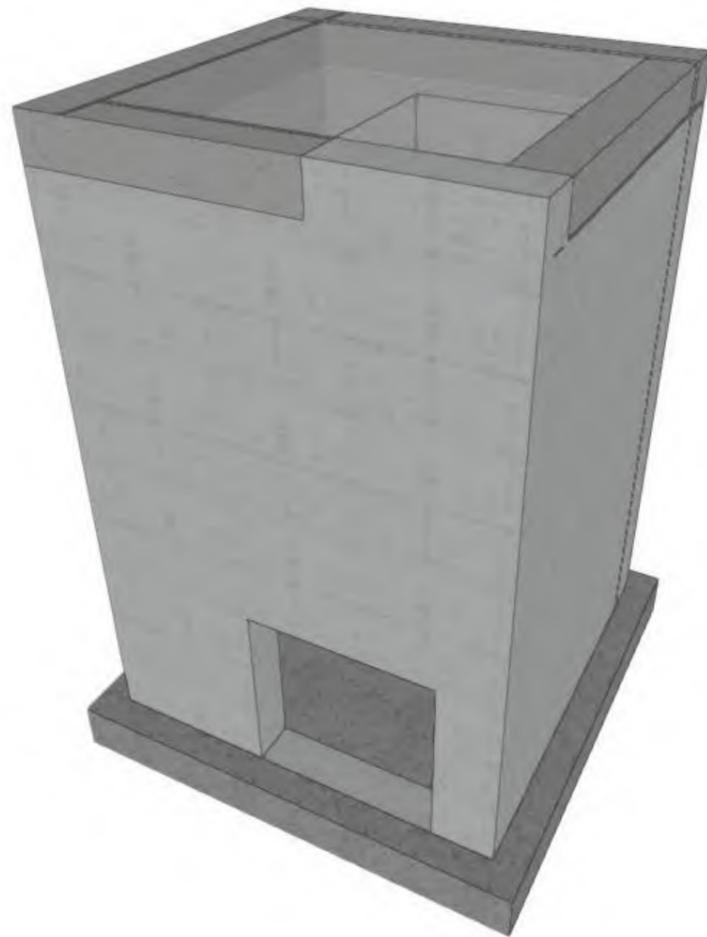
Los estados límite últimos que se han considerado son los siguientes:

- E.L.U. de agotamiento frente a sollicitaciones normales
- E.L.U. de agotamiento frente a esfuerzos cortantes

3.2.- CÁLCULO

3.2.1.- DATOS DE ENTRADA

A continuación, se muestra una imagen que muestra el modelo de cálculo realizado en CYPECAD referido anteriormente.



Vista del modelo generado en CYPECAD

A continuación, se incluye el listado correspondiente a los datos de entrada en el programa.

A.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: 2024

Número de licencia: 170403

B.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: POZO REGISTRO

C.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: Código Estructural

D.- ACCIONES CONSIDERADAS

D.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Forjado 1	0.0	0.0
Cimentación	0.0	0.0

D.2.- Viento

Sin acción de viento.

D.3.- Sismo

Sin acción de sismo.

D.4.- Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga de uso	
Adicionales	Referencia	Naturaleza
	H	Empujes del terreno



D.5.- Leyes de presiones sobre muros

Empujes del terreno			
Referencia	Hipótesis	Descripción	Muro
ET+SC	H	Con relleno: Cota 5.00 m Ángulo de talud 0.00 Grados Densidad aparente 19.00 kN/m ³ Densidad sumergida 11.00 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno 20.00 Grados Evacuación por drenaje 1.00 % Carga 1: Tipo: Uniforme Valor: 10.00 kN/m ²	M1, M2, M3, M4

D.6.- Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Forjado 1	Sobrecarga de uso	Superficial	10.00	(2.24,1.60) (3.42,1.60) (3.42,3.42) (0.43,3.42) (0.42,0.42) (2.24,0.42)

E.- ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
E.L.S. Fisuración. Hormigón en cimentaciones	
Desplazamientos	Acciones características

F.- SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Con coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- **Sin coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

γ_{Q,1} Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

γ_{Q,i} Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

Ψ_{p,1} Coeficiente de combinación de la acción variable principal

Ψ_{a,i} Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

F.1.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: Código Estructural

	Persistente o transitoria			
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ _p)	Acompañamiento (ψ _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Empujes del terreno (H)	1.000	1.350	-	-

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: Código Estructural / CTE DB-SE C

	Persistente o transitoria			
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ _p)	Acompañamiento (ψ _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Empujes del terreno (H)	1.000	1.600	-	-



E.L.S. Fisuración. Hormigón en cimentaciones: Código Estructural

Cuasipermanente				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Empujes del terreno (H)	1.000	1.000	-	-

Tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Empujes del terreno (H)	1.000	1.000	-	-

Desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Empujes del terreno (H)	1.000	1.000	-	-

F.2.- Combinaciones

■ **Nombres de las hipótesis**

PP Peso propio

CM Cargas muertas

H H

Qa Sobrecarga de uso

■ **E.L.U. de rotura. Hormigón**

Comb.	PP	CM	H	Qa
1	1.000	1.000	1.000	
2	1.350	1.350	1.000	
3	1.000	1.000	1.000	1.500
4	1.350	1.350	1.000	1.500
5	1.000	1.000	1.350	
6	1.350	1.350	1.350	
7	1.000	1.000	1.350	1.500
8	1.350	1.350	1.350	1.500

■ **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Comb.	PP	CM	H	Qa
1	1.000	1.000	1.000	
2	1.600	1.600	1.000	
3	1.000	1.000	1.000	1.600
4	1.600	1.600	1.000	1.600
5	1.000	1.000	1.600	
6	1.600	1.600	1.600	
7	1.000	1.000	1.600	1.600
8	1.600	1.600	1.600	1.600

■ **E.L.S. Fisuración. Hormigón en cimentaciones**

Comb.	PP	CM	H	Qa
1	1.000	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000	0.300

■ **Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	H	Qa
1	1.000	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000	1.000

G.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	Forjado 1	1	Forjado 1	5.00	5.00
0	Cimentación				0.00

H.- DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

H.1.- Muros

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.

- Las dimensiones están expresadas en metros.



Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M1	Muro de hormigón armado	0-1	(0.42, 0.42)	(3.42, 0.42)	1	0.175+0.175=0.35
M2	Muro de hormigón armado	0-1	(3.42, 0.42)	(3.42, 3.42)	1	0.175+0.175=0.35
M3	Muro de hormigón armado	0-1	(0.43, 3.42)	(3.42, 3.42)	1	0.175+0.175=0.35
M4	Muro de hormigón armado	0-1	(0.42, 0.42)	(0.43, 3.42)	1	0.175+0.175=0.35

Zapata del muro

Referencia	Zapata del muro	
M1	Viga de cimentación: 0.350 x 0.400 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40 -Situaciones persistentes: 0.100 MPa -Situaciones accidentales: 0.100 MPa Módulo de balasto: 4000.00 kN/m ³	Tensiones admisibles
M2	Viga de cimentación: 0.350 x 0.400 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40 -Situaciones persistentes: 0.100 MPa -Situaciones accidentales: 0.100 MPa Módulo de balasto: 4000.00 kN/m ³	Tensiones admisibles
M3	Viga de cimentación: 0.350 x 0.400 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40 -Situaciones persistentes: 0.100 MPa -Situaciones accidentales: 0.100 MPa Módulo de balasto: 4000.00 kN/m ³	Tensiones admisibles
M4	Viga de cimentación: 0.350 x 0.400 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40 -Situaciones persistentes: 0.100 MPa -Situaciones accidentales: 0.100 MPa Módulo de balasto: 4000.00 kN/m ³	Tensiones admisibles

I. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Losas de cimentación	Canto (cm)	Módulo balasto (kN/m ³)	Tensión admisible	
			Situaciones persistentes (MPa)	Situaciones accidentales (MPa)
Todas	40	4000.00	0.100	0.100

J.- MATERIALES UTILIZADOS

J.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f _{ck} (MPa)	γ _c	Árido		E _c (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-30	30	1.50	Cuarcita	20	28577

J.2.- Aceros por elemento y posición

J.2.1.- Aceros en barras

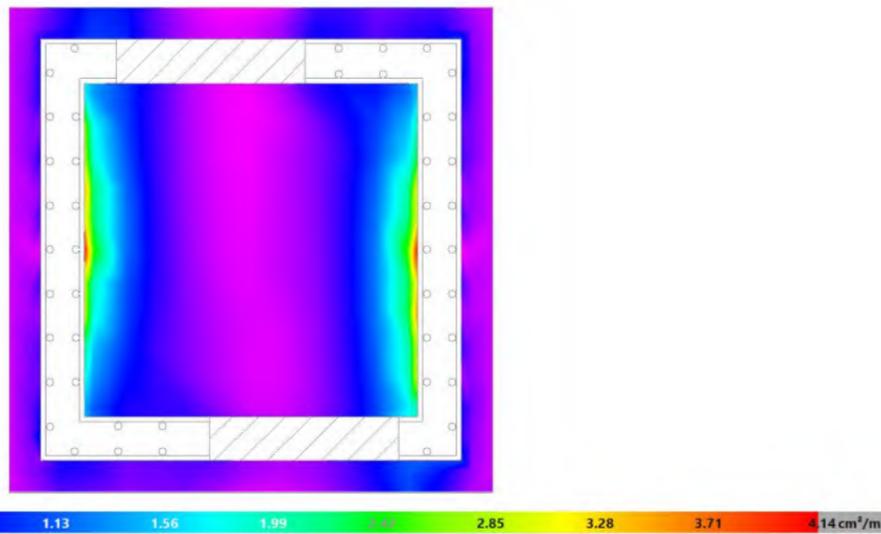
Elemento	Acero	f _{yk} (MPa)	γ _s
Todos	B 500 S	500	1.15



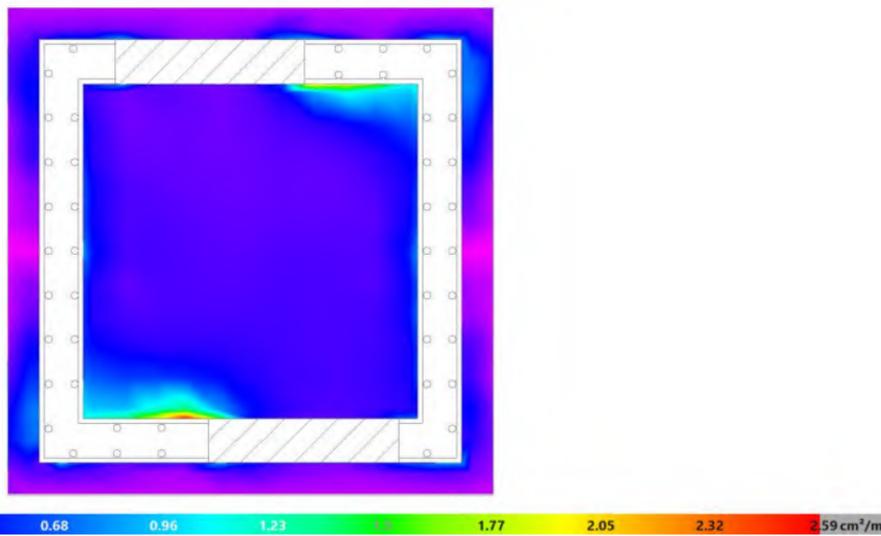
3.3.- COMPROBACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

3.3.1.- CUANTÍAS DE ARMADO

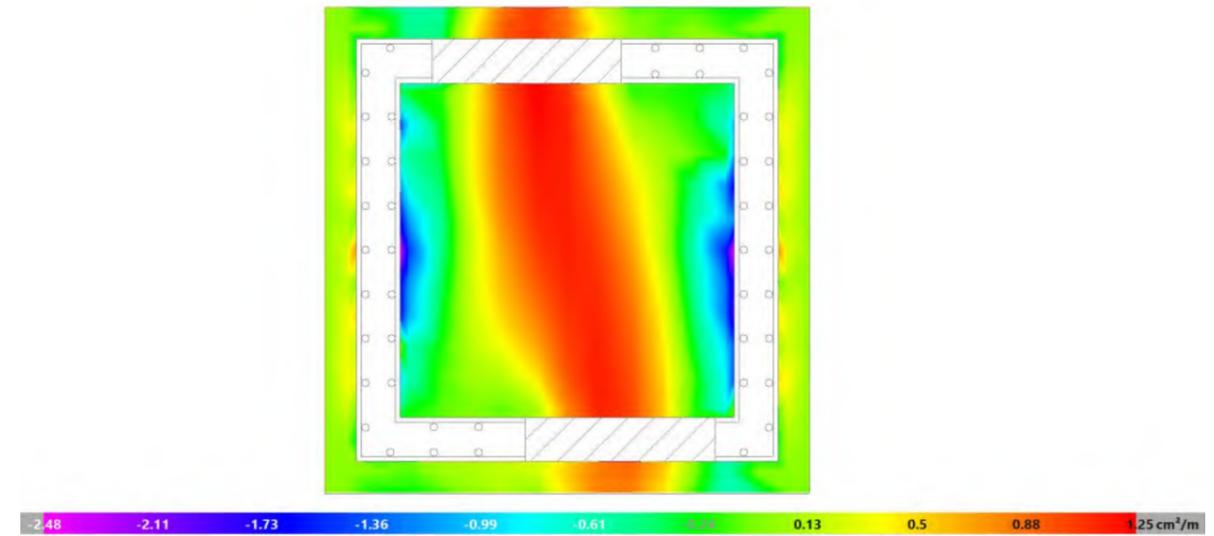
A continuación, se muestran las salidas gráficas correspondientes a las cuantías de armado obtenidas del cálculo realizado, estableciéndose en base a ellas, el armado según cada una de las direcciones.



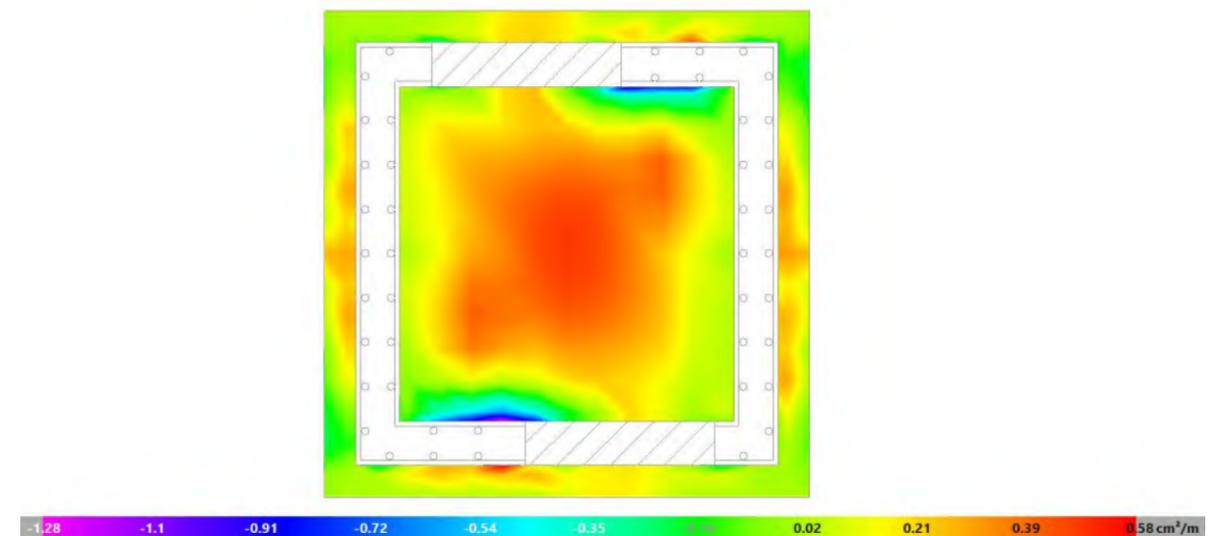
Cuantía de armadura inferior según X (cm²/m).



Cuantía de armadura inferior según Y (cm²/m).



Cuantía de armadura superior según X (cm²/m).



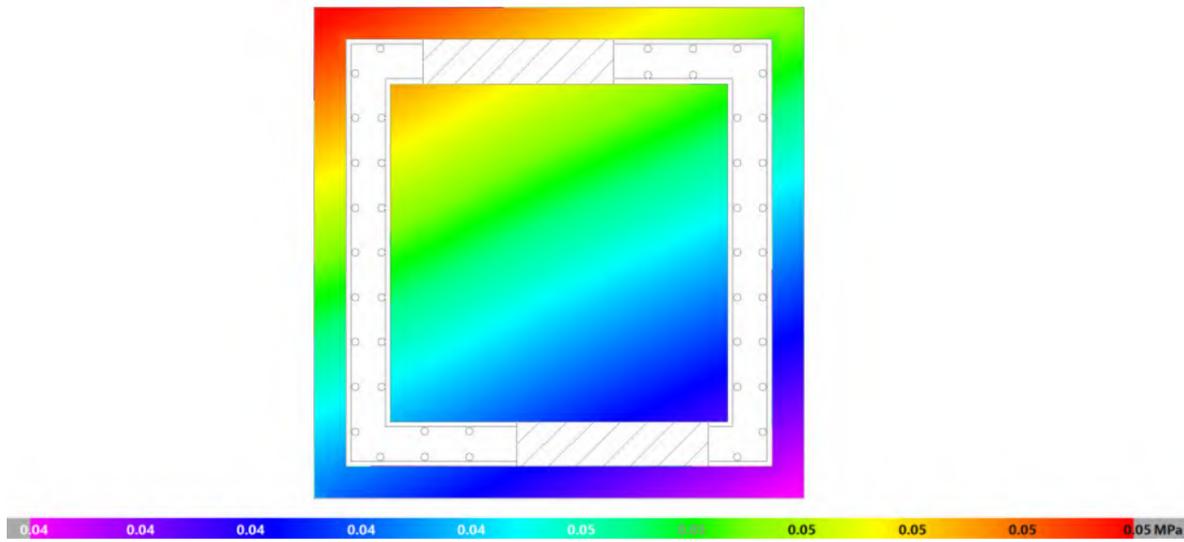
Cuantía de armadura superior según Y (cm²/m).

En general la cuantía máxima requerida resulta inferior a 4,15 cm²/m, por lo que disponiendo un armado en la losa con $\phi 12/15$ se obtiene una cuantía de armado de 7,54 cm²/m, superior a la requerida, cumpliendo asimismo con la cuantía mínima establecida en el Código Estructural.



3.3.2.- TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO

A continuación, se presenta la envolvente de tensiones máximas transmitidas al terreno, verificándose que el valor pésimo (0,05 MPa) no excede el valor de la presión admisible establecido (0,10 MPa).

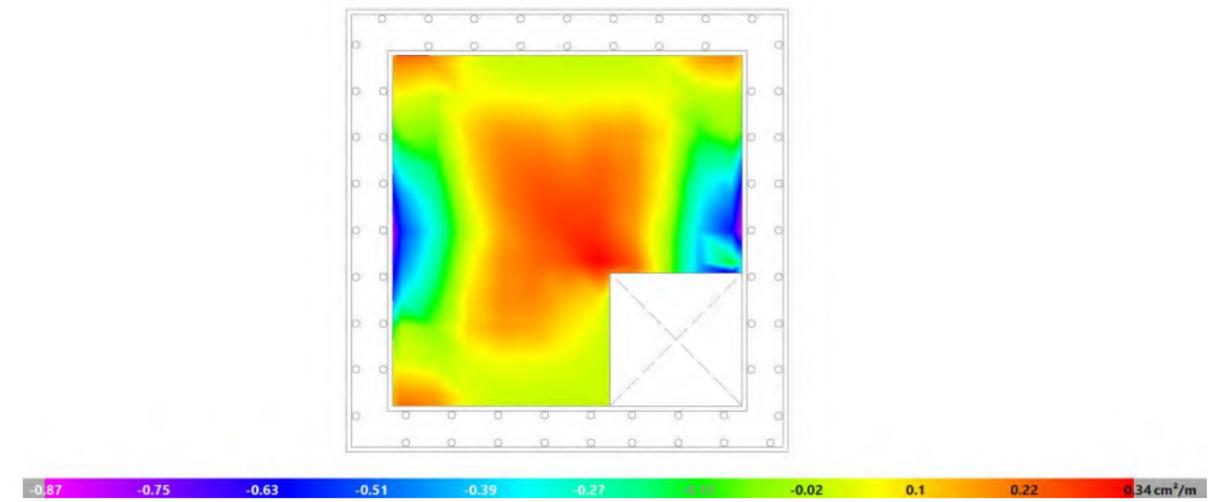


Tensiones transmitidas al terreno (MPa).

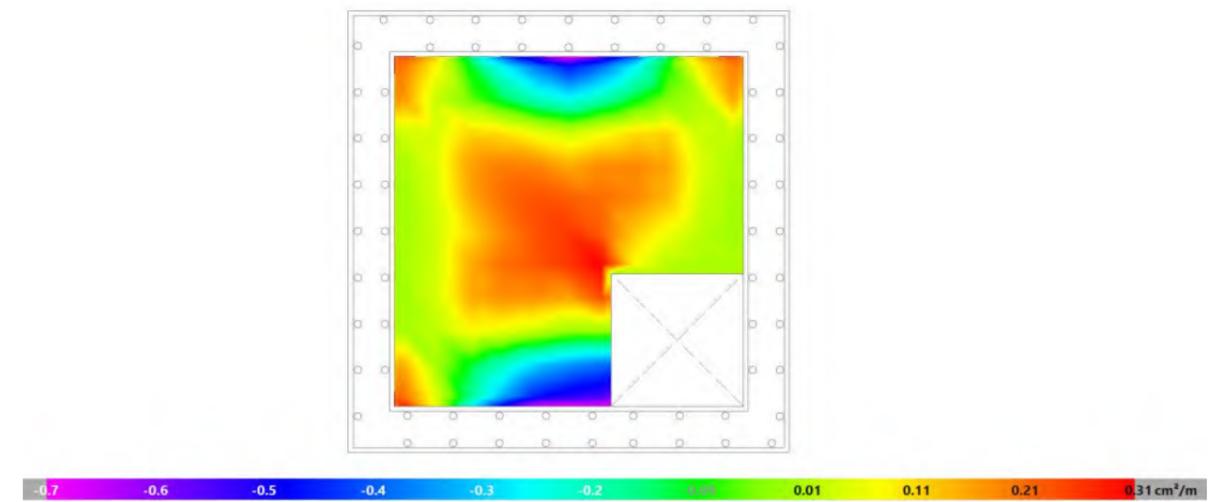
3.4.- COMPROBACIÓN DE LA LOSA SUPERIOR

3.4.1.- CUANTÍAS DE ARMADO

A continuación, se muestran las salidas gráficas correspondientes a las cuantías de armado obtenidas del cálculo realizado estableciéndose en base a ellas el armado según cada una de las direcciones.

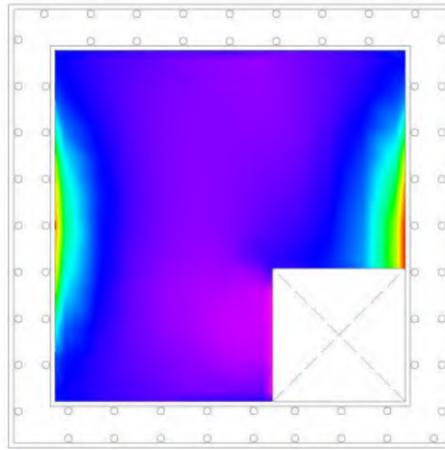


Cuantía de armadura inferior según X (cm²/m).

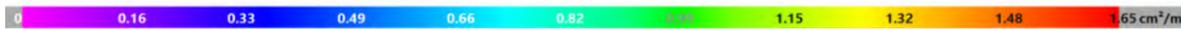
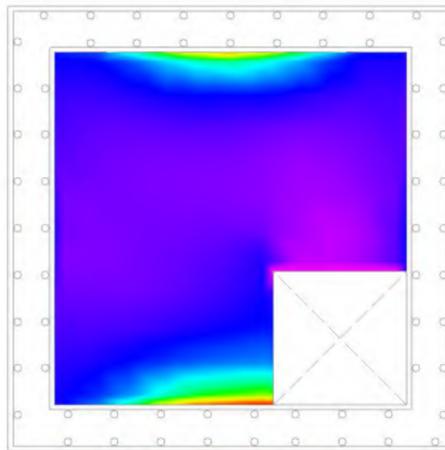


Cuantía de armadura inferior según Y (cm²/m).





Cuantía de armadura superior según X (cm²/m).

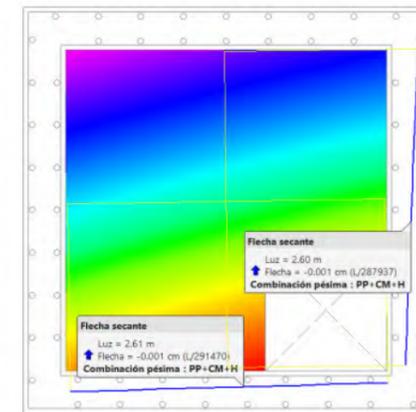


Cuantía de armadura superior según Y (cm²/m).

En general la cuantía máxima requerida resulta inferior a 1,75 cm²/m, por lo que disponiendo un armado en la losa con $\phi 12/15$ se obtiene una cuantía de armado de 7,54 cm²/m, superior a la requerida, cumpliendo asimismo con la cuantía mínima establecida en el Código Estructural.

3.4.2.- VERIFICACIÓN DEFORMACIONES

En la siguiente imagen se muestran las deformaciones que se obtendrían en el forjado para la combinación de cargas casi-permanente. Asimismo, se muestra para el vano pésimo la flecha relativa que se obtendría, pudiendo apreciarse que la relación obtenida ($L/287937$) no excede el límite que a tal efecto establece el DB-SE ($L/300$), garantizándose de esta forma la apariencia de la obra.

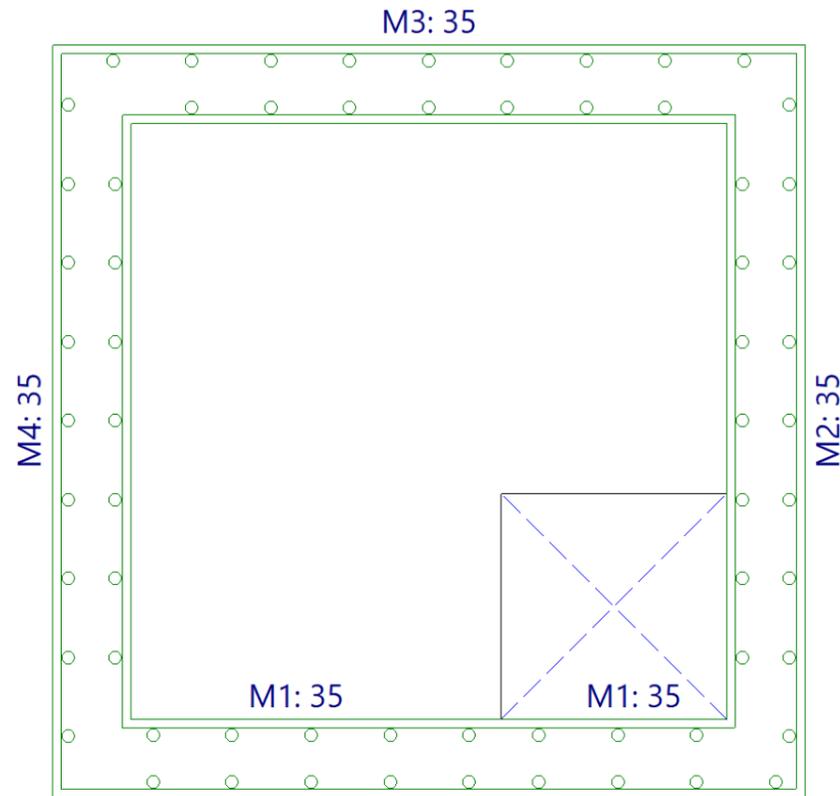


Desplazamientos verticales y flecha relativa obtenida para la combinación de cargas casi permanente.



3.5.- COMPROBACIÓN DE LOS MUROS

A continuación, se recoge una imagen que permite identificar la posición de cada uno de los muros, reflejándose posteriormente los listados correspondientes a las acciones pésimas y comprobaciones realizadas sobre los mismos.



Distribución de muros considerados en el cálculo.

A continuación, se incluye el listado correspondiente a los datos de salida en el programa.

3.5.1.- ESFUERZOS PÉSIMOS DE MUROS

Referencias:

Aprovechamiento: Nivel de tensiones (relación entre la tensión máxima y la admisible). Equivale al inverso del coeficiente de seguridad.

Nx : Axil vertical.

Ny : Axil horizontal.

Nxy: Axil tangencial.

Mx : Momento vertical (alrededor del eje horizontal).

My : Momento horizontal (alrededor del eje vertical).

Mxy: Momento torsor.

Qx : Cortante transversal vertical.

Qy : Cortante transversal horizontal.

Muro M1: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.42;0.42 -> Nudo final: 3.42;0.42]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)	Mxy (kN-m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Cimentación - Forjado 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. der.	14.65	14.41	-85.31	22.69	6.33	47.45	-4.02	---	---
	Arm. horz. der.	48.93	14.41	-85.31	22.69	6.33	47.45	-4.02	---	---
	Arm. vert. izq.	1.66	-85.82	-21.99	-42.39	24.51	5.64	-2.96	---	---
	Arm. horz. izq.	2.55	14.41	-85.31	22.69	0.00	47.45	-4.02	---	---
	Hormigón	8.49	14.41	-85.31	22.69	0.00	47.45	-4.02	---	---
	Arm. transve.	100.00	-100.90	-205.93	-87.28	---	---	---	-91.34	-54.68

Muro M2: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 3.42;0.42 -> Nudo final: 3.42;3.42]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)	Mxy (kN-m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Cimentación - Forjado 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. der.	43.09	-98.44	-12.43	1.58	40.76	5.15	-0.20	---	---
	Arm. horz. der.	54.26	-20.09	-98.38	5.27	9.58	53.76	-0.04	---	---
	Arm. vert. izq.	2.52	-98.44	-12.43	1.58	40.76	5.15	-0.20	---	---
	Arm. horz. izq.	2.89	-20.09	-98.38	5.27	9.58	53.76	-0.04	---	---
	Hormigón	9.27	-20.09	-98.38	5.27	-0.40	53.76	-0.04	---	---
	Arm. transve.	3.99	-11.93	-84.64	-9.40	---	---	---	24.88	55.27



Muro M3: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.43;3.42 -> Nudo final: 3.42;3.42]												
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos								Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)	Mxy (kN-m/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)		
Cimentación - Forjado 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. der.	0.92	-96.96	-75.88	55.24	-8.34	-34.29	6.88	---	---	---	---
	Arm. horz. der.	2.85	-81.95	-140.17	-25.30	1.64	-47.79	-5.19	---	---	---	---
	Arm. vert. izq.	0.89	-47.15	-151.92	-23.14	13.02	21.00	3.81	---	---	---	---
	Arm. horz. izq.	1.95	-15.12	-189.10	7.82	6.52	21.57	-2.30	---	---	---	---
	Hormigón	8.56	-81.95	-140.17	-25.30	1.64	-47.79	-5.19	---	---	---	---
	Arm. transve.	100.00	-86.98	-241.93	88.65	---	---	---	90.91	-55.16	---	---

Muro M4: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.42;0.42 -> Nudo final: 0.43;3.42]												
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos								Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)	Mxy (kN-m/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)		
Cimentación - Forjado 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. der.	2.44	-106.00	-13.39	0.19	-38.20	-4.83	-1.22	---	---	---	---
	Arm. horz. der.	2.14	-24.10	-101.88	-4.03	0.48	-36.33	0.98	---	---	---	---
	Arm. vert. izq.	1.37	-45.92	-105.79	-1.95	22.92	29.56	1.05	---	---	---	---
	Arm. horz. izq.	1.88	-22.80	-106.86	0.01	23.07	29.87	1.00	---	---	---	---
	Hormigón	7.23	-106.00	-13.39	0.19	-38.20	-4.83	-1.22	---	---	---	---
	Arm. transve.	3.04	-70.39	-71.34	-4.14	---	---	---	46.21	-0.15	---	---

3.5.2.- LISTADO DE ARMADO DE MUROS

Muro M1: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.42;0.42 -> Nudo final: 3.42;0.42]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Forjado 1	35.0	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	---	---	---	---	98.6	---

Muro M2: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 3.42;0.42 -> Nudo final: 3.42;3.42]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Forjado 1	35.0	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M3: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.43;3.42 -> Nudo final: 3.42;3.42]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Forjado 1	35.0	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	---	---	---	---	98.2	---

Muro M4: Longitud: 299 cm [Nudo inicial: 0.42;0.42 -> Nudo final: 0.43;3.42]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Forjado 1	35.0	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	---	---	---	---	100.0	---

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.

NOTA: Los valores con aprovechamiento del 100% se corresponden con las esquinas de los huecos, para las cuales se han establecido unos refuerzos adicionales a los generales del muro.



4.- ESCOLLERA DE SOSTENIMIENTO

Se prevé la ejecución de muros de sostenimiento y contención de escollera en zonas puntuales del proyecto, en concreto para ejecutar las aletas de las obras de fábrica previstas en el tramo de cauce a cielo abierto. A continuación se describe el proceso de cálculo.

4.1.- CÁLCULO DE MUROS DE ESCOLLERA

4.1.1.- DESCRIPCIÓN

El cálculo del muro de escollera se ha realizado siguiendo la metodología expuesta en la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera".

La escollera se diseña para una altura de alzado máxima de 4,0 metros con una anchura en coronación de 2,0 metros, valor que se corresponde con el mínimo exigible de acuerdo con la Guía referida. El talud en el intradós del muro será de 3H:10V y en el trasdós de 1H:5V, quedando cimentado todo el conjunto sobre una base de escollera hormigonada con una longitud de puntera de 1,00 metro y altura mínima de 1,00 metro. Esta cimentación quedará asentada en el terreno con una contrainclinación de 3H:1V, que se mantendrá en cada una de las hiladas de escollera colocadas.

4.1.2.- NORMATIVA

Para el cálculo y dimensionamiento del muro proyectado se han considerado las siguientes Normas y Recomendaciones:

- Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera
- Guía de cimentaciones en obras de carretera
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).

4.1.3.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO Y DEL MATERIAL DE RELLENO

El cálculo del muro se ha realizado adoptando unos valores conservadores para los parámetros del terreno de apoyo y del material a sostener. Así, para el terreno de apoyo se considerará un valor reducido del ángulo de rozamiento interno de 20° y se despreciará el efecto favorable de la cohesión, suponiendo un valor mínimo de la presión admisible de 100 kPa (aprox. 1,0 kp/cm²). Por su parte, para el material a sostener, teniendo en cuenta que estará constituido por rellenos asociados a la vía (nuevos o existentes), se adoptará un valor del ángulo de rozamiento interno

de 30° (valor típico de rellenos compactados de tipo terraplén) y se despreciará el efecto favorable de la cohesión. Para ambos materiales se considerará un peso específico de 20,0 kN/m³, valor conservador a efectos de evaluación de los empujes sobre el muro puesto que los valores normales suelen resultar generalmente inferiores.

Por otra parte, el metro más próximo al alzado del muro se rellenará con material con características drenantes para el cual a efectos de cálculo se considerarán los mismos parámetros que para el resto del relleno si bien los valores del ángulo de rozamiento interno típicos de materiales de estas características suelen ser superiores.

De acuerdo con lo descrito, en la siguiente tabla se resumen los parámetros adoptados para el cálculo del muro:

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO (°)	COHESIÓN (kPa)	CARGA ADMISIBLE (MPa)
APOYO	20,0	20	-	0,10
RELLENO Y PLATAFORMA EXISTENTE	20,0	30	-	N/A



4.1.4.- PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LA ESCOLLERA

4.1.4.1.- PESO ESPECÍFICO Y POROSIDAD

De acuerdo con el apartado 4.1.1 de la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera", se considera que la densidad seca de los bloques es superior a 2.500 kg/m³, adoptándose este valor mínimo para los cálculos. Este valor se corresponde con un peso específico seco de los bloques de:

$$\gamma_d = 9,81 \cdot 2.500 / 100 = 24,52 \cong 25 \text{ kN/m}^3$$

El peso específico aparente del muro de escollera se define como:

$$\gamma_{ap} = \gamma_d \cdot (1 - n)$$

siendo:

- γ_{ap} : Peso específico aparente del muro de escollera
- γ_d : Peso específico seco de los bloques
- n : Porosidad del muro de escollera

Tal y como se establece en el apartado 4.1.2 de la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera", es recomendable que la porosidad del muro de escollera esté comprendida entre 0,25 y 0,35, con preferencia en la mitad inferior del rango. Por ello, para la realización de los cálculos se ha considerado un valor intermedio de la porosidad del muro de escollera, correspondiente con el mayor valor de la mitad inferior del rango, que resulta ser igual a 0,30.

Teniendo en cuenta los parámetros descritos anteriormente, el valor del peso específico aparente del muro de escollera a considerar en los cálculos será:

$$\gamma_{ap} = 25 \cdot (1 - 0,30) = 17,50 \text{ kN/m}^3$$

En el caso de la cimentación del muro, puesto que irá hormigonada puede admitirse que el peso específico aparente mínimo es igual al del muro más el del volumen relleno de hormigón (que, aunque debería ser igual a la porosidad, se ha considerado igual al 70 % de ésta del lado de la seguridad), multiplicado por el peso específico del hormigón en masa. Por tanto, para el cimiento

se considerará:

$$\gamma_{ap} = 17,50 + 0,30 \cdot 0,70 \cdot 23,00 \cong 22 \text{ kN/m}^3$$

4.1.4.2.- ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO

De acuerdo con las indicaciones reflejadas en el apartado 4.1.3 de la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera", el ángulo de rozamiento interno de la escollera colocada puede obtenerse aplicando la siguiente formulación:

$$\phi = \phi_b + \Delta\phi_e - \Delta\phi_n$$

- ϕ : Ángulo de rozamiento interno a considerar en el cálculo de la escollera colocada
- $\Delta\phi_e$: Incremento del ángulo de rozamiento interno según la ejecución
- $\Delta\phi_n$: Disminución del ángulo de rozamiento interno según la magnitud de las tensiones normales

Como valor del ángulo de rozamiento básico, según la publicación referida, se recomienda considerar un valor comprendido entre 38 y 42°, adoptándose para el presente cálculo un valor intermedio igual a 40°.

Por otra parte, considerando que la ejecución de la escollera se realiza de acuerdo con las indicaciones recogidas en la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera", se puede considerar un aumento del ángulo de rozamiento interno de entre 1 y 3°, adoptándose en este caso, del lado de la seguridad, el valor mínimo igual a 1°.

Finalmente, la disminución del ángulo de rozamiento interno en función de la magnitud de las tensiones normales se puede estimar como:

$$\Delta\phi_n = \phi_n \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right) \geq 0$$

Donde:

- ϕ_n : Coeficiente expresado en grados sexagesimales.
- σ_n : Tensión normal máxima a que se encuentra sometida la sección objeto de estudio
- p_a : Presión atmosférica que se utiliza como referencia (igual a 0,1 MPa)



Para evaluar esta disminución se ha obtenido el valor de la tensión normal en la sección más desfavorable (base del muro), resultando un valor medio de 0,09 MPa.

Por otra parte, el valor del coeficiente ϕ_n se ha considerado igual a 7°, valor mínimo establecido en la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera".

Por tanto, el valor de la disminución del ángulo de rozamiento interno en función de la magnitud de las tensiones normales resulta ser:

$$\Delta\phi_n = 7 \cdot \log_{10} \left(\frac{0,10}{0,09} \right) = 0,3^\circ \approx 0$$

De acuerdo con lo reflejado anteriormente, el valor del ángulo de rozamiento interno de la escollera colocada a considerar en los cálculos resulta ser:

$$\phi = 40 + 1 - 0 = 41^\circ$$

4.1.5.- ACCIONES

En el cálculo se han considerado las siguientes acciones:

- Peso propio de los elementos, de acuerdo con los pesos específicos recogidos anteriormente.
- Empuje activo en el trasdós del muro, obtenido aplicando la teoría de Mohr-Coulomb, considerando un valor del rozamiento trasdós-muro igual a un tercio del ángulo de rozamiento interno del material de relleno.
- Sobrecarga de tráfico (10 kN/m²), actuando en el trasdós del muro de sostenimiento.

4.1.6.- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Se han comprobado los siguientes modos de fallo, según se recoge en el apartado 4.2.2 de la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera":

- Deslizamiento
- Hundimiento
- Estabilidad local
- Estabilidad global

Para la verificación de la seguridad al deslizamiento y hundimiento se ha realizado un cálculo considerando el muro como un elemento rígido, sobre el que actúan las acciones descritas anteriormente.

En el caso del deslizamiento el coeficiente de seguridad exigible de acuerdo con la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" resulta ser de 1,50.

Para verificar la seguridad frente a hundimiento debe cumplirse que la tensión media transmitida por el muro sea inferior a la tensión admisible.

Por otra parte, para verificar la estabilidad local del elemento se han analizado superficies de deslizamiento circulares que corten al trasdós del muro con una contrainclinación igual a la establecida para la colocación de las hiladas (3H:1V), mientras que el estudio de la estabilidad global se realiza analizando superficies de deslizamiento que engloben al muro en su conjunto. Ambos análisis se han realizado mediante la evaluación iterativa de varias superficies circulares hasta obtener la que ofrece el coeficiente de seguridad más bajo, aplicando para ello el método de equilibrio de fajas siguiendo la formulación de Morgnstern-Price. De acuerdo con lo establecido en la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera" y en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", el coeficiente de seguridad exigible en ambas situaciones debe ser superior a 1,50.

4.1.7.- RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS

A continuación se recogen los resultados de los cálculos realizados según la metodología expuesta anteriormente, verificándose que los coeficientes de seguridad al deslizamiento, estabilidad local y global son superiores a los mínimos establecidos.

Igualmente, la tensión media transmitida al terreno resulta inferior a la admisible.



4.1.7.1.- DESLIZAMIENTO Y HUNDIMIENTO

CALCULO DE MUROS DE SOSTENIMIENTO DE ESCOLLERA		
Obra: Escollera 4,0 m altura máxima		
ENTRADA DE DATOS:		
Altura del muro	H=	4,00 m
Ancho en coronación	a=	2,00 m
Altura de puntera	c=	1,00 m
Longitud de la puntera	d=	1,00 m
Taludes del muro	n_{ext} =	3,3
	n_{int} =	5,0
Talud del terreno	β =	0 °
Ángulo de rozamiento interno		
Mat. trasdós.....	ϕ =	30 °
Mat. apoyo.....	ϕ =	20 °
Coefficiente de rozamiento		
Trasdós-muro.....	δ =	10 °
Mat. apoyo-muro.....	μ =	0,29
Peso específico del terreno	γ_t =	20,0 kN/m³
Peso específico del muro		
Alzado.....	γ_{ma} =	17,5 kN/m³
Cimentación.....	γ_{mc} =	22,0 kN/m³
Carga repartida.....	q=	10,0 kN/m²
RESULTADOS:		
Ancho en la base	b=	2,40 m
Altura plano de apoyo.....	z=	1,00 m
Ángulo del trasdós.....	α =	-11,31 °
Coefficiente de empuje activo.....	K_a =	0,237
Peso del muro	W=	261,8 kN/ml
	W_n =	248,4 kN/ml
	W_t =	82,8 kN/ml
Empuje debido al terreno.....	E_t =	85,4 kN/ml
	$E_{t,n}$ =	25,2 kN/ml
	$E_{t,t}$ =	81,7 kN/ml
Empuje debido a la sobrecarga.....	E_{sc} =	14,2 kN/ml
	$E_{sc,n}$ =	4,2 kN/ml
	$E_{sc,t}$ =	13,6 kN/ml
Coefficiente de seguridad al deslizamiento.....	F_d=	1,72
	e=	1,74 m
	e'=	-0,16 m < 0,53 m
	La resultante pasa por el núcleo central	
Tensiones en la base	σ_1 =	0,06 MPa
	σ_2 =	0,11 MPa
	σ_{med} =	0,09 MPa

La Guía de cimentaciones en obras de carretera utiliza indistintamente el concepto de presión de hundimiento o presión admisible. Así, tal y como establece en la introducción del apartado 4.5, "...La presión o carga de hundimiento dividida por el factor de seguridad correspondiente es la presión o carga admisible."

Teniendo en cuenta lo anterior, comparando la presión media vertical con la presión admisible considerada, se comprueba implícitamente la verificación del estado límite de hundimiento.

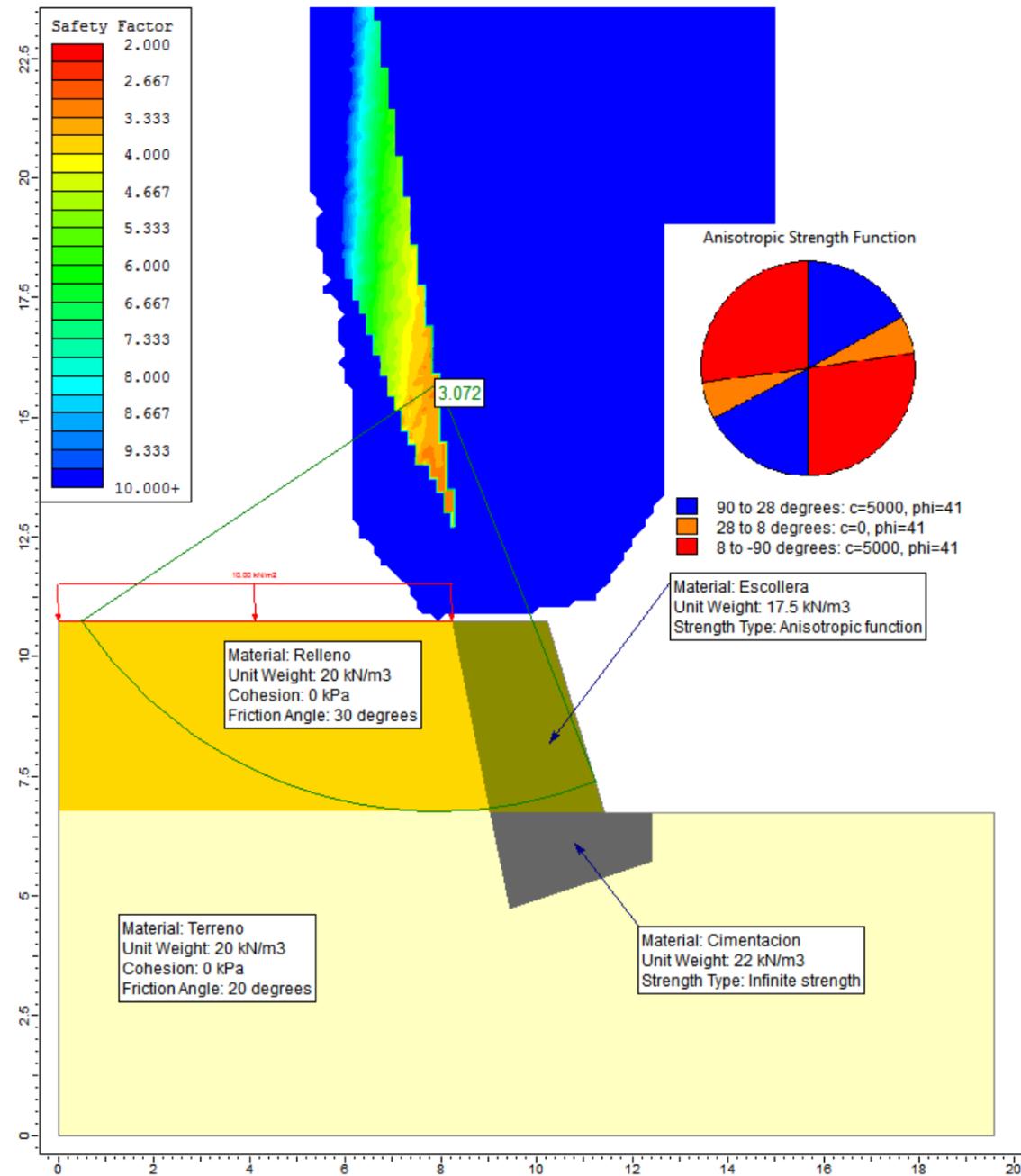
No obstante, si se desea conocer el coeficiente de seguridad a hundimiento, a partir de los datos de Proyecto en los cuales la presión media transmitida es de 0,09 MPa (0,9 kg/cm²) y el valor de la presión admisible considerada es de 0,10 MPa (1,0 kg/cm²), resultaría un valor de tal coeficiente de seguridad de $1,0 / 0,9 \times 3,0 = 3,33$ (en todo caso, puede observarse que el coeficiente de seguridad adicional al requerido será de un 11% superior al exigible).

En lo relativo al valor considerado para la presión admisible, se ha supuesto un valor a priori bajo (1,0 kg/cm²), valor que deberá contrastarse en la fase de obras antes de iniciar los trabajos de la cimentación.



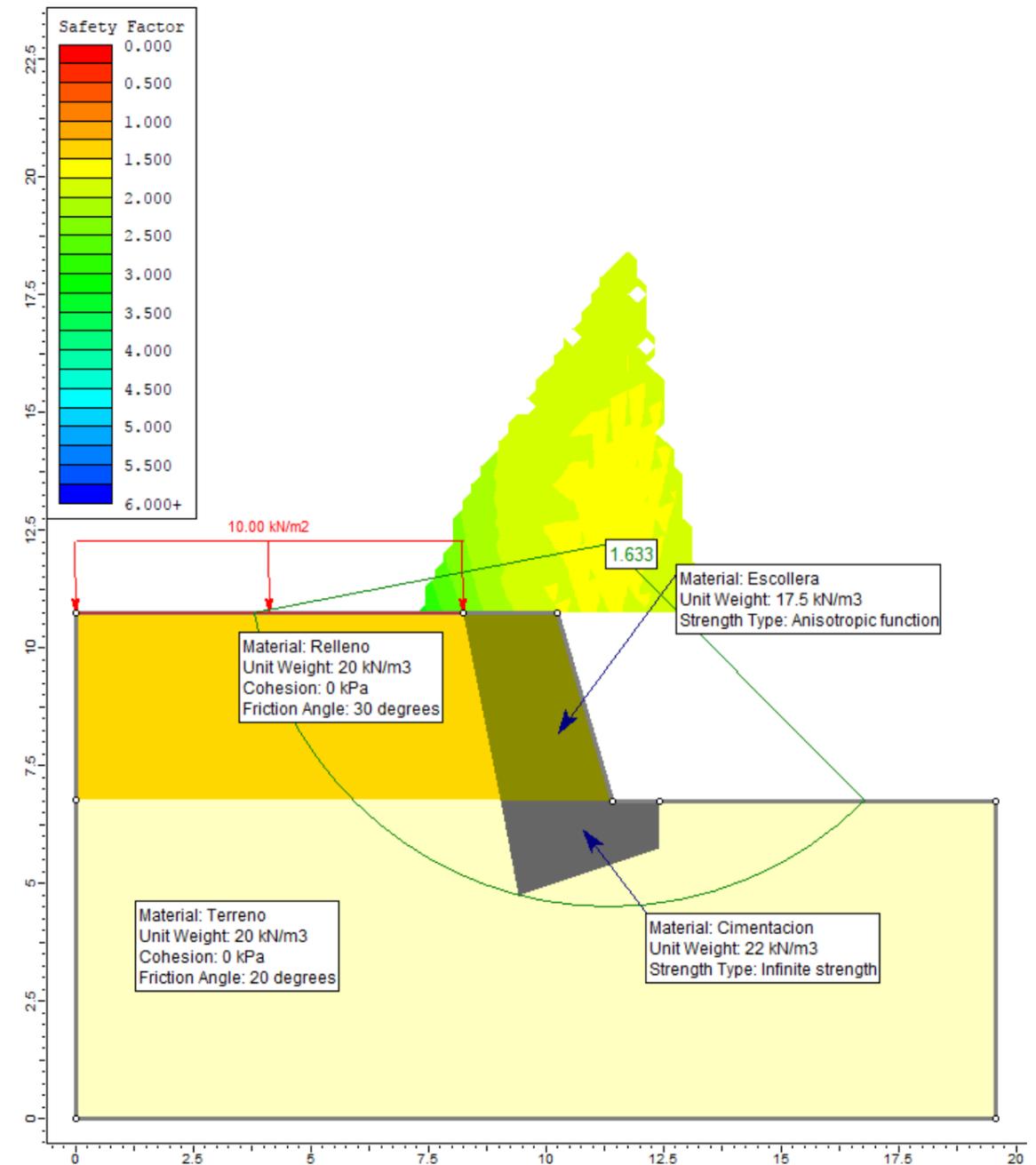
4.1.7.2.- ESTABILIDAD LOCAL

A continuación se recoge la salida gráfica del programa empleado en el cálculo donde puede observarse el círculo de rotura pésimo, para el cual se obtiene un coeficiente de seguridad igual a 3,07.



4.1.7.3.- ESTABILIDAD GLOBAL

En la siguiente imagen se muestra la salida correspondiente al análisis de estabilidad global realizado, evaluando superficies potenciales de deslizamiento que engloben totalmente al muro, apreciándose que el coeficiente de seguridad global obtenido es igual a 1,63.



4.1.8.- CONCLUSIÓN

En la tabla siguiente se resume la verificación del cumplimiento de los requisitos de seguridad establecidos (los valores reflejados entre paréntesis se corresponden con los límites establecidos de acuerdo con lo expuesto previamente):

PRESIÓN MEDIA TRANSMITIDA (MPa)	PRESIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA (MPa)	COEF. SEGURIDAD DESLIZAM.	COEF. SEGURIDAD ESTAB. LOCAL	COEF. SEGURIDAD ESTAB. GLOBAL
0,09 (< 0,10)	0,11 (< 0,13) (*)	1,72 (> 1,50)	3,07 (> 1,50)	1,63 (> 1,50)

(*) Cuando existe excentricidad en la carga, como es el caso, puede admitirse un valor máximo de la tensión máxima igual a 1,25 veces la admisible, debiendo cumplirse simultáneamente que la presión media no exceda la admisible.

4.2.- LISTADOS DEL CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL MURO DE ESCOLLERA

Se adjuntan a continuación los listados justificativos del dimensionamiento de los muros de escollera.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LOCAL

Slide Analysis Information

Project Summary

- File Name: ESC_4m_LOCAL.slim
- Slide Modeler Version: 6.005

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $m\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3



Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 10
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Terreno	Relleno	Escollera	Cimentacion
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Anisotropic function	Infinite strength
Unit Weight [kN/m3]	20	20	17.5	22
Cohesion [kPa]	0	0		
Friction Angle [deg]	20	30		
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

Anisotropic Functions

- Name: Escollera

Angle From	Angle To	c	phi
8	-90	5000	41
28	8	0	41
90	28	5000	41

Global Minimums

Method: gle/morgenstern-price

- FS: 3.072270
- Center: 7.950, 15.700
- Radius: 8.984
- Left Slip Surface Endpoint: 0.465, 10.732
- Right Slip Surface Endpoint: 11.244, 7.342
- Resisting Moment=3820.24 kN-m
- Driving Moment=1245.08 kN-m
- Resisting Horizontal Force=396.131 kN

- Driving Horizontal Force=129.106 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: gle/morgenstern-price

- Number of Valid Surfaces: 40505
- Number of Invalid Surfaces: 71706

Slice Data

Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 3.07227

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.442783	2.70065	Relleno	0	30	2.31994	7.11819	12.3291	0	12.3291
2	0.442783	7.69242	Relleno	0	30	3.89249	11.9432	20.6863	0	20.6863
3	0.442783	11.9624	Relleno	0	30	5.23363	16.0582	27.8136	0	27.8136
4	0.442783	15.6685	Relleno	0	30	6.42404	19.7107	34.1399	0	34.1399
5	0.442783	18.9115	Relleno	0	30	7.51802	23.0673	39.9537	0	39.9537
6	0.442783	21.7607	Relleno	0	30	8.55352	26.2445	45.4568	0	45.4568
7	0.442783	24.2657	Relleno	0	30	9.55737	29.3246	50.7917	0	50.7917
8	0.442783	26.4636	Relleno	0	30	10.5476	32.3628	56.054	0	56.054
9	0.442783	28.3824	Relleno	0	30	11.5348	35.392	61.3007	0	61.3007
10	0.442783	30.0439	Relleno	0	30	12.5232	38.4247	66.5535	0	66.5535
11	0.442783	31.4651	Relleno	0	30	13.5103	41.4533	71.7992	0	71.7992
12	0.442783	32.6596	Relleno	0	30	14.4871	44.4502	76.9899	0	76.9899
13	0.442783	33.6377	Relleno	0	30	15.4376	47.3668	82.0417	0	82.0417
14	0.442783	34.4077	Relleno	0	30	16.3396	50.1344	86.8353	0	86.8353
15	0.442783	34.9756	Relleno	0	30	17.1644	52.6651	91.2187	0	91.2187
16	0.421635	33.6535	Terreno	0	20	11.1062	34.0768	93.6252	0	93.6252
17	0.421635	33.8207	Terreno	0	20	11.437	35.0917	96.4138	0	96.4138
18	0.421635	33.6908	Terreno	0	20	11.217	34.4169	94.5596	0	94.5596
19	0.421635	31.7825	Terreno	0	20	10.0099	30.7131	84.3836	0	84.3836
20	0.224564	15.8997	Relleno	0	30	15.4309	47.3462	82.0061	0	82.0061
21	0.44531	30.5451	Escollera	0	41	23.3419	71.6191	82.3884	0	82.3884
22	0.44531	29.9514	Escollera	0	41	22.7875	69.9183	80.4318	0	80.4318
23	0.44531	28.7098	Escollera	0	41	21.5454	66.107	76.0473	0	76.0473
24	0.44531	19.1451	Escollera	0	41	14.177	43.4989	50.0399	0	50.0399
25	0.44531	6.41536	Escollera	0	41	4.68264	14.3676	16.528	0	16.528



List Of Coordinates

Line Load

X	Y
8.22745	10.7319
0	10.7319

External Boundary

X	Y
8.22745	10.7319
0	10.7319
-1e-016	6.75592
0	0
19.5747	0
19.5747	6.73187
12.4274	6.73187
11.4274	6.73187
10.2274	10.7319

Material Boundary

X	Y
-1e-016	6.75592
9.02264	6.75592
9.42745	4.73187
12.4274	5.73187
12.4274	6.73187

Material Boundary

X	Y
9.02264	6.75592
11.4274	6.73187

Material Boundary

X	Y
8.22745	10.7319
9.02264	6.75592

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

Slide Analysis Information

Project Summary

- File Name: ESC_4m_GLOBAL.slim
- Slide Modeler Version: 6.005

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3



Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kN/m2]: 10
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Terreno	Relleno	Escollera	Cimentacion
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Anisotropic function	Infinite strength
Unit Weight [kN/m3]	20	20	17.5	22
Cohesion [kPa]	0	0		
Friction Angle [deg]	20	30		
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

Anisotropic Functions

- Name: Escollera
- | Angle From | Angle To | c | phi |
|------------|----------|------|-----|
| 8 | -90 | 5000 | 41 |
| 28 | 8 | 0 | 41 |
| 90 | 28 | 5000 | 41 |

Global Minimums

Method: gle/morgenstern-price

- FS: 1.632920
- Center: 11.353, 12.212
- Radius: 7.733
- Left Slip Surface Endpoint: 3.764, 10.732
- Right Slip Surface Endpoint: 16.808, 6.732
- Resisting Moment=3299.24 kN-m
- Driving Moment=2036.67 kN-m
- Resisting Horizontal Force=362.46 kN

- Driving Horizontal Force=223.751 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: gle/morgenstern-price

- Number of Valid Surfaces: 6572
- Number of Invalid Surfaces: 105639

Slice Data

Global Minimum Query (gle/morgenstern-price) - Safety Factor: 1.63292

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.527602	8.80815	Relleno	0	30	4.2433	6.87381	11.9058	0	11.9058
2	0.527602	22.8119	Relleno	0	30	10.3629	16.787	29.076	0	29.076
3	0.527602	31.8845	Relleno	0	30	14.8641	24.0786	41.7054	0	41.7054
4	0.527602	38.858	Relleno	0	30	18.6848	30.2679	52.4256	0	52.4256
5	0.520683	43.8887	Terreno	0	20	17.6711	23.6257	64.9111	0	64.9111
6	0.520683	48.45	Terreno	0	20	19.6716	26.8664	73.8148	0	73.8148
7	0.520683	52.2693	Terreno	0	20	21.6001	29.9904	82.3979	0	82.3979
8	0.520683	55.4682	Terreno	0	20	23.507	33.0794	90.8848	0	90.8848
9	0.520683	57.7377	Terreno	0	20	24.3469	34.4401	94.6234	0	94.6234
10	0.520683	56.9856	Terreno	0	20	24.0717	33.9942	93.3983	0	93.3983
11	0.520683	58.0556	Terreno	0	20	25.627	39.5137	100.32	0	100.32
12	0.520683	60.1661	Terreno	0	20	27.7412	39.9386	109.731	0	109.731
13	0.520683	57.6798	Terreno	0	20	28.0131	41.3789	110.94	0	110.94
14	0.520683	43.262	Terreno	0	20	22.9122	32.1159	88.2379	0	88.2379
15	0.520683	28.3312	Terreno	0	20	17.0941	22.691	62.343	0	62.343
16	0.520683	24.471	Terreno	0	20	16.0513	21.0018	57.7019	0	57.7019
17	0.520683	23.3315	Terreno	0	20	16.1607	21.179	58.189	0	58.189
18	0.520683	21.7708	Terreno	0	20	15.9174	20.7849	57.1059	0	57.1059
19	0.520683	20.4617	Terreno	0	20	15.6323	20.323	55.837	0	55.837
20	0.520683	18.7427	Terreno	0	20	14.9479	19.2144	52.7912	0	52.7912
21	0.520683	16.5848	Terreno	0	20	13.8415	17.4222	47.8671	0	47.8671
22	0.520683	13.9478	Terreno	0	20	12.3098	14.9409	41.0498	0	41.0498
23	0.520683	10.7754	Terreno	0	20	10.3692	11.7973	32.4127	0	32.4127
24	0.520683	6.98698	Terreno	0	20	8.05172	8.0431	22.0984	0	22.0984
25	0.520683	2.46347	Terreno	0	20	2.29419	3.73816	10.2705	0	10.2705



List Of Coordinates

Line Load

X	Y
8.22745	10.7319
0	10.7319

External Boundary

X	Y
8.22745	10.7319
0	10.7319
-1e-016	6.75592
0	0
19.5747	0
19.5747	6.73187
12.4274	6.73187
11.4274	6.73187
10.2274	10.7319

Material Boundary

X	Y
-1e-016	6.75592
9.02264	6.75592
9.42745	4.73187
12.4274	5.73187
12.4274	6.73187

Material Boundary

X	Y
9.02264	6.75592
11.4274	6.73187

Material Boundary

X	Y
8.22745	10.7319
9.02264	6.75592

5.- CONCLUSIÓN

El presente documento recoge los cálculos correspondientes a los elementos estructurales del Proyecto, considerándose que quedan lo suficientemente detallados y justificados con arreglo a la Normativa vigente.

Oviedo, noviembre de 2023

El I.C.C.P. Autor de los cálculos

D. Emilio J. del Bosque Martín



ANEJO N°6:

DESVÍOS DE TRÁFICO





CVE: pAPeK6BMhb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento concide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN	3
2.- NORMATIVA	3
3.- SEÑALES VERTICALES Y ELEMENTOS LUMINOSOS	3
4.- SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL.....	4
5.- COLOCACIÓN Y RETIRADA DE SEÑALIZACIÓN	4
6.- PLANOS DE SEÑALIZACIÓN DE OBRAS FIJAS	4





CVE: pAPeK6BMhb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Dilixencia pola que se fai constar que o documento coincide co contido do expediente aprobado inicialmente o 18.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez

1.- INTRODUCCIÓN

Las obras correspondientes a este proyecto afectarán a la circulación en distintos viales existentes en el entorno del tramo de los futuros colectores, lo cual constituirá un riesgo importante tanto para los usuarios de la vía como para los trabajadores de la obra. En consecuencia, es necesario instalar la oportuna señalización vial cuyo objeto será informar al usuario de la presencia de las obras y organizar la circulación de los vehículos en la zona afectada por las obras de la forma más segura posible.

Es de especial incidencia la afección a la Avenida Adolfo Suárez. En el documento planos se aportan las soluciones previstas en este caso. También se deberá proceder a cortar en diferentes fases de la obra la vía local paralela a la Ronda Norte y un camino de ámbito municipal transversal. En ambos casos se habilitarán itinerarios alternativos.

2.- NORMATIVA

La señalización de las obras deberá cumplir lo especificado en la Norma de Carretera 8.3-IC "Señalización de Obras" de 31 de agosto de 1987 en la que se desarrollan las medidas a adoptar para ejecutar la señalización de las obras que se realicen en carreteras y que de alguna forma dificulten la circulación de los vehículos por ellas.

En función de las circunstancias de la obra la ordenación de la circulación podrá consistir en una o varias de las medidas siguientes:

- Establecimiento de un itinerario alternativo para la totalidad o parte de la circulación.
- La limitación de la velocidad, incluso la detención total.
- La prohibición de adelantamiento entre vehículos.
- El cierre de uno o más carriles a la circulación.
- El establecimiento de carriles y/o desvíos provisionales.
- El establecimiento de un sentido único alternativo.
- Señalización relacionada con la ordenación adoptada.
- Balizamiento que destaque la presencia de los límites de la obra, así como la ordenación adoptada.

3.- SEÑALES VERTICALES Y ELEMENTOS LUMINOSOS

Las señales deberán tener las dimensiones mínimas especificadas por la Norma, y ser siempre reflectantes, como mínimo de nivel 1 (según normas UNE). Se recomienda utilizar el nivel superior

en lugares donde la iluminación ambiente dificulte su percepción y en lugares de elevada peligrosidad, asimismo las señales de STOP tendrán siempre como mínimo, el nivel 2 de reflectancia.

Las señales se podrán colocar mediante trípodes o elementos de sustentación similares, a alturas inferiores a 1m cuando la duración de las obras o cualquier otra circunstancia lo aconseje.

En las señales de tipo TS, se podrán diseñar otras con variaciones en sus dibujos de carriles, para adaptarlas a la situación real de los desvíos efectuados por motivo de las obras. La señalización tipo TS, 210 y 210 bis, carteles croquis, no deberán emplearse para ser coherentes con la instrucción 8.1-IC, "Señalización vertical".

El color amarillo, en las señales de obra, solo deberá emplearse en las señales de fondo blanco, las de Advertencia de Peligro, Prioridad, Prohibición y Fin de Prohibición, así como en el fondo de las señales de Carriles y de las de dentro del apartado de Orientación, de Preseñalización y Dirección. Por tanto, las señales como dirección obligatoria, STOP o Dirección Prohibida, etc. serán iguales a las normales. Los paneles complementarios deberán tener fondo amarillo.

En el caso de que la señalización provisional esté implantada durante las horas nocturnas, las señales y los elementos de balizamiento no solo serán reflectantes, sino que deberán ir acompañados de elementos luminosos.

La señalización elegida es la del listado que se ofrece a continuación, a modo informativo.

- Conjunto de señales verticales para señalización de zonas de trabajo: peligro, obras, limitación de velocidad, estrechamiento de calzada.
- Señal vial Cono de balizamiento TB-6.
- Señal vial (manual) disco de stop o paso prohibido. TM-3.
- Señal vial Guirnalda de plástico TB-13.
- Señal vial Paneles direccionales TB-2.
- Señal vial Piquetes de balizamiento. TB-7.
- Señal vial. Luminosa, semáforo (tricolor), TL-1.
- Señal vial. Peligro, semáforos, TP-3, 135 cm. de lado.
- Señal vial. Luminosa, luz ámbar intermitente, TL-2.
- Señal vial Triangular salida frecuente de camiones 60 cm de lado.
- Señal vial. Peligro, badén, TP-15 b*, 90 cm. de lado.
- Señal vial. Peligro, pavimento deslizante, TP-19, 135 cm. de lado.
- Señal vial. Triangular peligro TP-26. desprendimientos 60 cm de lado.



- Señal vial Triangular peligro TP – 30 escalón lateral 60 cm de lado.

4.- SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

A juicio de la Dirección de obra y dependiendo de las circunstancias que concurran en la misma, se podrá señalar horizontalmente con marcas amarillas o naranjas, las alteraciones que se produzcan sobre la situación normal de la vía.

Estas marcas viales podrán ser sustituidas por captafaros TB-10, aplicados sobre el pavimento.

5.- COLOCACIÓN Y RETIRADA DE SEÑALIZACIÓN

Para garantizar la seguridad tanto de los usuarios como del personal de la obra, la colocación y retirada de la señalización y balizamiento se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Colocación:

El material de señalización y balizamiento se descargará y se colocará en el orden en que haya de encontrarlo el usuario. De esta forma el personal encargado de la colocación trabajará bajo la protección de la señalización precedente.

Si no se pudieran transportar todas las señales y balizas de un solo viaje, se irán disponiendo primeramente fuera de la calzada y de espaldas al tráfico.

Se cuidará que todas las señales y balizas queden bien visibles para el usuario, evitando que puedan quedar ocultas por plantaciones, sombras de obras de fábrica, etc.

- Retirada:

En general, la señalización y balizamiento se retirará en orden inverso al de su colocación, de forma que en todo momento siga resultando lo más coherente posible el resto de la señalización que queda por retirar.

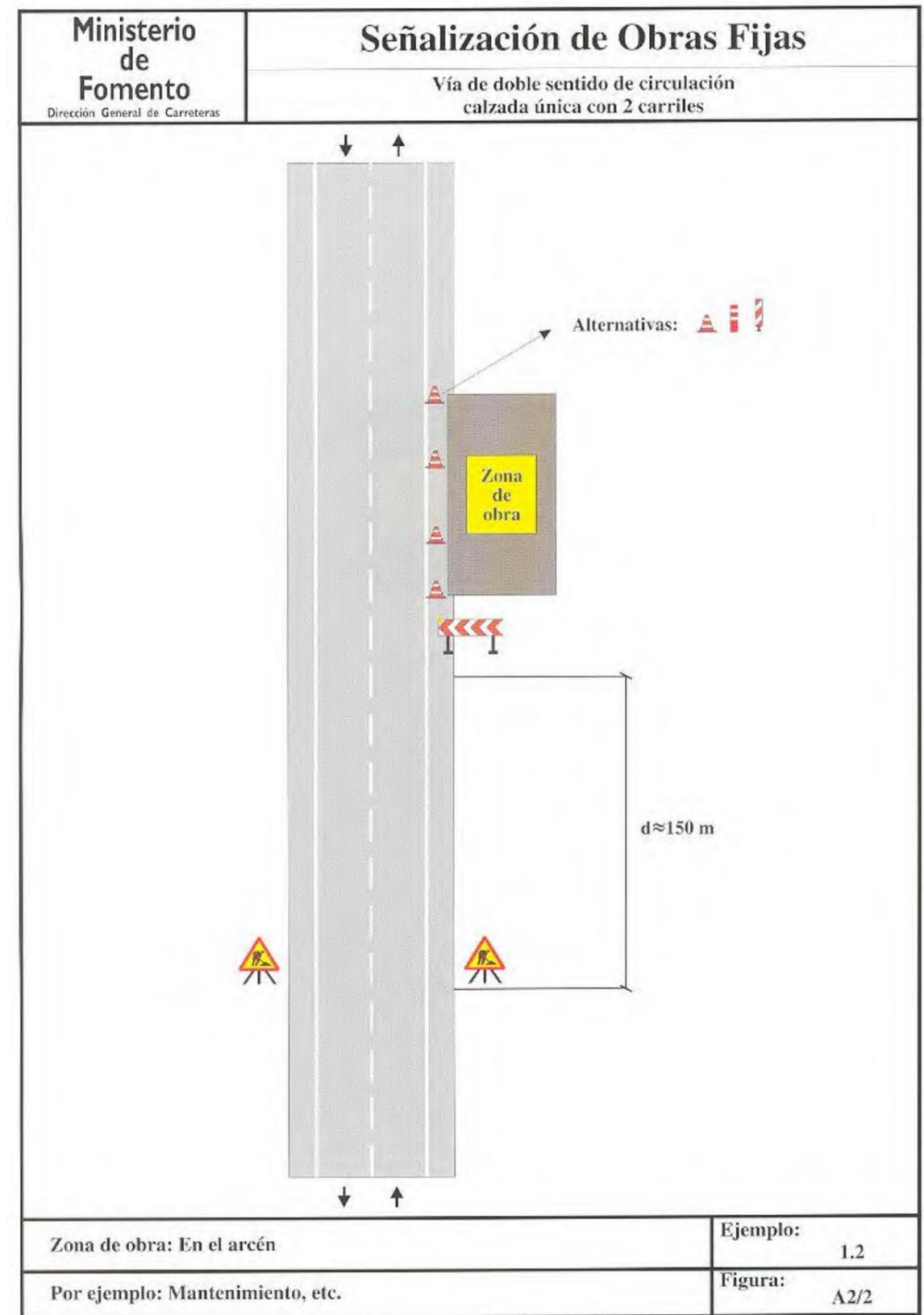
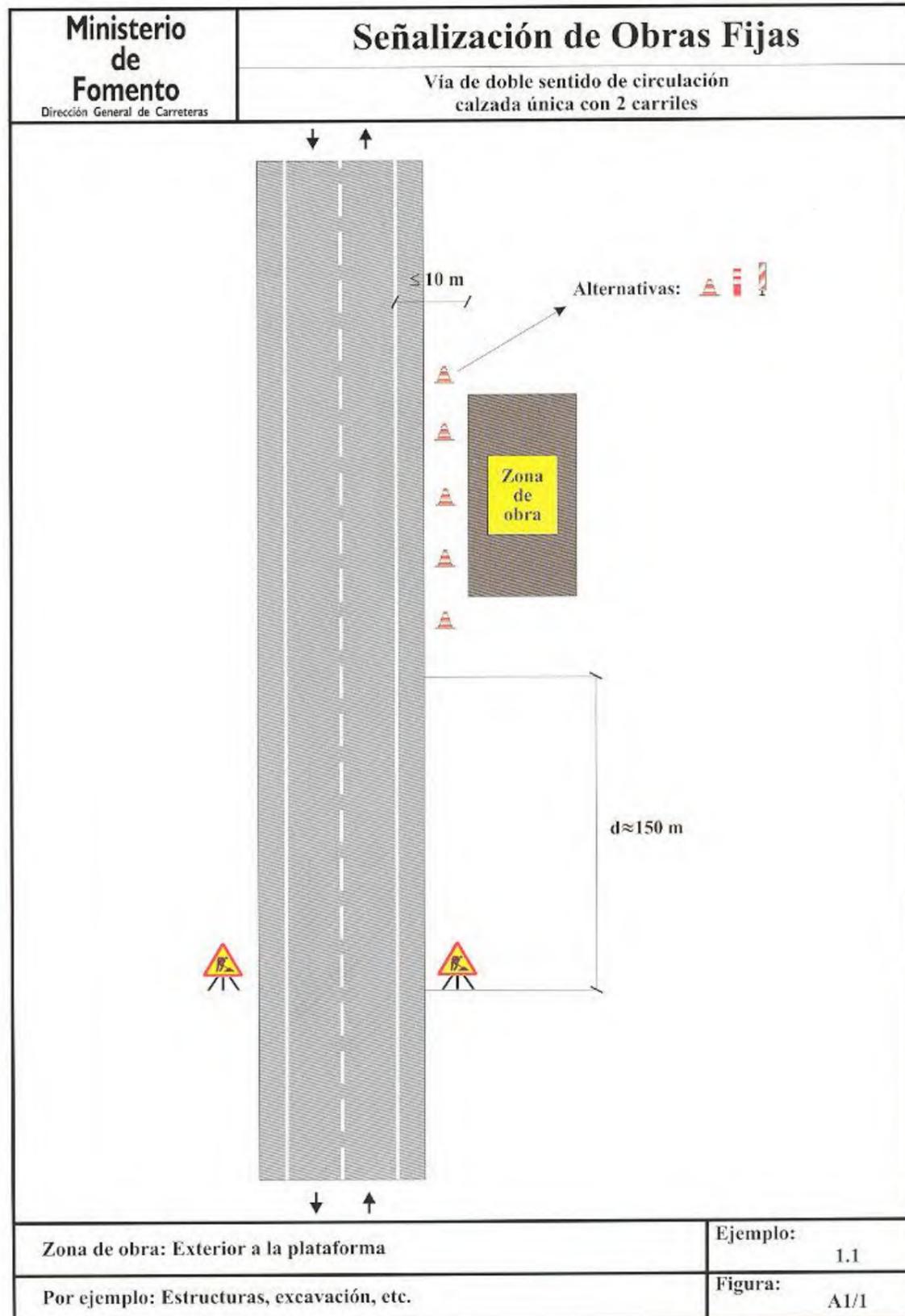
La retirada de la señalización y el balizamiento se hará siempre que sea posible, desde la zona vedada al tráfico o desde el arcén, pudiendo entonces el vehículo dedicado a ello circular con la correspondiente luz prioritaria en sentido opuesto al de la calzada.

Una vez retirada la señalización de la obra, se restablecerá la señalización permanente que corresponda.

6.- PLANOS DE SEÑALIZACIÓN DE OBRAS FIJAS

Se adjuntan a continuación planos de ejemplos de señalización para obras de carreteras que podrían ser aplicables en fases de este proyecto.

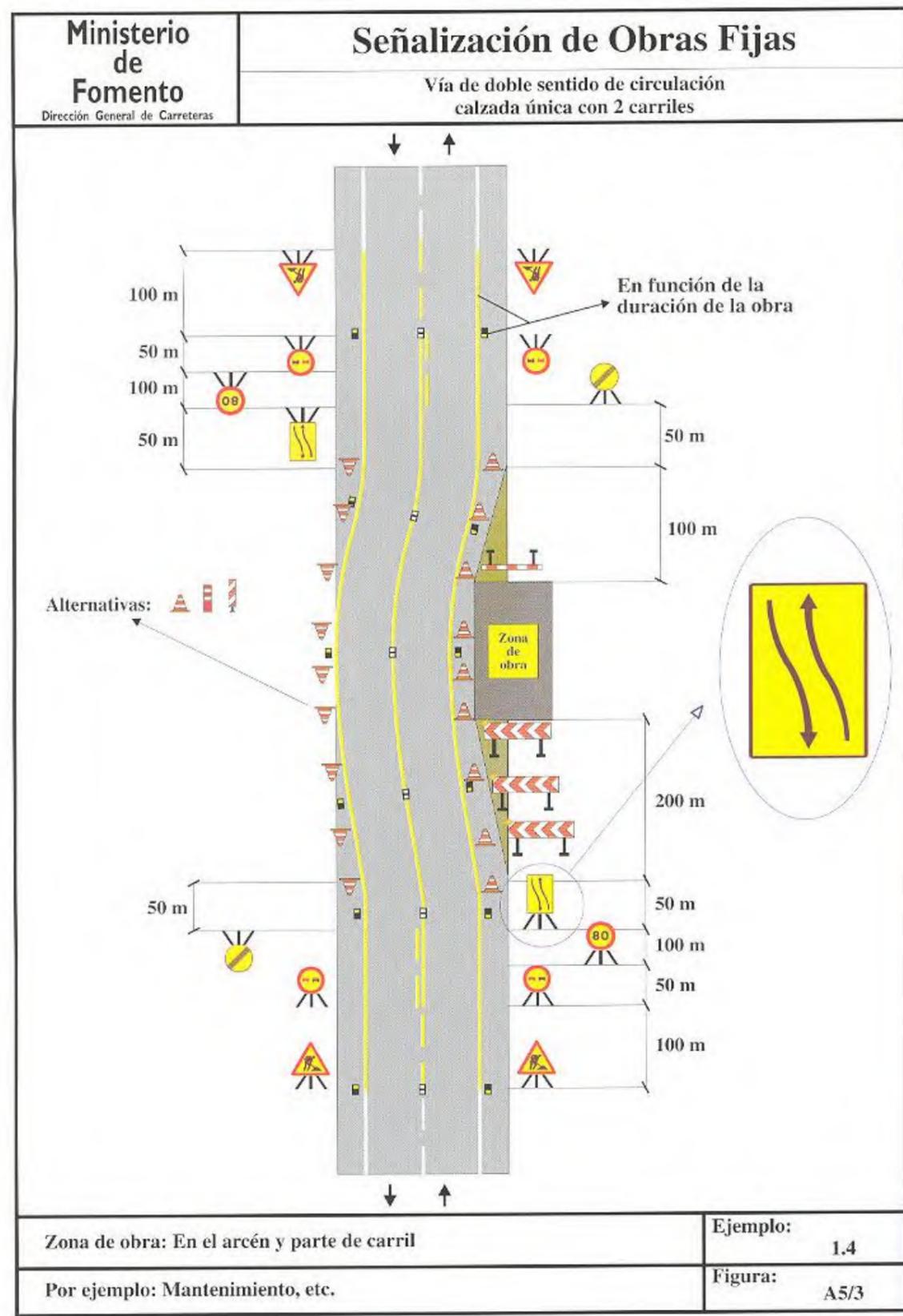
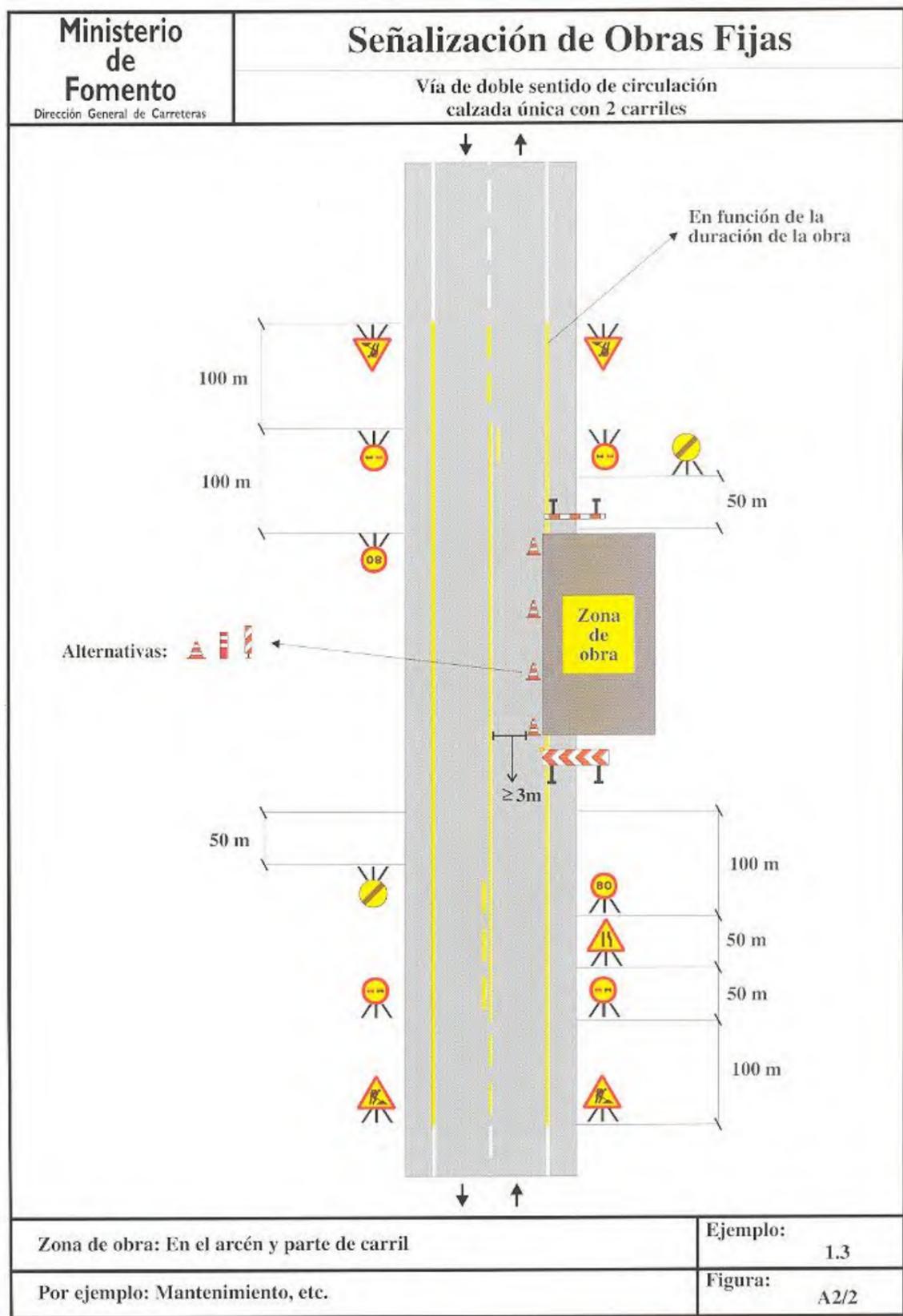


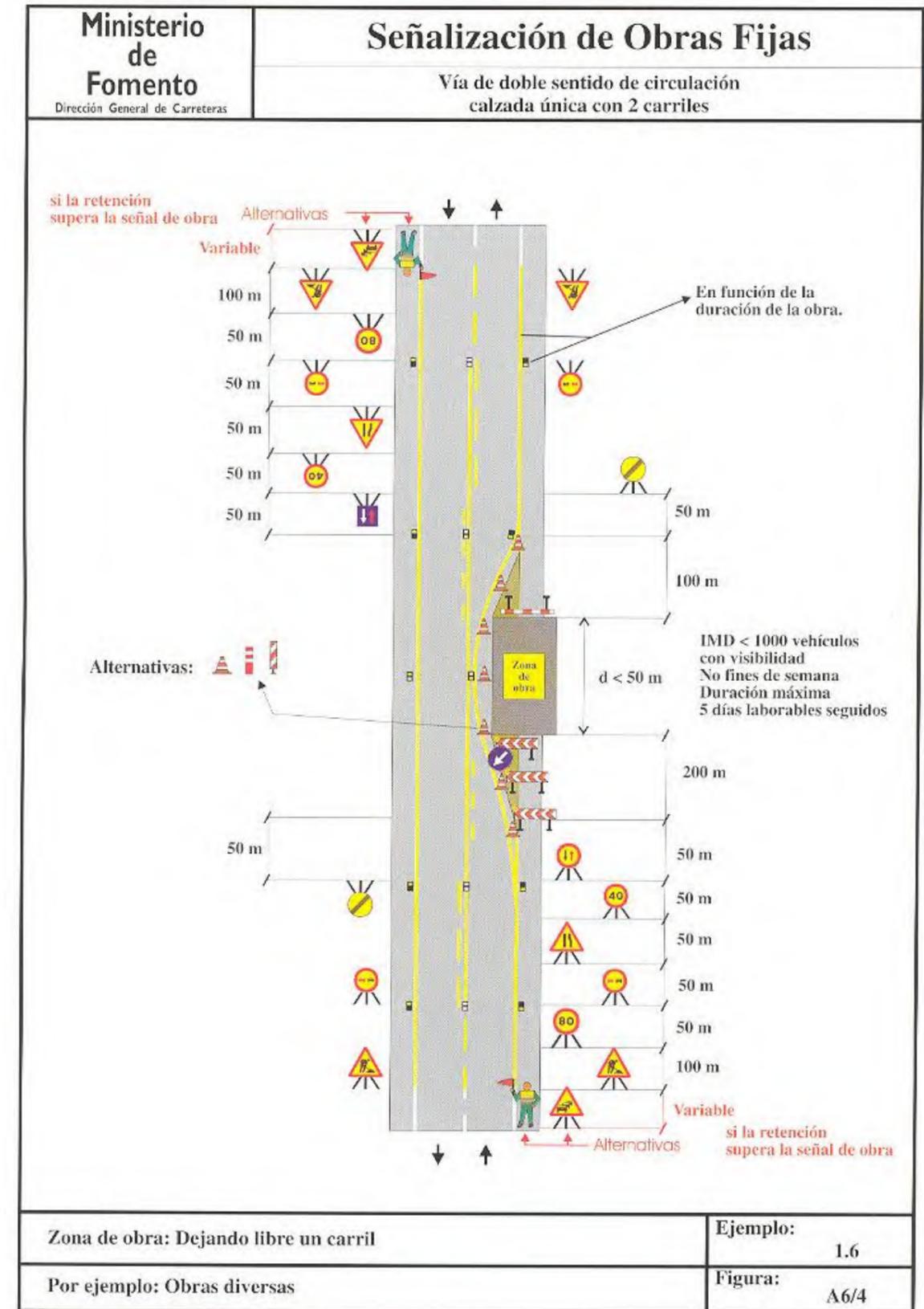
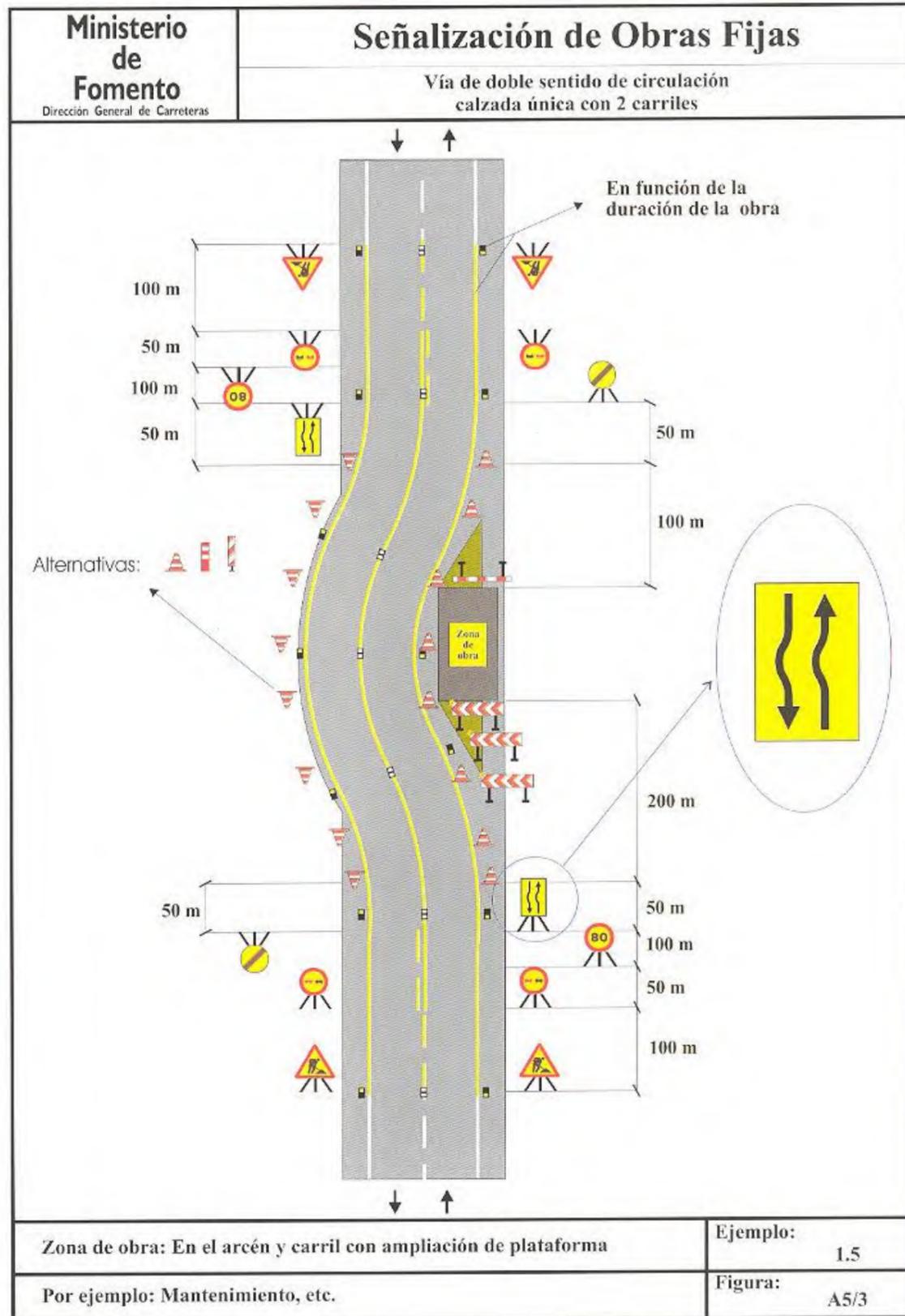


Diligencia para que se fir constar que el documento coincide en contenido con el expediente aprobado inicialmente el 16.02.2024.
 Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo Urbano.
 ALBERTO FELIPE RODRÍGUEZ

INSTITUTO GALEGO DA VIVIENDA E SOLO

CVE: pAPAK6BMBb0
 Verificador: https://sede.xunta.gal/cve



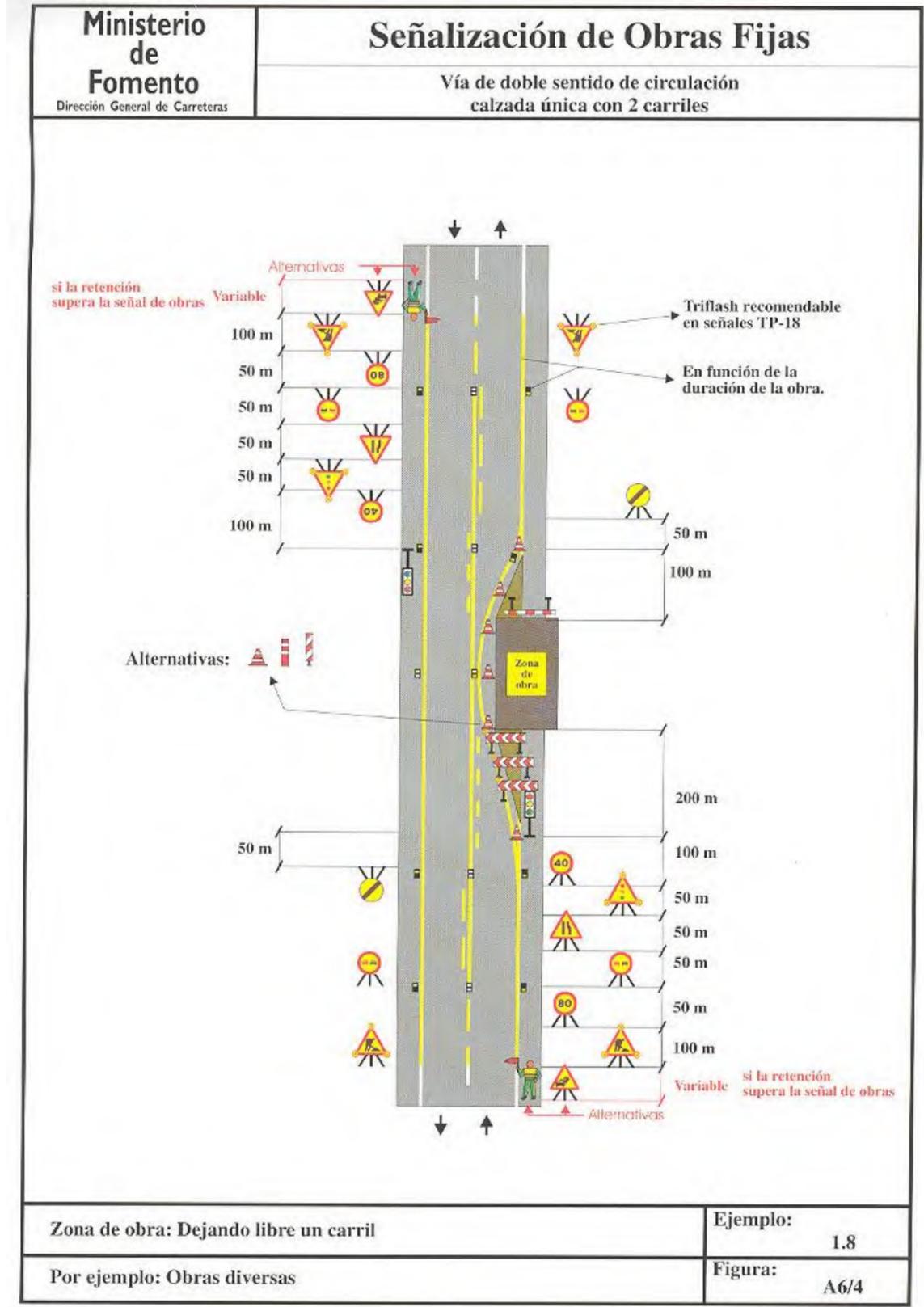
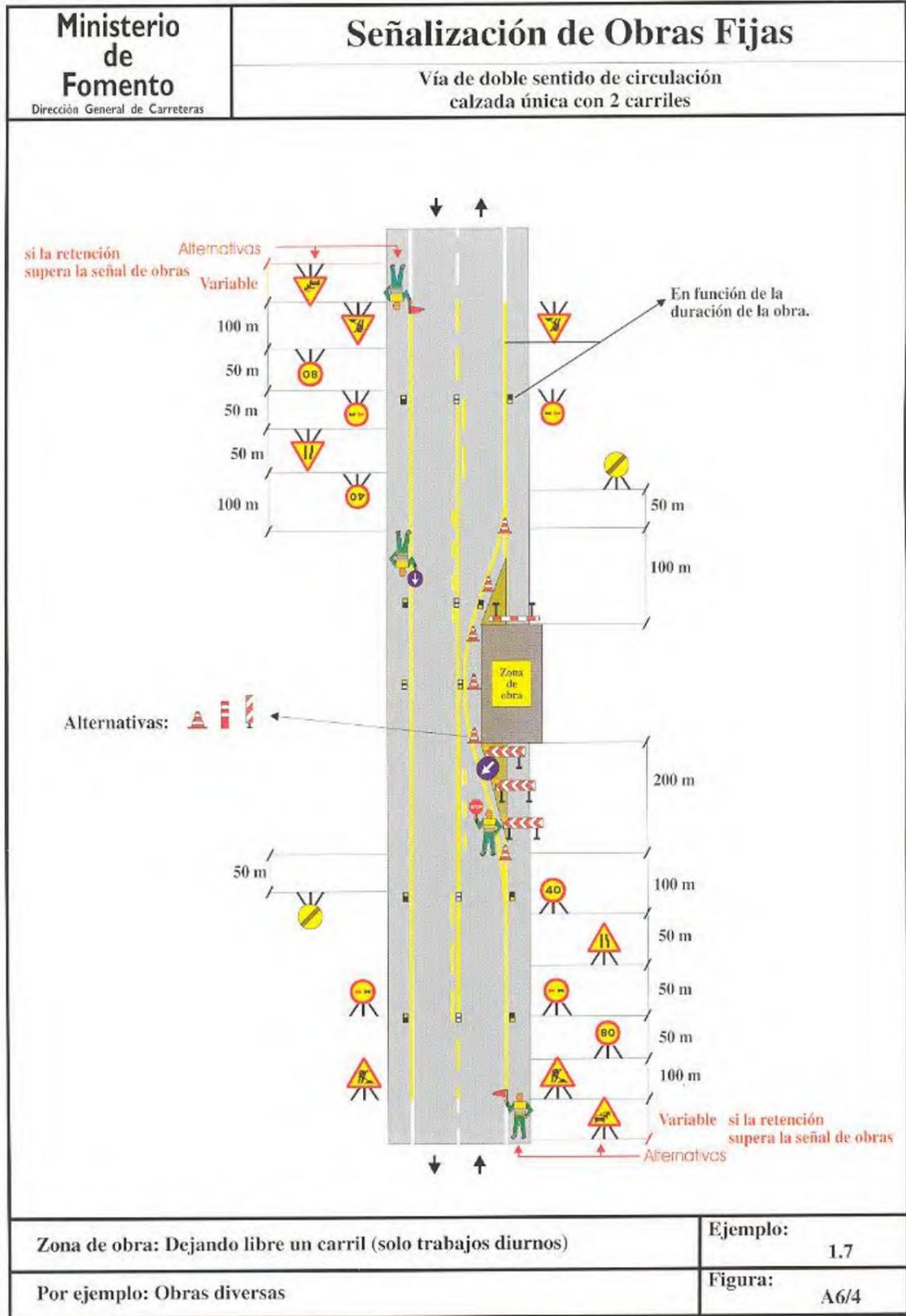


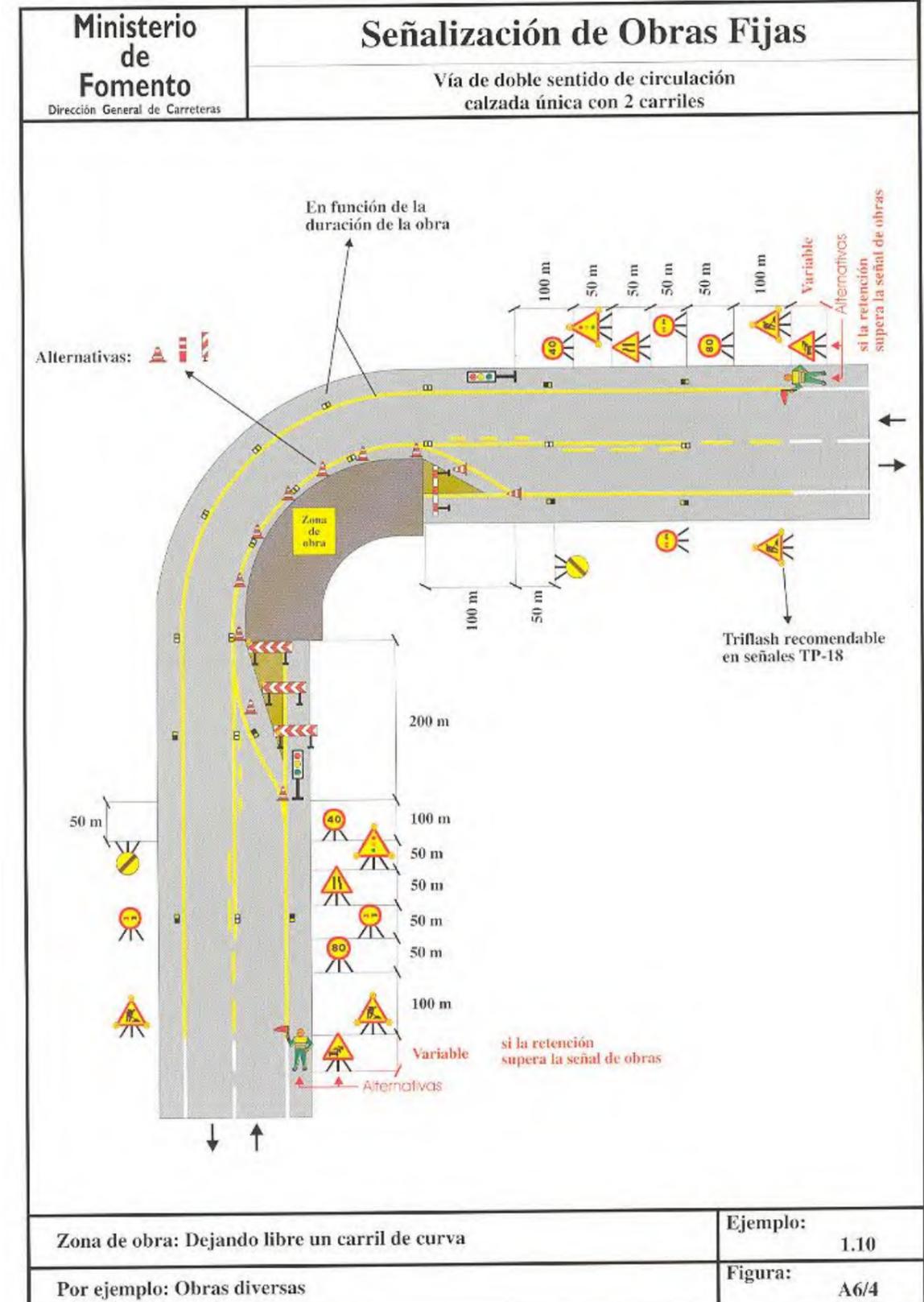
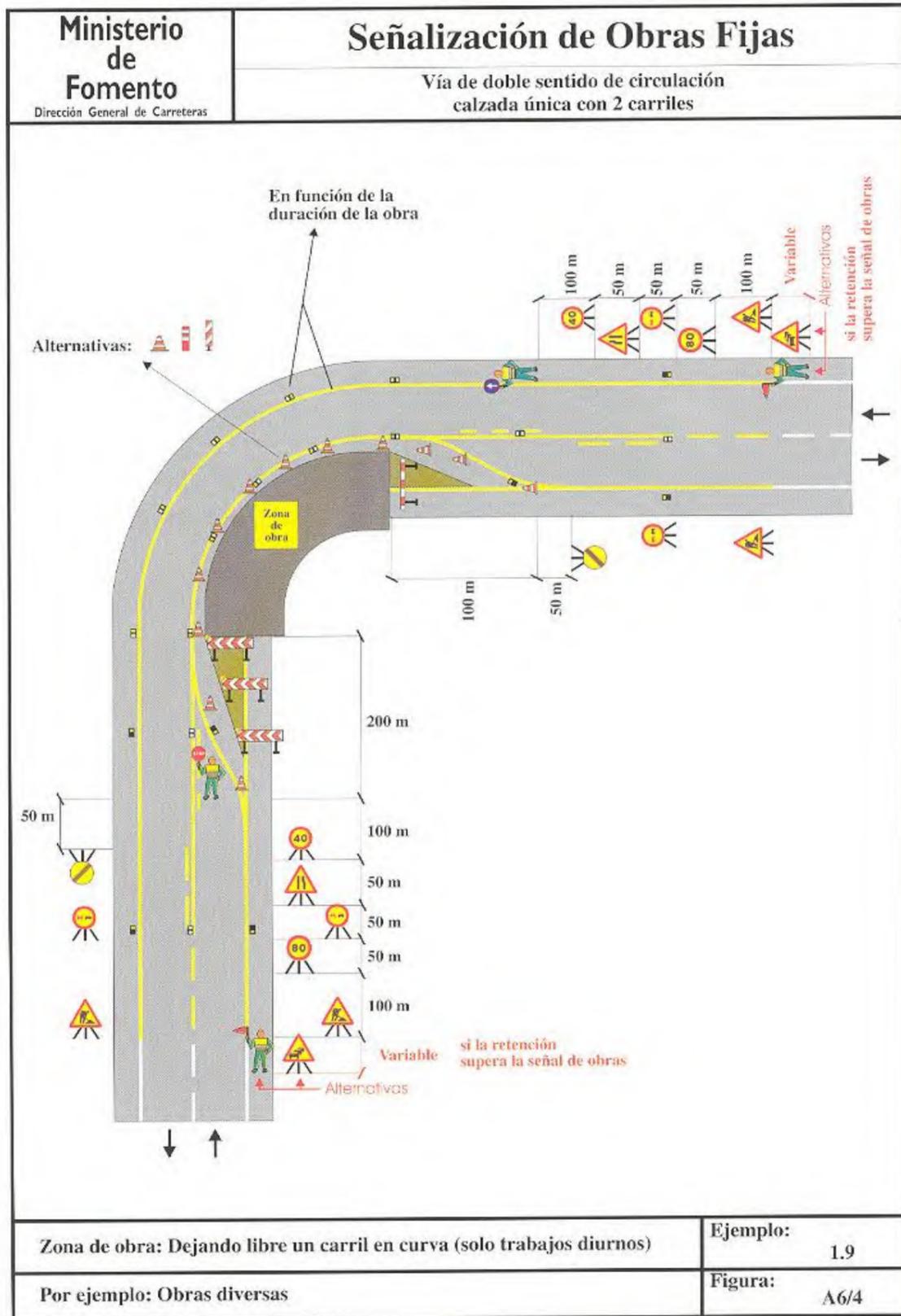
Diligencia para que se fir constar que el documento coincide en contenido con el expediente aprobado inicialmente o 16.02.2024.
 Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
 Alberto Feijoo Rodríguez

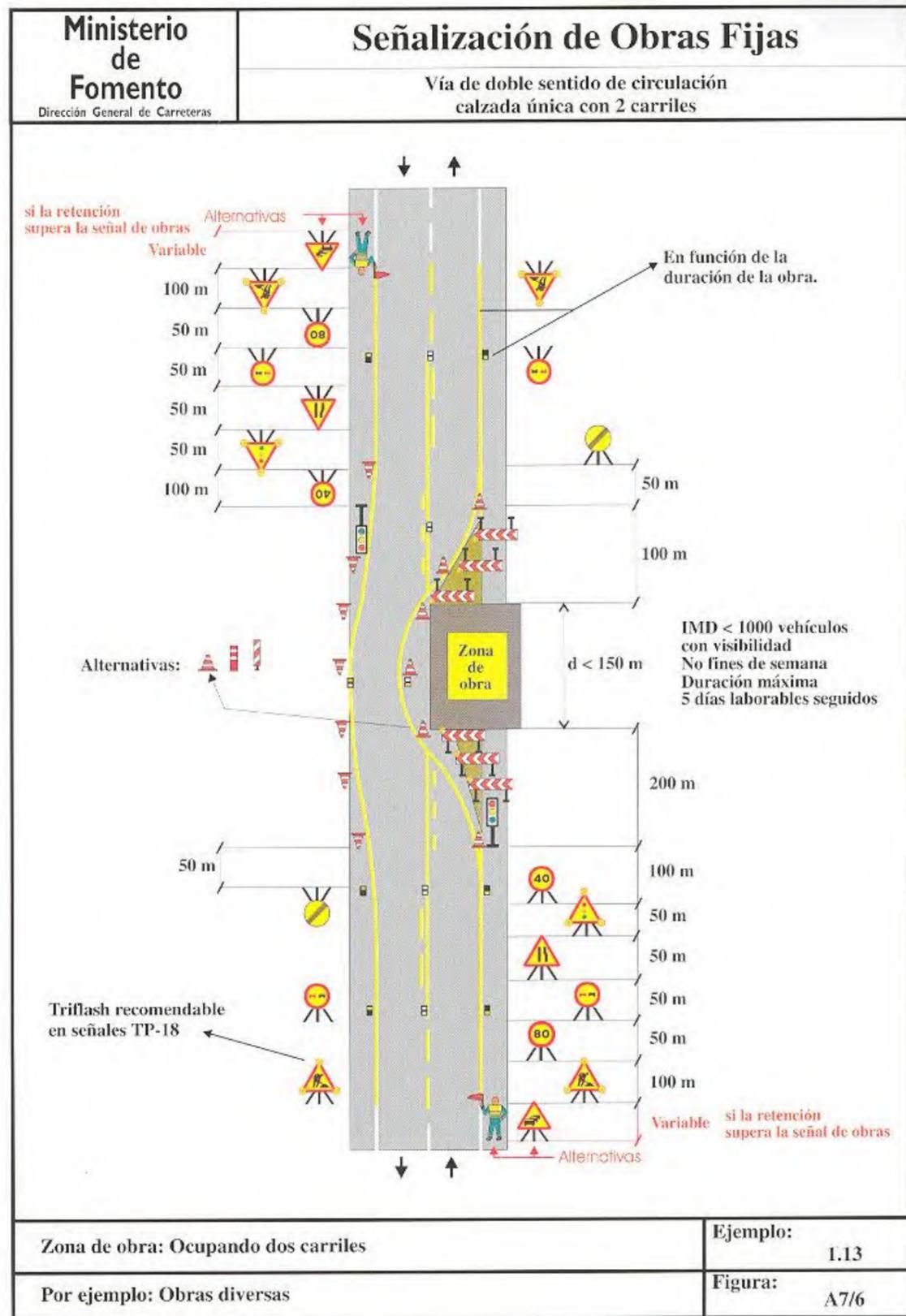
INSTITUTO GALEGO DA VIVENDA E SOLO

CVE: pAPAK6BMBb0
 Verificador: https://sede.xunta.gal/cve











CVE: pAPe6CBMbb0
Verificación: <https://sede.xunta.gal/cve>



INSTITUTO
GALEGO DA
VIVENDA E SOLO

Diligencia pola que se fai constar que o documento coincide co contido do expediente aprobado inicialmente o 16.02.2024.
Xefe do Servizo de Planificación e Ordenación do Solo
Alberto Feijoo Rodríguez