ANEJO 11. HIDROGEOLOGÍA Y DRENAJE

Marzo 2021

ÍNDICE

1. HIDROGEOLOGÍA 5

1.1 MARCO HIDROGEOLÓGICO 5
1.2 FUNCIONAMIENTO HIDROGEOLÓGICO 6
1.3 UNIDADES GEOLÓGICO - HIDROGEOLOGICAS 7
1.4 COMPOSICIÓN Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS 8
1.5 SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA Y FLUJO 9
1.6 OSCILACIONES PIEZOMÉTRICAS 10
1.7 ASPECTOS HIDROGEOLOGICOS DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS 10
1.7.1 Alternativa Base 11
1.7.2 Alternativa C 11
1.7.3 Alternativa A 11

2. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y DRENAJE 11

2.1 ANÁLISIS HIDROLOGICO 11
2.2 CLIMATOLOGIA 12
2.3 ESTUDIO PRECIPITACIONES 12
2.3.1 Análisis de los datos de precipitaciones. 13
2.3.2 Calculo de la intensidad media de precipitación 15

3. DRENAJE EN TUNEL 17

3.1 ALTERNATIVA BASE 17
3.1.1 Túnel de línea 17
3.1.2 Estación de Aragón 17
3.1.3 Estación de Universidad 18
3.1.4 Ramal del Cabanyal 19
3.1.5 Salto de carnero 19
3.2 ALTERNATIVA C 21
3.2.1 Túnel de línea 21
3.2.2 Estación de Aragón 21
3.2.3 Conexión Sur Mediterráneo Ejes 52, 53 22
3.2.4 Conexión Norte Mediterráneo. Eje 54 23
3.2.5 Vía Oeste. Eje 55 24
3.3 ALTERNATIVA A 25
3.3.1 Túnel de línea 25
3.3.2 Estación de Aragón 26
3.3.3 Estación de Universidad 27
3.3.4 Ramal del Cabanyal 28

4. BOMBEO EN TÚNEL Y PASOS INFERIORES 28

4.1 CRITERIOS DE DISEÑO 28
4.1.1 Caudal de pluviales 29
4.1.2 Caudal de infiltración 30
4.1.3 Diseño de los aljibes 30
4.1.4 Diseño de los esquipos de bombeo 31
4.1.5 Diseño de las arquetas de descarga 31
4.2 BOMBEO ALTERNATIVA BASE 32
4.2.1 PBN°1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués Del Túria con Calle Hernán Cortés 32
4.2.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01. ESTACIÓN DE ARAGÓN. AVENIDA ARAGÓN 33
4.2.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 3+248. Avenida Cataluña con Calle Clariano 35
4.2.4 Pozo de Bombeo N°4 P.K. 3+898. Estacion de Universidad. Avda de los Naranjos 36
4.2.5 Pozo de Bombeo Nº5- P.K. 4+709. Universidad Politécnica de Valencia 37
4.2.6 Pozo de Bombeo Nº6- P.K. 5+495 Pozo de ataque de la tuneladora. Alboraya. 39
4.2.7 Pozo de Bombeo Nº7 - P.K. 0+340. Ramal izquierdo del salto de carnero 41
4.3 BOMBEO ALTERNATIVA C 43
4.3.1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués del Túria con calle Hernán Cortés 44
4.3.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01. Estación de Aragón. Avenida Aragón 45
4.3.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 2+933. Avenida de Catalunya 47
4.3.4 Pozo de Bombeo Nº4- P.K. 3+500 Pozo de ataque de la tuneladora. 48
4.3.5 Pozo de Bombeo Nº5 PK 0+539 Conexión Sur Mediterráneo Ejes 52, 53 49
4.3.6 Pozo de Bombeo Nº6 PK 0+560 Conexión Norte Mediterráneo (Eje 54) 52
4.3.7 Pozo de Bombeo Nº7 PK 0+459.55 Eje 55 Via Oeste 55
4.4 BOMBEO ALTERNATIVA A 57
4.4.1 PBN°1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués del Túria con Calle Hernán Cortés 58
4.4.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01 Estación de Aragón. Avenida Aragón 59
4.4.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 3+248. Avenida Cataluña con Calle Clariano 61
4.4.4 Pozo de Bombeo N°4 P.K. 3+898. Estación De Universidad. Avda De Los Naranjos 62
4.4.5 Pozo de Bombeo Nº5- P.K. 4+709. Universidad Politécnica de Valencia 64
4.4.6 Pozo de Bombeo Nº6- P.K. 5+495. Pozo de ataque de la tuneladora. Alboraya. 65
4.4.7 Pozo de Bombeo Nº7- P.K. 2+620 EJE 58 67
4.4.8 Pozo de Bombeo Nº8- P.K. 1+460 EJE 57 68
4.4.9 Pozo de Bombeo Nº9- P.K.6+145 EJE 57 69

4.4.10 POZO DE BOMBEO Nº10- P.K 7+480 EJE 57 POZO DE ATAQUE DE LA TUNELADORA 71

5. DRENAJE LONGITUDINAL EN TRAMOS DE SUPERFICIE 72

6. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA PLATAFORMA EN SUPERFICIE 73

6.1 CRITERIOS DE DISEÑO 73
6.2 CALCULO DE CAUDALES DE LA CUENCA 73
6.2.1 Determinación de las características de las cuencas 74
6.2.2 Cuencas vertientes, caracteristicas 74
6.2.3 Tiempo de concentración 75
6.2.4 Coeficiente de escorrentía 75
6.2.5 Caudales de las cuencas 77
6.3 REPOSICIÓN DE ACEQUIAS 78
6.4 VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE CARRAIXET 78

APENDICE 1. JUSTIFICACIÓN ELEMENTOS DE DRENAJE PRINCIPALES 79

APENDICE 2. ACEQUIAS INTERCEPTADAS ALTERNATIVA BASE 84

APENDICE 3. ACEQUIAS INTERCEPTADAS ALTERNATIVA C 89

APENDICE 4. REPOSICION ACEQUIAS ALTERNATIVA A 95

APENDICE 5. PLANOS 97

1. HIDROGEOLOGÍA

1.1 MARCO HIDROGEOLÓGICO

El proyecto se localiza dentro de la Masa de Agua Subterránea Plana de Valencia Norte (en adelante MASb), a la que corresponde el código de identificación de la Condeferación Hidrográfica del Júcar 081.141, ubicada en la zona central costera de la demarcación hidrográfica del Júcar. Presenta una superficie total de 385,57 km^2.

En el ámbito geográfico definido por los límites de esta MASb la cota máxima es de 189 msnm y la mínima se corresponde con el nivel del mar. La cota media es de 33 msnm. Los principales cauces presentes corresponden con el río Turia o Guadalaviar, aguas abajo de Manises; la rambla del Poyo o de Torrente, desde Loriguilla hasta desembocar en el lago de l'Albufera, que recibe por su margen derecha las aportaciones del barranco Fuentecica y del barranco Cortitxe; el barranco Carraixet, aguas abajo de Moncada; y el barranco Niñerola o de Picas, en el borde meridional de la MASb. Todos estos cauces se adscriben al sistema de explotación Turia.

Masa de Agua Subterránea Plana de Valencia Norte (081.141)

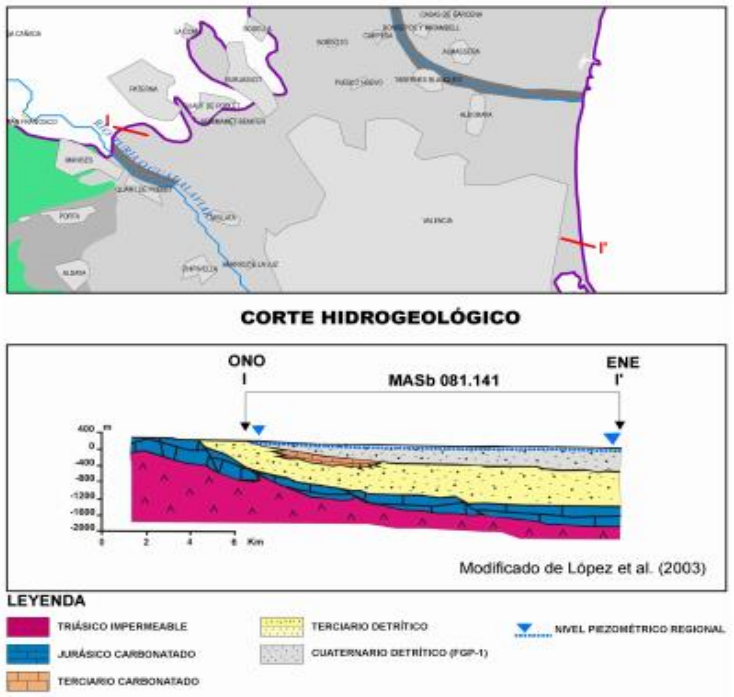
Según la denominación del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), ésta masa de agua se correspondería con la Unidad Hidrogeológica (UH) 08.25. Esta unidad pertenece al Sistema Acuífero nº 51 "Plana de Valencia" del IGME, que tiene una extensión mayor, de unos 1200 km^2, y se sitúa en la zona litoral de la provincia de Valencia, entre Puzol y Cullera. Se extiende desde Puzol por el norte, hasta el valle del Jaraco por el Sur; al Este limita por el Mar mediterráneo y al Oeste con la zona de Buñol-Cheste y los macizos calcáreos de Caroche y de la sierra Perenchiza. En su interior incluye unas 60.000 ha de regadíos tradicionales de los ríos Júcar y Turia.

Esta plana se originó por el relleno progresivo de una depresión tectónica con materiales detríticos continentales aportados por los relieves mesozoicos circundantes y sedimentos marinos someros y de transición marina-continental, durante el Terciario y el Cuaternario.

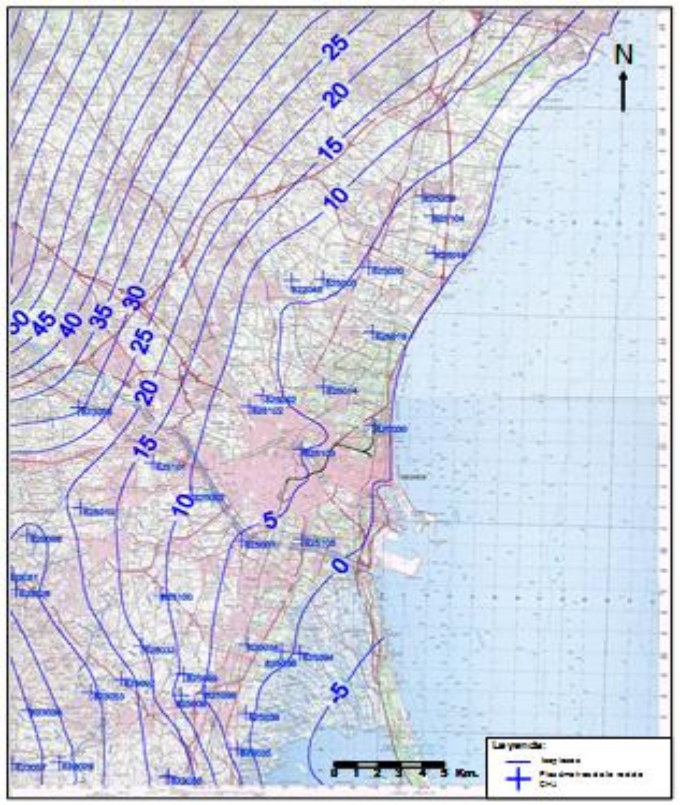
El espesor total medio de los depósitos en el acuífero Plana de Valencia es, según la bibliografía, de unos 100 metros, llegando localmente a alcanzar los 200 metros.

El sistema acuífero de la Plana de Valencia está compuesto de una serie de niveles detríticos areniscosos y calcáreos, intercalados en niveles más arcillosos, y forma un conjunto complejo en detalle. A efectos de identificación y estudio, los diferentes niveles se agrupan a veces en dos conjuntos principales hidráulicamente conectados entre sÍ: el superior, integrado por materiales detríticos cuaternarios (gravas, arenas, limos y arcillas) y calizas (pontienses) y el inferior, constituido por materiales de naturaleza presumiblemente calcarenítica, areniscosa y de calizas bioclásticas, entre las que se intercalan paquetes de margas de potencia reducida. El sustrato de este conjunto acuífero está formado por rocas carbonatadas del Mioceno y del Mesozoico.

En las figuras inferiores se esquematiza el funcionamiento hidráulico del sistema, así como unas secciones esquemáticas del mismo. En la primera se representa los niveles piezométricos, que corresponden a una piezometría promedio común para los dos niveles.



En la segunda figura, se refleja la superficie piezométrica en base a piezómetros de la red de control de la Confederación Hidrográfica del Júcar, que desciende en general, desde valores de 40 m en el borde occidental hasta 0 m en la costa. En la zona en la cual se desarrolla el proyecto la cota del nivel piezométrico es del orden de 1 a 5 msnm.



Las fluctuaciones de nivel oscilan en el entorno de 0,5 a 1 m para las zonas coincidentes con el proyecto.

El sistema acuífero de la Plana de Valencia corresponde a un acuífero multicapa, en el que los tramos permeables se pueden agrupar en un tramo superior constituido por una alternancia de materiales detríticos cuaternarios, intercalados en una formación eminentemente limo-arcillosa y en un tramo inferior formado por calizas lacustres del Mioceno terminal, intercaladas con una formación predominantemente margo-arcillosa que actúa como sustrato impermeable del nivel acuífero superior, con potencias de hasta 600 metros. Bajo estos materiales se encuentran las calizas y margas del Cretácico superior, en general a gran profundidad, pero aflorantes junto al borde occidental de esta MASb (IGME 1988).

Según ITGE (1989), la base del acuífero se conoce poco, y puede estar formada por margas y yesos triásicos de la facies Keuper, o por margas terciarias del Oligoceno.

Según DGA (2005) el nivel superior puede alcanzar espesores máximos de 200 metros, y el inferior de hasta 600 metros.

1.2 FUNCIONAMIENTO HIDROGEOLÓGICO

ZONAS DE RECARGA DEL SISTEMA

La recarga del sistema acuífero de la Plana de Valencia (que incluye las UHG 08.25 Plana de Valencia Norte y 08.26 Plana de Valencia Sur) implica unos recursos importantes. Los modelos matemáticos realizados en 1983 indican que ésta es del orden de 770 hm^3/año, equivalentes a unos 640 mm/año. Aunque debe tenerse en cuenta que unos 400 hm^3/año (164 hm^3/año para UHG 08.25) corresponden a la infiltración del agua superficial empleada para riego (acequia Real del Júcar y Acequias del Turia).

Los recursos de entradas de la UHG 8.25, Plana de Valencia Norte, indicados en el balance global del documento de Síntesis del Estudio de utilización conjunta de los recursos hídricos superficiales y subterráneos de la cuencas media y baja de los ríos Júcar y Turia, elaborado por la Confederación Hidrográfica del Júcar en 2003, indicaba unos recursos totales de entrada de 168 hm^3.

Las entradas al sistema de la Plana de Valencia Norte se producen por los siguientes conceptos:

- Recarga por infiltración directa de lluvia
- Retornos de riegos (también hay que incluir pérdidas en la red de

distribución del área metropolitana de Valencia)

Recarga lateral desde las unidades del acuífero mesozoico septentrional valenciano.

De los recursos totales, 91 hm^3, es decir más de la mitad, corresponden a retornos de riegos. El resto de la recarga proviene de forma subterránea de los sistemas acuíferos colindantes (44,5 hm^3) y a la infiltración de lluvia (32 hm^3).

PLANA DE VALENCIA NORTE			
ENTRADAS (Hm^3/año)	Recarga Lluvia	32.05	
	Retornos	91.90	
	Recarga lateral	44.50	
	Total		168.45
SALIDAS (Hm^3/año)	Bombeos	60.74	
	Descarga a Cauces	55.00	
	Salidas al mar	46.71	
	Descarga lateral	6.00	
	Total		168.45
BALANCE			0.00

La recarga por infiltración directa de lluvia se produce en una gran parte de la superficie de la Plana de Valencia aunque, como se mencionó anteriormente, existe una unidad de baja permeabilidad superior que recubre gran parte de la Plana y que limita la infiltración de agua en el acuífero.

SALIDAS Y DESCARGA DEL SISTEMA

Las zonas de descarga del acuífero de la Plana de Valencia se producen hacia el mar y a unidades de depósitos de la zona de costa y hacia La Albufera, que en los alrededores de ésta, desde Sollana hasta Sueca, presentan un gran número de fuentes que provienen de la descarga del acuífero. La descarga a La Albufera y al mar ,cuantificada para la Plana de Valencia Norte, son del orden de 110 hm^3 (IGME, 1989) a unos 170 hm^3, según estudios posteriores de aportaciones a La Albufera (CHJ, 2003 y 2004). La línea de costa actúa como borde de nivel constante de cota igual a 0.

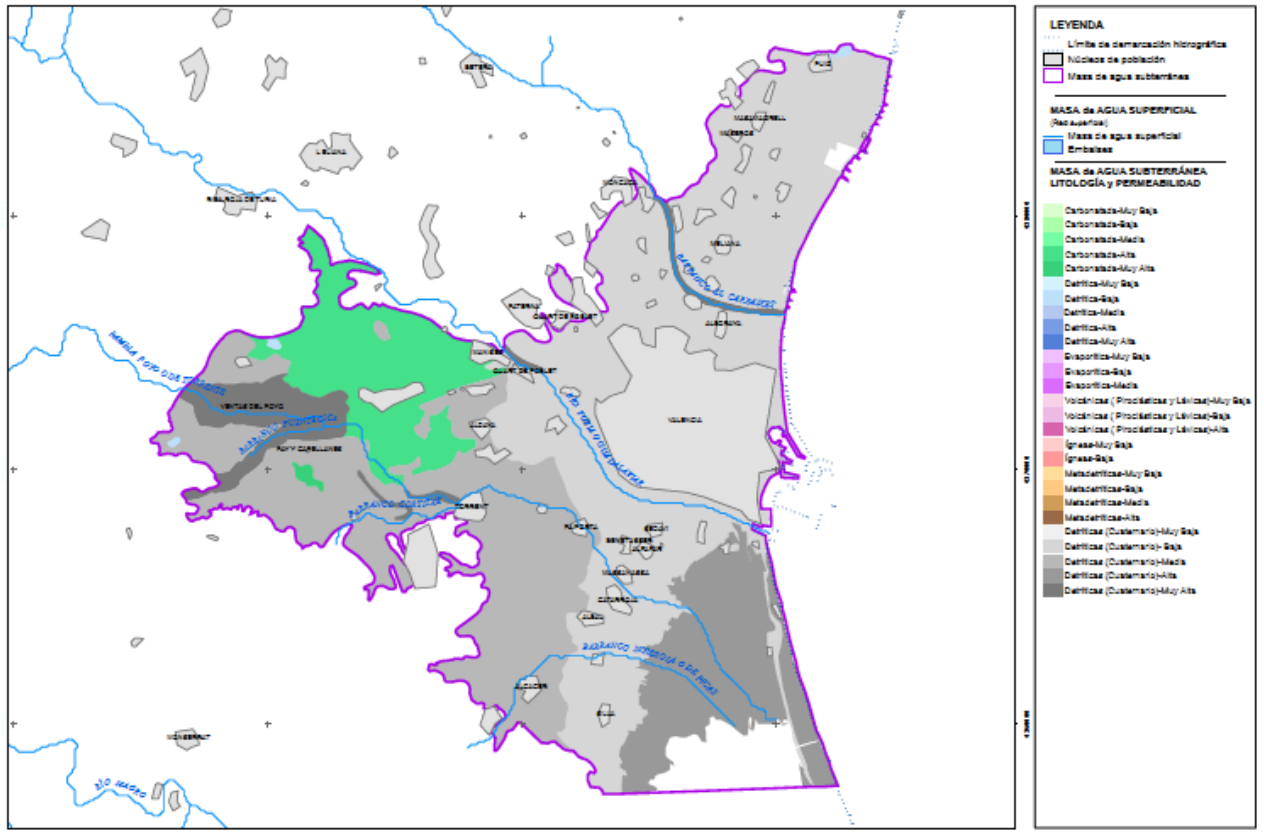
Otras descargas del sistema se producen a través del tramo inferior del antiguo cauce del río Turia, desde la zona del Oceanografic hacia su desembocadura, y del tramo más bajo del nuevo cauce del Turia, que funcionan como drenes.

1.3 UNIDADES GEOLÓGICO - HIDROGEOLOGICAS

La zona de proyecto se desarrolla sobre materiales de edad cuaternaria y naturaleza detrítica que ocupan la llanura litoral de Valencia.

Litológicamente son de naturaleza granular; predominando los términos finos (arcillas y limos), frente a los gruesos (gravas y arenas). La estructura general se define como un nivel de arcillas y limos con contenidos variables de arena fina, normalmente formando lentejones, en el que aparecen intercalados niveles discontinuos de gravas y arenas de forma canalizada.

La naturaleza de estos medios sedimentarios da lugar a una heterogeneidad extrema en el medio, con frecuentes cambios laterales de facies entre litologías, así como bruscas variaciones de potencia.



De los datos obtenidos en estudios anteriores, tales como el Proyecto Constructivo: “Red Arterial Ferroviaria de Valencia. Nuevo eje pasante”, realizado por SENER (2011), y a partir de los reconocimientos previos, se identifica una alternancia de 2 grupos de unidades constituidos por arcillas-limos y por gravas-arenas, con intercalaciones de arenas arcillosas y limos arenosos, confirmándose los estudios del IGME anteriormente mencionados.

Los Depósitos Aluviales están constituidos por niveles de arcillas que intercalan con pequeños niveles lenticulares de limos y arenas arcillosas, y por niveles de gravas y arenas con intercalaciones de arena limosa y arcillosa. Al comienzo del tramo se identifican hasta cuatro niveles de arcillas, hidrogeológicamente impermeables, que se alternan con niveles detríticos gruesos.

Los niveles geológicos de la Unidad Hidrogeológica Plana de Valencia Norte aumentan su espesor hacia el Norte, por lo que en el ámbito del proyecto actual los niveles interceptados por la obra y los sondeos presentan un mayor espesor que en la zona Sur, y por tanto no todos los niveles están presentes. Descripción de los niveles:

- **Niveles de arcillas con niveles lenticulares de limos y arenas arcillosas.**

Este nivel hidrogeológico es un nivel continuo de arcillas y arcillas limosas, con presencia de pequeños lentejones de naturaleza más arenosa. Esta unidad se presenta hasta en cuatro ocasiones según se profundiza en la vertical, separados por los niveles de gravas. El espesor del primer nivel de arcillas (el más superficial) es de 4 a 15 m, pudiendo llegar localmente a espesores de 21 m. Tienen una permeabilidad del orden de 10^{-5} cm/s.

El espesor del segundo nivel de arcillas varía entre 2 y 30 m. Tienen una permeabilidad del orden de 10^{-3} cm/s, debido principalmente a la presencia de lentejones de arenas.

El tercer nivel, al igual que los dos niveles cohesivos superiores, constituye un nivel de baja permeabilidad de composición arcillosa, arcillo-limosa con algún nódulo carbonatado y lentejones de arenas arcillosas y escasa continuidad lateral. Presenta un rango de variación de espesor de 3 a 15 m. La permeabilidad media de esta unidad es muy baja, del orden de10^{-5} cm/s.

Desde el punto de vista hidrogeológico, todos ellos están constituidos por materiales de baja permeabilidad y, por tanto, limitan la infiltración de la escorrentía superficial.

- **Niveles de gravas.**

Corresponde a niveles de gravas, y gravas con arenas, entre las que se intercalan zonas con arcillas y limos de escasa potencia y continuidad lateral.

Se localizan entre los niveles impermeable de arcillas y presenta espesores comprendidos entre 3 y 23 m, para el primer nivel de gravas, correspondiendo los menores espesores a las posiciones meridionales, mientras que las mayores potencias se detectan hacia el Norte. La permeabilidad media de estas unidad oscila entre 10^{-1} cm/s y 10^{-2} cm/s

Desde el punto de vista hidrogeológico, están constituidos por materiales de una permeabilidad muy alta y, por tanto, constituyen un importante nivel acuífero.

1.4 COMPOSICIÓN Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

Por lo que se refiere a su composición, las aguas subterráneas de la Plana de Valencia, son en su mayor parte pertenecientes a facies bicarbonatada o sulfatada cálcico-magnésica. Son aguas de concentración salina media, cuya calidad empeora de oeste a este, en el sentido del flujo subterráneo.

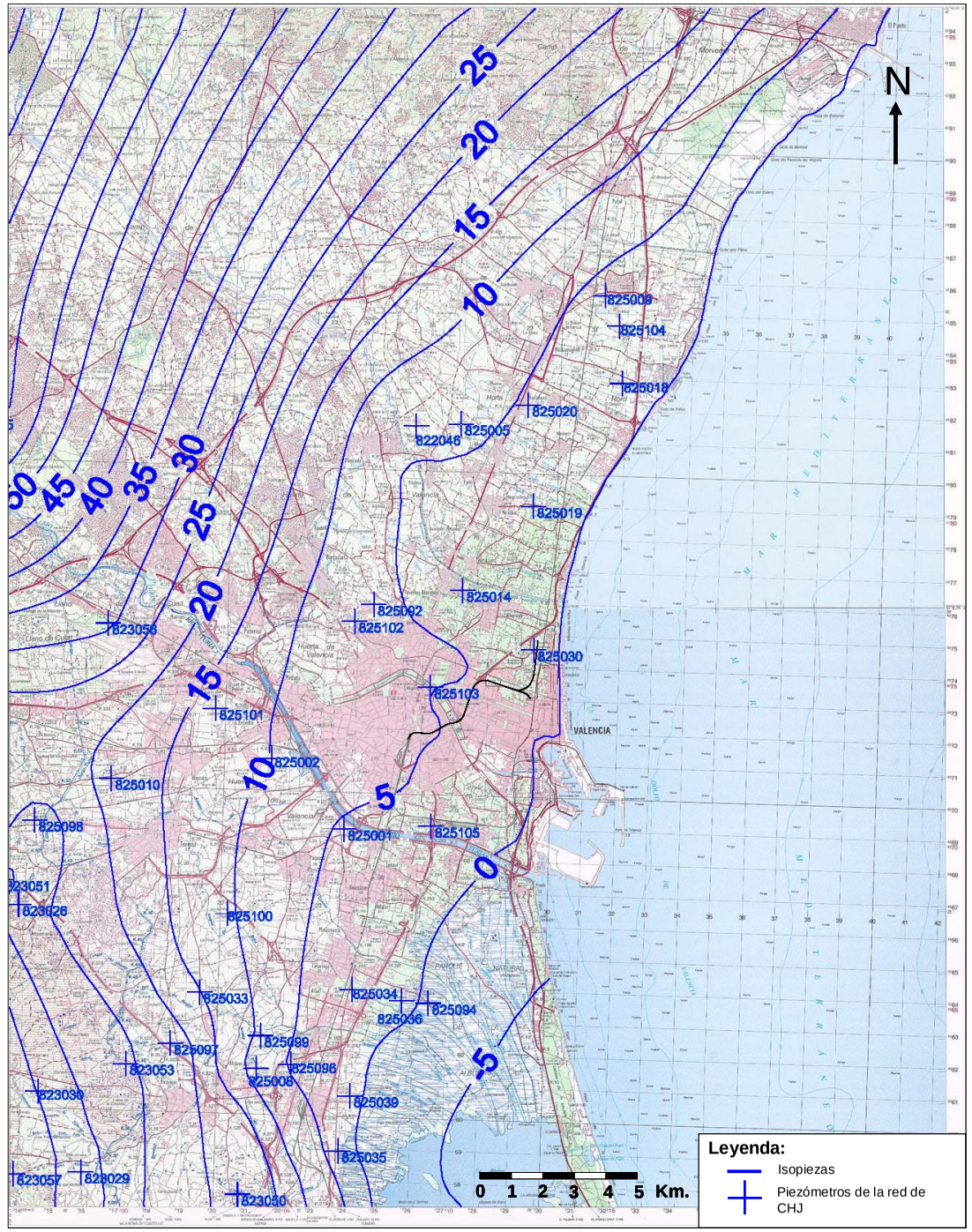
En cuanto a su calidad, se encuentran afectadas por sulfatos y nitratos, especialmente en las zonas de recarga por retorno de riegos con aguas de los ríos Júcar y Turia, de bajo contenido salino, pero de alta concentración de sulfatos y

nitratos procedentes del abonado, también se detecta la presencia de productos fitosanitarios (Las Aguas Subterráneas en España. Estudio de síntesis. IGME, 1989).

1.5 SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA Y FLUJO

El flujo general en el acuífero de la Plana de Valencia tiene sentido hacia el mar y hacia la Albufera, es decir, en sentido Oeste a Este. Sin embargo, se observa que tiende a concentrarse hacia la vaguada de la superficie piezométrica coincidente con el curso del río Turia hasta Manises. Aguas abajo, se mantiene la depresión piezométrica en el tramo bajo el antiguo cauce del Turia, en el casco antiguo de Valencia.

En el proyecto constructivo de 2011, se realizó a partir de los datos de la Red Piezométrica del Júcar, que aporta un mayor grado de precisión al localizarse en el entorno más próximo a la zona de estudio.



Piezometría general de la zona de estudio y Red Piezométrica CHJ. (SENER 2011)

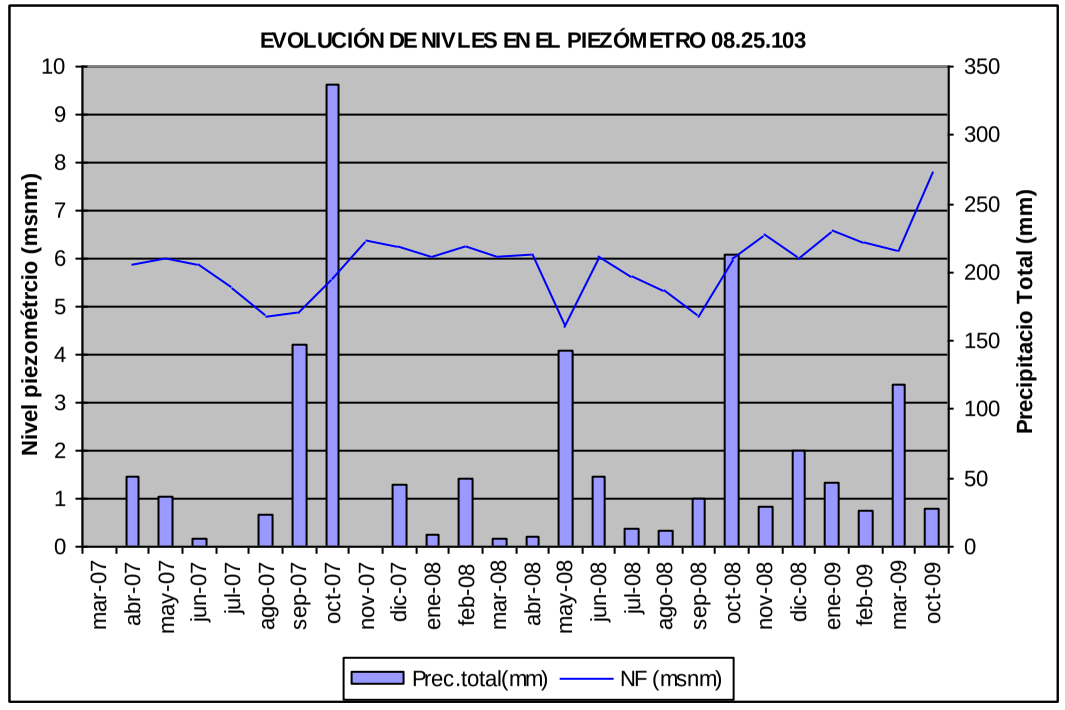
Se trata de una piezometría general de la zona, sin diferenciar entre los dos principales niveles piezométricos asociados a los tramos más permeables descritos anteriormente.

1.6 OSCILACIONES PIEZOMÉTRICAS

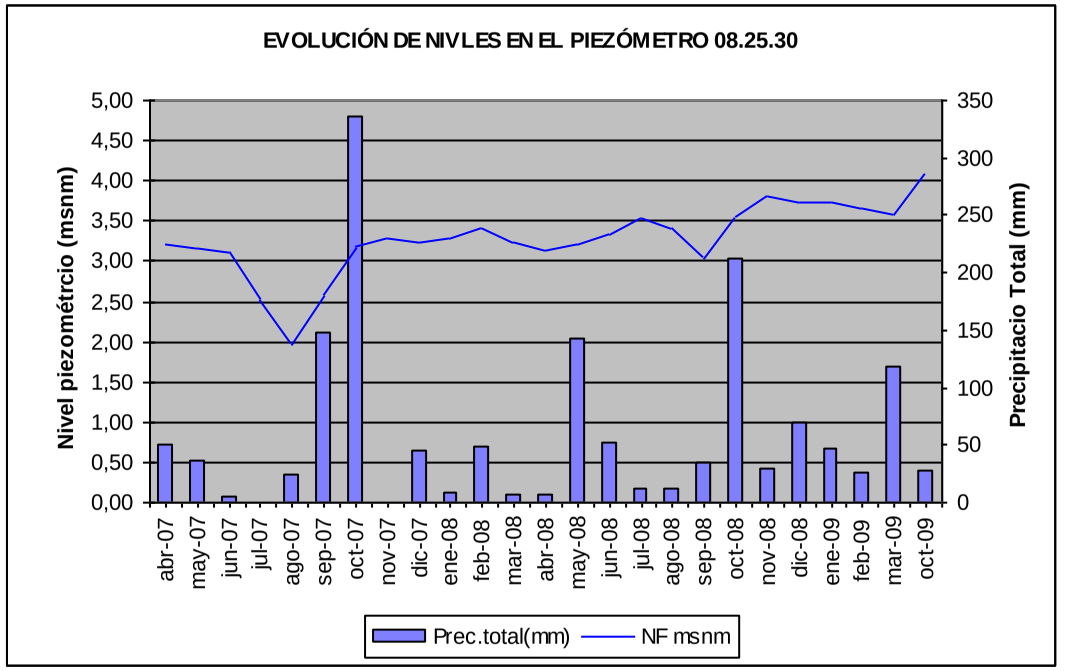
En el ámbito de la zona de estudio existen 15 piezómetros de la red piezométrica perteneciente a la Confederación Hidrográfica del Júcar (ver localización en la imagen anterior).

Los piezómetros más cercanos a la zona de proyecto, de los que se dispone de datos de evolución de niveles, son el piezómetro 08.25.030, situado en la Malvarrosa, el 08.25.014 en el municipio de Alboraya, con coordenadas X: 729529, Y: 4374644, y el piezómetro 08.25.103, con coordenadas X: 726346, Y: 4373490.

En los siguientes gráficos se muestran los niveles desde marzo de 2007 hasta octubre de 2009 de estos piezómetros y las precipitaciones mensuales registradas en ese periodo en la ciudad de Valencia:



Evolución de niveles del piezómetro 08.25.103 y precipitación total mensual en la estación meteorológica de AEMET 8416 Valencia



Evolución de niveles del piezómetro 08.25.030 y precipitación total mensual registrada en la estación meteorológica de AEMET 841 Valencia.

El piezómetro 08.25.103 tiene un nivel freático medio de 5,83 msnm, cuyo intervalo de oscilación está comprendido entre 6,5 msnm. y 4,5 msnm, siendo la oscilación máxima registrada para dicho periodo de 2 m.

El piezómetro 08.25.030 presenta un nivel freático medio de 3,28 msnm, y un rango de oscilación de comprendido entre 3,5 m y 1,96 msnm, la oscilación máxima registrada es de 1,5 m.

1.7 ASPECTOS HIDROGEOLOGICOS DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS

A nivel del estudio informativo, no existen grandes diferencias hidrogeológicas entre la alternativa Base y la alternativa C. Ambas alternativas discurren por el mismo acuífero, siendo pequeñas las diferencias hidrogeológicas asociadas: profundidades del nivel freático algo mayores en la alternativa C, menores concentraciones en cloruros en la composición de las aguas en la alternativa C, mayor influencia mareal en las oscilaciones dele nivel freático en la alternativa Base, y menor riesgo de captar agua de mar en los bombeos de drenaje durante la ejecución de las obras de la alternativa C, son algunas de las diferencias hidrogeológicas entre ambas.

1.7.1 Alternativa Base

Los materiales hidrogeológicos están constituidos por niveles de arcillas que intercalan con pequeños niveles lenticulares de limos y arenas arcillosas, y por niveles de gravas y arenas con intercalaciones de arena limosa y arcillosa.

El sentido de flujo de las aguas subterráneas es de Oeste a Este.

La profundidad del nivel freático varía entre 0,5 y 5 m, con fluctuaciones de 0,5 a 1 metro, siendo el gradiente medio de 0,001.

La permeabilidad de los niveles de arcillas y limos son del orden de10^{-5} cm/s y de 10^{-3} cm/s en las gravas.

La composición de las aguas se caracteriza por un mayor contenido en cloruros al encontrarse más próxima al mar.

1.7.2 Alternativa C

Igualmente, los materiales hidrogeológicos están constituidos por niveles de arcillas que intercalan con limos y arenas arcillosas, y por niveles de gravas y arenas, pero los espesores aumentan hacia el Norte de la alternativa algo más que en la alternativa base.

La profundidad del nivel freático varía entre 1 y 5 m, con fluctuaciones de 1 metro, aunque en el tramo más interior podrían ser de 2 m. El gradiente medio continúa siendo del orden 0,001, aunque en la zona más próxima al caso urbano de valencia podría ser del orden de 0.002 como consecuencia del drenaje que ejerce el antiguo cauce del río Turia.

La permeabilidad de los niveles de arcillas y limos siguen estimándose en 10^{-5} cm/s y en 10^{-3} cm/s para las gravas.

La composición de las aguas se caracteriza por un contenido ligeramente inferior en cloruros que la alternativa base.

1.7.3 Alternativa A

Materiales hidrogeológicos constituidos por niveles de arcillas que intercalan con limos y arenas arcillosas, y por niveles de gravas y arenas, con espesores que aumentan hacia el Norte de la alternativa algo más que en las otras alternativas.

La profundidad del nivel freático varía entre 3 m y 6 m, con fluctuaciones de 2 metros.

El gradiente medio continúa siendo del orden 0,001, aunque en la zona más próxima al caso urbano de valencia podría ser del orden de 0.002 como consecuencia del drenaje que ejerce el antiguo cauce del río Turia.

La permeabilidad de los niveles de arcillas y limos siguen estimándose en 10^{-5} cm/s y en 10^{-3} cm/s para las gravas.

La composición de las aguas se caracteriza por un contenido inferior en cloruros que las otras alternativas

2. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y DRENAJE

2.1 ANÁLISIS HIDROLOGICO

El presente anejo se desarrolla el estudio hidrológico e hidráulico para el desarrollo de las obras de paso sobre cauces naturales del eje del trazado del Estudio Informativo de la integración de alta velocidad en la ciudad de valencia, Tramo II, para las Alternativas Base , C y A.

Desde el punto de vista hidrológico la zona de estudio se enmarca dentro de las Llanuras Prelitorales Costeras Valencianas, con una morfología típica de llanuras escalonadas con abundantes relieves residuales y cerros. La red hidrográfica existente se incluye en su totalidad en la vertiente mediterránea, estando comprendida en la Cuenca del Río Júcar.

Los cursos de régimen continuo son escasos, destacando únicamente en esta zona el rio Turia, el cual cuenta con dos cauces a su paso por la ciudad de Valencia a partir de Quart de Poblet. El otro cauce importante atravesado por la traza proyectada se corresponde con el Barranco de Carraixet, que desde un punto de vista hidrológico funciona con un régimen de ramblas. Este cauce desagua directamente en el mar.

La red de drenaje natural se encuentra en algunos casos modificada por efecto de las explotaciones agrícolas de regadío de la misma, de forma que sus cauces han sido parcialmente cegados por bancales y el drenaje reorganizado por el sistema de acequias. Dicha circunstancia unida a la construcción de la nueva plataforma ferroviaria paralela a la existente obliga a que, para poder mantener el tráfico ferroviario durante la construcción, sea necesaria la protección mediante losas de hormigón de las acequias. En el caso de que la capacidad de las acequias sea insuficiente para drenar el agua se hincarán tubos de modo que atraviesen tanto la nueva como la actual plataforma ferroviaria.

La infraestructura ferroviaria objeto del proyecto, discurre en túnel bajo zona urbana prolongándose hacia el norte hasta salir a superficie en l'Horta Nord de Valencia.

En la infraestructura soterrada, se han de determinar las aportaciones de pluviales sobre los accesos peatonales, los pozos de ventilación, las rampas de la plataforma ferroviaria, así como los caudales debidos a la infiltración en estaciones, túnel, pozos de ventilación y bombeo y salidas de emergencia.

Para el cálculo de las aportaciones de pluviales se aplican métodos hidrológicos basados en datos de precipitaciones máximas asociadas a diferentes periodos de retorno, y para el cálculo de los caudales de infiltración se utilizan criterios y estimaciones relativas a las características geotécnicas de los terrenos atravesados por la traza.

En el estudio hidrológico para la determinación de los caudales de avenida que sirvan de base para el predimensionamiento de las obras de paso, se ha utilizado el método hidrometeorológico en su versión modificada del que viene recogido en la instrucción de carreteras 5.2.I.C "Drenaje Superficial" a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas para los distintos periodos de retorno obtenidas en la aplicación MAXPLU, del ministerio de Fomento (actualización realizada en el año 1999 del Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular" del año 1997).

2.2 CLIMATOLOGIA

La Comunidad Valenciana pertenece a la región de clima mediterráneo. Este clima, de tipo subtropical, de inviernos moderados y veranos algo calurosos, se caracteriza principalmente por la existencia de un periodo seco durante el verano.

Así, dentro del término genérico de clima mediterráneo, determinados factores, como los desniveles geográficos, la orientación del relieve y de la costa, la presencia del mar Mediterráneo como fuente de humedad y agente termonivelador, la posición de la región en la parte oriental de la península en la vertiente descendente de la meseta y los rebordes montañosos que la encuadran, hacen que sea posible delimitar la zona analizada dentro del sector climático de la Llanura Litoral.

La ciudad de Valencia se encuentra al este peninsular (39º28'48''N, 00º22'52''W), a orillas del Mediterráneo, en la parte oriental del Sistema Ibérico, quedando enmarcada por una serie de alineaciones montañosas formadas por la salida de dicho sistema montañoso al mar en la zona norte de la ciudad; las alineaciones ibéricas de dirección noroeste-sureste al oeste de la ciudad y las Cordilleras Béticas de alineación suroeste-nordeste por el sur.

La cercanía al mar Mediterráneo y los factores orográficos justifican muchos de los elementos climáticos de la ciudad como, por ejemplo, la importancia de los vientos locales, los fenómenos de lluvias intensas, las subidas de temperaturas, etc.

Las variables climáticas más representativas del municipio se han obtenido a partir de los datos existentes en los observatorios de Valencia (Viveros) y (Aeropuerto Manises). Dichas estaciones se han seleccionado por proximidad a la zona de estudio, por ser estaciones de primer orden, así como por la cantidad de años de registro.

El clima de la ciudad de Valencia se clasifica como mediterráneo semiárido, caracterizándose por inviernos suaves, veranos calurosos y déficit hídrico en el suelo a finales de primavera.

2.3 ESTUDIO PRECIPITACIONES

Para el dimensionado de las obras se ha procedido a determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para los distintos períodos de retorno mediante dos procedimientos diferentes:

- Mediante la publicación: "Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular" (1997), editadas por el Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras con la colaboración del Centro de Estudios Hidrográficos del C.E.D.E.X. El valor a adoptar de precipitación máxima anual en 24 horas asociada a un periodo de retorno corresponderá con el máximo valor de las isolíneas de precipitaciones máximas en 24 horas previsibles en un día, dentro del área de influencia de las obras proyectadas.
- Mediante el ajuste de las funciones de distribución GUMBEL y SQRT-ET-max a las series anuales de precipitación máxima diaria en 24 horas. Las estaciones meteorológicas han sido seleccionadas conforme a criterios de proximidad a la zona de estudio, por ser estaciones de primer orden, así como por la cantidad de años de registro.

CÓDIGO	ESTACIÓN	LONGITUD	LATITUD	ALTITUD	PROVINCIA	PERIODO	Nº SERIES ANUALES COMPLETAS
8416	VALENCIA (VIVEROS)	21592	392850	11	VALENCIA	1938/2008	69
8414-A	VALENCIA (AEROPUERTO MANISES)	28162	392922	57	VALENCIA	1966/2008	42

Los datos pluviométricos existentes en cada una de las estaciones han sido facilitados por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET).

2.3.1 Análisis de los datos de precipitaciones.

El valor de precipitación máxima diaria a adoptar en los cálculos se estima a partir del ajuste de una función de distribución a la serie de precipitaciones de las estaciones meteorológicas seleccionadas.

Las series de registros no son siempre completas y se ha de realizar un análisis previo de los datos de cada una de las estaciones. Dicho análisis consiste en determinar el número de meses con carencia de registro y validar el máximo valor disponible con arreglo al criterio que se expresa a continuación.

Se estima que un determinado dato ocupa un valor destacado en la serie, y por tanto no es despreciable, aunque el registro anual esté incompleto según el número de meses que falten en el año considerado y de la magnitud del propio dato. La magnitud de dicho dato se cuantifica como un porcentaje del valor máximo de la serie completa de registros anuales. El criterio adoptado ha sido el siguiente:

Nº FALLOS	%VALOR MÁXIMO
1	80%
2	90%
3	95%
>3	100%

Lo que quiere decir que, si en un año faltan dos meses, y el valor máximo del año es superior al 90 % del valor máximo de la serie completa, el año se considera válido.

El objetivo final del criterio anterior es, por un lado, no despreciar valores importantes de precipitación por el hecho de que un año dado presente registros en blanco, especialmente si éstos tienen lugar en estiaje y, por otro lado, evitar la utilización de un dato como valor máximo anual cuando la carencia de ciertos registros puedan invalidarlo, al ser probablemente superado por las precipitaciones no registradas en los meses del mismo año en los que se carece de datos.

Con las series históricas, para cada estación, se realizará un análisis estadístico con ajuste Gumbel y SQRT-max para determinar la lluvia diaria de cada período de retorno.

Ajuste con la distribución de Gumbel.

Las series completas obtenidas se ajustan por medio del método de GUMBEL, a fin de obtener las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

La fórmula analítica de cálculo de la precipitación máxima esperable para un periodo de retorno determinado con la distribución de GUMBEL es la siguiente:

$$x = u - \alpha * \left(\ln\left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right)$$

Donde:

- x es la precipitación máxima diaria en mm
- $u = \bar{x} - 0.577\alpha$
- $\alpha = \frac{\bar{s}_x}{1.2825}$
- $\bar{X}$ es la media aritmética de la muestra
- $\bar{S}_x$ es la desviación típica de la muestra
- T es el periodo de retorno en años

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS (mm)		
PERIODO DE RETORNO (años)	8416 VALENCIA (VIVEROS)	8414-A VALENCIA (AEROPUERTO DE MANISES)
5	113.97	103.21
10	142.84	128.83
25	179.30	161.19
50	206.36	185.20
100	233.21	209.03
500	295.27	264.10

Precipitación máxima diaria obtenida aplicando la distribución de Gumbel para diferentes periodos de retorno y en las estaciones seleccionadas

La distribución de Gumbel infravalora los valores de precipitación asociados a periodos de retorno altos y es muy sensible a la presencia de valores erráticos (outliers) en la serie.

Ajuste con la función de distribución de SQRT-ET-max

La función de distribución SQRT-ET-max responde a la expresión:

$$F(x) = e^{-\kappa\left(1+\sqrt{\alpha x}\right)e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

siendo □ y □ los parámetros de la distribución.

En el ajuste por el método de la máxima verosimilitud, los citados parámetros se determinan, para la serie de datos registrados, maximizando el producto de la función de densidad (derivada de la función de distribución) aplicada a cada uno de los datos registrados de la variable. La esencia del método consiste en determinar los parámetros de la distribución para que la probabilidad de ocurrencia de la serie realmente acaecida sea máxima.

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS (mm)		
PERIODO DE RETORNO (años)	8416 VALENCIA (VIVEROS)	8414-A VALENCIA (AEROPUERTO DE MANISES)
5	104.5	94.38
10	134.34	120.23
25	176.68	156.77
50	211.39	186.64
100	248.59	218.60
500	344.92	301.16

Precipitación máxima diaria obtenida aplicando la distribución SQRT-ET-max para diferentes periodos de retorno y en las estaciones seleccionadas

El modelo SQRT-ET-max es de perfecta aplicación en el este peninsular, teniendo menor sensibilidad a los valores erráticos que la función de Gumbel, siendo su ajuste más aproximado a la realidad mediterránea.

Obtención de la precipitación máxima diaria mediante la publicación "Máximas lluvias en la España Peninsular" (1997)

El estudio de precipitaciones se lleva a cabo a partir del estudio regional de D. Javier Ferrer Polo, "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular", software conocido como MAXPLU, Esta aplicación ajusta la distribución SQRT para el periodo de retorno deseado a partir de las coordenadas del centro de gravedad de las cuencas vertientes interceptadas por la traza del ferrocarril.

Valor que se corrige con los parámetros que tienen en cuenta la no uniformidad espacial y temporal del aguacero, corrección que se realiza basándose en la superficie de cada cuenca y en el tiempo de concentración de la misma.

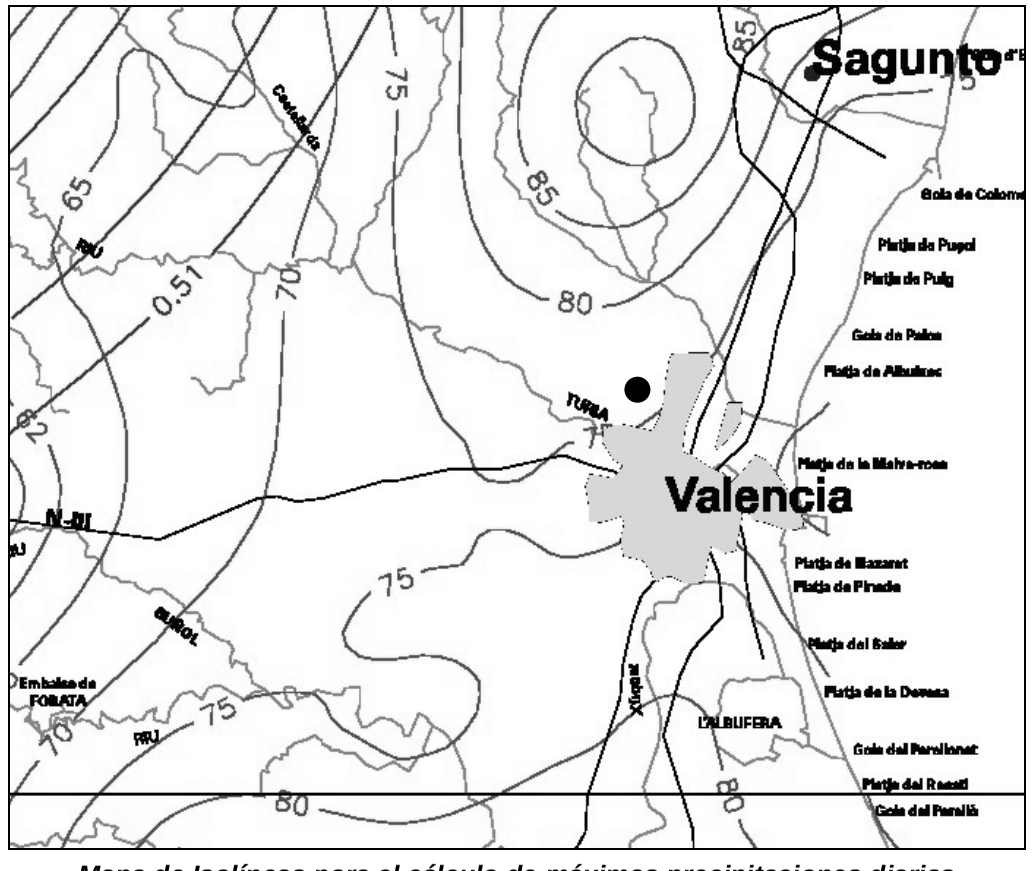
El proceso operativo para la obtención de las precipitaciones máximas diarias es el siguiente:

- Localizar en el plano el punto geográfico deseado.
- Estimar mediante las isolíneas presentadas, el coeficiente de variación Cv y el valor medio P de la máxima precipitación diaria anual.
- Para el período de retorno deseado T y el valor de Cv obtener el factor de amplificación KT mediante el uso de la tabla adjunta.
- Realizar el producto del factor de amplificación KT por el valor medio P obteniéndose la precipitación diaria máxima para el período de retorno deseado T.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN K_T (T, C_V)								
Cv/T	2	5	10	25	50	100	200	500
0.3	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
0.4	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

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN K_T (T, C_V)								
Cv/T	2	5	10	25	50	100	200	500
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
0.5	0,855	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

Cuantiles Y_t de la Ley SQRT-ET



Mapa de Isolíneas para el cálculo de máximas precipitaciones diarias

Entorno a la zona de estudio el valor de la precipitación se sitúa sobre los 75 mm/día.

En la tabla siguiente se recogen las precipitaciones de cálculo de la aplicación MAXPLU para cada cuenca considerada en el presente estudio informativo.

CUENCA	Pm (mm/dia)	Cv	P T500	P T300	P T100
C-01	75	0.51	284.93	211.3	155.1
C-02	75	0.51	322.92	239.28	175.78

2.3.2 Calculo de la intensidad media de precipitación

Para determinar la precipitación máxima con duraciones distintas a la diaria, se utilizan curvas regionales intensidad-duración que permitan su transformación para distintas duraciones.

Se denominan curvas intensidad–duración a aquellas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, para un mismo periodo de retorno. Serán curvas que decrezcan con la longitud del intervalo de tiempo considerado, puesto que se trata de intensidades medias.

Los valores esperados de intensidad media de precipitación correspondientes a lapsos de tiempo inferiores a 24 horas han sido obtenidos a partir de la curva intensidad duración propuesta por Témez (Témez, 1978), la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$It / Id = (I1 / Id)^{\frac{(28^{0,1} - t^{0,1})}{(28^{0,1} - 1)}}$$

Siendo:

It (mm / h): Intensidad media correspondiente al intervalo de duración t deseado.

Id (mm / h): Intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno considerado. Es igual a Pd / 24.

Pd (mm / h): Precipitación total diaria correspondiente a dicho periodo de retorno, que podrá tomarse de los mapas para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular (1997), editadas por el Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras con la colaboración del Centro de Estudios Hidrográficos del C.E.D.E.X.

M = I1 / Id: es un parámetro característico de la zona, el cual representa la relación de la intensidad horaria con la diaria del mismo periodo de retorno. Para la zona que abarca el presente estudio, M toma el valor 11, conforme al mapa de isolíneas – M propuesto por Témez.

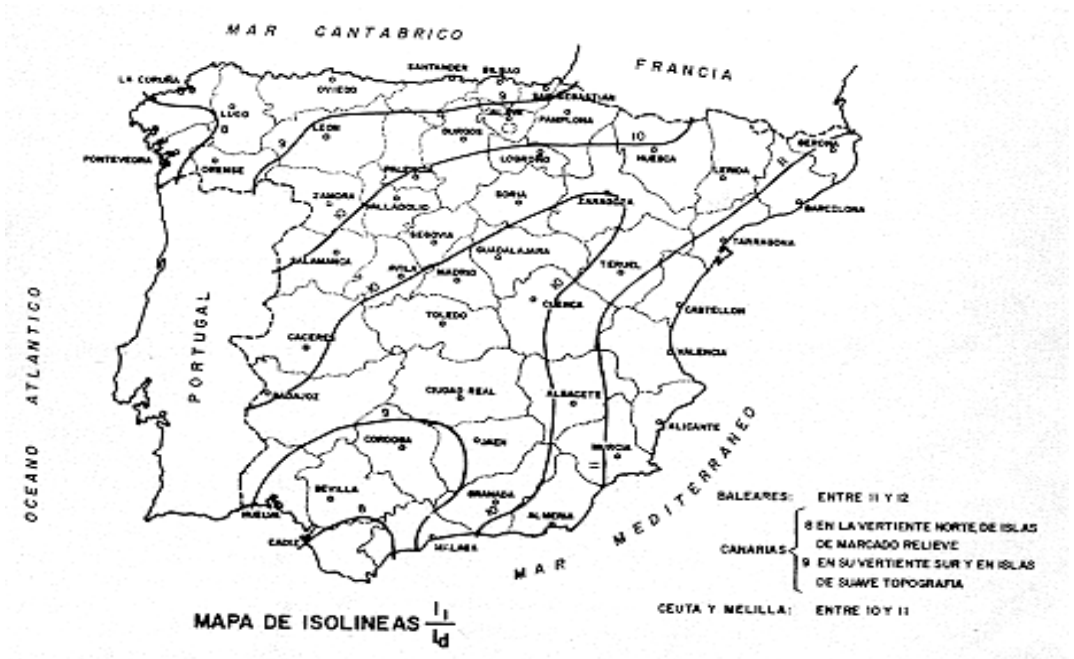


Figura 1. Mapa de Isolíneas propuesto por Témez

t (h: Duración del intervalo al que se refiere It.

3. DRENAJE EN TUNEL

El drenaje de los tramos en túnel deberá ser dimensionado para recoger tres tipos de agua:

- Agua procedente de filtraciones del terreno dependiendo del método constructivo
- Agua procedente del exterior al túnel a través de huecos
- Agua procedente de la Red Contraincendios

Para su recogida se dispondrán de sistemas de recogida laterales o centrales según el caso y se prestará especial atención en los puntos bajos del trazado, donde se acumulará este caudal.

Este agua será evacuada mediante una solución por bombeo, conectando el caudal a la red de alcantarillado de la ciudad.

3.1 ALTERNATIVA BASE

En este punto se incluye la red de drenaje en la plataforma de vía del túnel, la Estación de Aragón y de Universidad, pozos de ventilación, salidas de emergencia y rampa de acceso de vehículos de emergencia ubicada en la Estación de Aragón.

3.1.1 Túnel de línea

En la sección del túnel el sistema de drenaje se compone de una canaleta central de ancho 0.4 m y profundidad variable que seguirá la pendiente de la rasante de vía, siendo la profundidad de 0.3 m, salvo en las proximidades del PBnº3 y PBnº5 en los que se dispone un tramo en contra pendiente como se muestra en el plano 2.4.2.

En el eje de carril y en el perímetro de pantalla se recogen las aguas mediante caz semicircular de diámetro 250 mm. Dichos elementos se conectan con la canaleta central mediante canaletas perpendiculares a la sección con una pendiente del 2 % y un ancho de 0.2 m, cada 50 m.

3.1.2 Estación de Aragón

En el nivel de vestíbulo se recogen las aguas de filtración mediante canaletas perimetrales entre las pantallas y el revestimiento. Estos caudales se conducen al nivel inferior de andenes mediante bajantes de PVC de 125 mm de diámetro.

Los caudales de pluviales recogidos en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación, también se conducen al nivel de andenes mediante bajantes de PVC de 125mm de diámetro.

En la planta de andenes la instalación de drenaje viene condicionado por el espesor de hormigón de vía. Se plantea la necesidad de unificar escorrentías en determinados puntos para no interferir con la instalación de drenaje-recarga y poder mantener una pendiente mínima en las canaletas y colectores.

Se dispondrán canaletas rectangulares de 0.20x0.10 m en los perímetros de pantallas y caces semicirculares de 125 mm de diámetro en el pie de los muretes de andén y en el eje de vías, que conectarán con un colector central situado en el eje central de las vías mediante tubo de PVC de 110 mm de diámetro. Dicho colector central de diámetro 350 mm, transportará los caudales hasta el aljibe.

Para facilitar el mantenimiento de la red, las canaletas de plataforma y el caz central irán cubiertos con una rejilla tipo tramex de acero galvanizado.

En el dimensionado de las canaletas de plataforma de vía, se ha tenido en cuenta el caudal a transportar compatibilizando sus dimensiones y pendiente longitudinal con las exigencias de trazado, infraestructura y superestructura.

Para la estimación de los caudales de desagüe de las bajantes de drenaje de las aguas pluviales, se ha usado la siguiente formulación para flujo en conducciones verticales:

$$Q = 0.000315 \cdot r^{\frac{5}{3}} \cdot D^{\frac{8}{3}}$$

Siendo:

- Q:Caudal (l/s)
- D:Diámetro interior bajante (mm)
- R: 0.29

Para el dimensionamiento de sumideros se ha usado la formulación de sumidero de tipo horizontal, mediante la aplicación de la fórmula de vertedero:

$$Q = \frac{L \cdot H^{3/2}}{60} * k$$

Siendo:

- Q: el caudal de referencia en l/s

- L el perímetro de la rejilla del sumidero en cm
- H la profundidad de la lámina de agua desde el borde inferior de la abertura., con la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15*j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m
- I_0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

3.1.3 Estación de Universidad

En el nivel de vestíbulo se recogen las aguas de filtración mediante canaletas perimetrales entre las pantallas y el revestimiento. Estos caudales se conducen al nivel inferior de andenes mediante bajantes de PVC de 125 mm de diámetro.

Los caudales de pluviales recogidos en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación, también se conducen al nivel de andenes mediante bajantes de PVC de 125mm de diámetro.

En la planta de andenes la instalación de drenaje viene condicionado por el espesor de hormigón de vía. Se plantea la necesidad de unificar escorrentías en determinados puntos para no interferir con la instalación de drenaje-recarga y poder mantener una pendiente mínima en las canaletas y colectores.

Se dispondrán canaletas rectangulares de 0.20x0.10 m en los perímetros de pantallas y caces semicirculares de 125 mm de diámetro en el pie de los muretes de andén y en el eje de vías, que conectarán con un colector central situado en el eje central de las vías mediante tubo de PVC de 110 mm de diámetro. Dicho colector central de diámetro 350 mm, transportará los caudales hasta el aljibe.

Para facilitar el mantenimiento de la red, las canaletas de plataforma y el caz central irán cubiertos con una rejilla tipo tramex de acero galvanizado.

En el dimensionado de las canaletas de plataforma de vía, se ha tenido en cuenta el caudal a transportar compatibilizando sus dimensiones y pendiente longitudinal con las exigencias de trazado, infraestructura y superestructura.

Para la estimación de los caudales de desagüe de las bajantes de drenaje de las aguas pluviales, se ha usado la siguiente formulación para flujo en conducciones verticales:

$$Q = 0.000315 \cdot r^{\frac{5}{3}} \cdot D^{\frac{8}{3}}$$

Siendo:

- Q: Caudal (l/s)
- D: Diámetro interior bajante (mm)
- r: 0.29

Para el dimensionamiento de sumideros se ha usado la formulación de sumidero de tipo horizontal, mediante la aplicación de la fórmula de vertedero:

$$Q = \frac{L \cdot H^{3/2}}{60} * k$$

Siendo:

- Q el caudal de referencia en l/s
- L el perímetro de la rejilla del sumidero en cm
- H la profundidad de la lámina de agua desde el borde inferior de la abertura., con la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15 * j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0{}^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m
- I_0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir, asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

3.1.4 Ramal del Cabanyal

En la sección del túnel entre pantallas del ramal de conexión con el Cabanyal el sistema de drenaje se compone de una canaleta central de ancho 0.4 m y profundidad variable. Seguirá la pendiente de la rasante de vía, siendo la profundidad de 0.3 m en los tramos de pendiente 0.5% y una profundidad de 0.2 m en el tramo de 2.5% de pendiente.

En el eje de carril y en el perímetro de pantalla se recogen las aguas mediante caz semicircular de diámetro 250 mm. Dichos elementos se conectan con la canaleta central mediante canaletas perpendiculares a la sección con una pendiente del 2 % y un ancho de 0.3 m, cada 50 m.

3.1.5 Salto de carnero

3.1.5.1 *Canaleta lateral:*

La canaleta lateral será la encargada de recoger el caudal y conducirlo hasta el aljibe. Se dispondrán embebidos en el hormigón de vía sobre la losa de fondo.

La pendiente de la canaleta es la misma que la rasante de la vía, que para el ramal izquierdo del salto del carnero es de 2.5% y para el ramal derecho es 0.5%.

Se procede a continuación al cálculo de los caudales:

- Caudal de pluviales:

El método que se propone para el cálculo del caudal de diseño de aguas pluviales es el Método Racional,

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{K}$$

Las superficies expuestas a la precipitación serán las correspondientes a la rampa de acceso al túnel:

$A_{rampa\ Eje8}$= 1.1* S = 1.1 · (305*5.6) = 1878.8m^3

$A_{rampa\ Eje\ 7}$= 1.1* S = 1.1 · (320*5.6) = 1971.2m^3

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

Se considera que el área de acceso al túnel es equivalente a una superficie pavimentada y tiene un tipo de superficie impermeable, al cual se les asigna un coeficiente de escorrentía C de 0.95. Por último, K es el coeficiente que toma un valor de 360 si el caudal se expresa en m3/s y el área en Ha.

De este modo tenemos que el caudal de pluviales para el cálculo de la canaleta es:

It (mm/h)	A (ha)	C	K	Q(m3/s)	Q(l/s)	Comentario
308.072	0.188	0.95	360	0.1527	152.74	Canaleta Eje 5
308.072	0.197	0.95	360	0.1603	160.25	Canaleta Eje 4

$Q_{pluviales}$ = 160.25l/s

- Caudal de infiltración:

Q_{inf} = $Q_{tunel\_pantallas}$=0.1818l/s

- Caudal de baldeo:

Se prevé una instalación de baldeo con varios puntos de toma distribuidos por el túnel. Suponiendo que para la limpieza se utilizan dos bocas de riego de forma simultánea, y que cada toma proporciona un caudal de 0.6 l/s, el caudal total, a efectos de cálculo, derivado de la red de baldeo será de 1.2 l/s.

- Caudal de protección contra incendios (PCI):

El caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios en extinción de incendios es de 100 l/s.

Para al cálculo hidráulico de la canaleta, en hipótesis de flujo uniforme, se pueda aplicar la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

Para el dimensionamiento de la canaleta se exigirá que la velocidad máxima, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s. Además, hay que dejar un resguardo de 5 cm con el caudal máximo de cálculo.

Q (m3/s)	B(m)	J	1/n	Y=H (m)	V(m/s)	Caudal
0.2604	0.4	0.50%	71.4285714	0.476	1.37	Pluviales + filtración + PCI
0.0014	0.4	0.50%	71.4285714	0.013	0.27	Filtración + baldeo
0.1000	0.4	0.50%	71.4285714	0.222	1.13	PCI
0.1603	0.4	0.50%	71.4285714	0.320	1.25	Pluviales

Se comprueba que se cumplen todas las condiciones para una canaleta de 0.40x0.55 m.

Así pues, se propone una canaleta de 0.40x0.55 m, siguiendo la pendiente propia de la rasante, permitiéndose con esta sección la conexión con los elementos del drenaje transversales.

3.1.5.2 *Tubo conexión canaleta del salto del Carnero con el túnel principal*

La canaleta lateral del eje derecho del salto del carnero (eje 7) se conecta con la canaleta del túnel principal (eje 1) mediante un tubo embebido en el hormigón de vía, para conducir el agua hasta el aljibe nº6.

Para el dimensionamiento del tubo se exigirá que la velocidad máxima, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s y que la mínima, para garantizar la autolimpieza, no baje de 0.4 m/s. Además de procurar que el nivel de llenado (entendido como el cociente entre el calado y el diámetro interior de la tubería) no supere, en ningún caso, el 75.0%.

La pendiente del tubo se obtiene de la diferencia entre los ejes en los puntos de conexión, resultando ser de 2%. A continuación se justifican el diámetro del tubo:

Q (m3/s)	Pend	n	Ø interior	Θ (rad)	v (m/s)	Y (m)	Y/D	Caudal
0.160	0.02	0.01	0.315	1.920	2.881	0.211	67.13%	Pluviales

Para un diámetro 350 mm se cumplen todas las condiciones.

3.1.5.3 *Acometida de los pozos de bombeo a la red de saneamiento.*

Se diseña una arqueta de descarga de dimensiones interiores 5.00 x 3.00 x 1.80m del pozo de bombeo Nº 7 - P.K. 5+720, situada en superficie junto a las pantallas del túnel. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado a la acequia de Vera

Para el dimensionamiento de los colectores se exigirá que la velocidad máxima en los mismos, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s y que la mínima, para garantizar la autolimpieza, no baje de 0.4 m/s. Además de procurar que el nivel de llenado (entendido como el cociente entre el calado y el diámetro interior de la tubería) no supere, en ningún caso, el 75.0%.

A continuación se justifican el diámetro de la acometida de la arqueta de descarga a la acequia de Vera, para una pendiente mínima de 0.5%:

Q (m3/s)	Pend	n	Ø interior	Θ (rad)	v (m/s)	Y (m)	Y/D	Caudal
0.089	0.005	0.01	0.433	1.418	1.491	0.184	42.41%	Pluviales + filtración
0.001	0.005	0.01	0.433	0.472	0.438	0.024	5.48%	Filtración + baldeo

Para un colector PEAD Ø500 de diámetro interior 433 mm se cumplen todas las condiciones.

3.2 ALTERNATIVA C

En este punto se incluye la red de drenaje en la plataforma de vía del túnel, la Estación de Aragón, pozos de ventilación, salidas de emergencia y rampa de acceso de vehículos de emergencia ubicada en la Estación de Aragón.

3.2.1 Túnel de línea

En la sección del túnel el sistema de drenaje se compone de una canaleta central de ancho 0.4 m y profundidad variable que seguirá la pendiente de la rasante de vía, siendo la profundidad de 0.3 m.

En el eje de carril y en el perímetro de pantalla se recogen las aguas mediante caz semicircular de diámetro 250 mm. Dichos elementos se conectan con la canaleta central mediante canaletas perpendiculares a la sección con una pendiente del 2 % y un ancho de 0.3 m, cada 50 m.

3.2.2 Estación de Aragón

En el nivel de vestíbulo se recogen las aguas de filtración mediante canaletas perimetrales entre las pantallas y el revestimiento. Estos caudales se conducen al nivel inferior de andenes mediante bajantes de PVC de 125 mm de diámetro.

Los caudales de pluviales recogidos en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación, también se conducen al nivel de andenes mediante bajantes de PVC de 125mm de diámetro.

En la planta de andenes la instalación de drenaje viene condicionado por el espesor de hormigón de vía. Se plantea la necesidad de unificar escorrentías en determinados puntos para no interferir con la instalación de drenaje-recarga y poder mantener una pendiente mínima en las canaletas y colectores.

Se dispondrán canaletas rectangulares de 0.20x0.10 m en los perímetros de pantallas y caces semicirculares de 125 mm de diámetro en el pie de los muretes de andén y en el eje de vías, que conectarán con un colector central situado en el eje central de las vías mediante tubo de PVC de 110 mm de diámetro. Dicho colector central de diámetro 350 mm, transportará los caudales hasta el aljibe.

Para facilitar el mantenimiento de la red, las canaletas de plataforma y el caz central irán cubiertos con una rejilla tipo tramex de acero galvanizado.

En el dimensionado de las canaletas de plataforma de vía, se ha tenido en cuenta el caudal a transportar compatibilizando sus dimensiones y pendiente longitudinal con las exigencias de trazado, infraestructura y superestructura.

Para la estimación de los caudales de desagüe de las bajantes de drenaje de las aguas pluviales, se ha usado la siguiente formulación para flujo en conducciones verticales:

$$Q = 0.000315 \cdot r^{\frac{5}{3}} \cdot D^{\frac{8}{3}}$$

Siendo:

- Q: Caudal (l/s)
- D: Diámetro interior bajante (mm)
- r: 0.29

Para el dimensionamiento de sumideros se ha usado la formulación de sumidero de tipo horizontal, mediante la aplicación de la fórmula de vertedero:

$$Q = \frac{L \cdot H^{3/2}}{60} * k$$

Siendo:

- Q el caudal de referencia en l/s

- L el perímetro de la rejilla del sumidero en cm
- H la profundidad de la lámina de agua desde el borde inferior de la abertura., con la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15*j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m
- I0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

3.2.3 Conexión Sur Mediterráneo Ejes 52, 53

3.2.3.1 *Canaleta lateral*

La canaleta lateral será la encargada de recoger el caudal y conducirlo hasta el aljibe. Se dispondrán embebidos en el hormigón de vía sobre la losa de fondo.

La pendiente de la canaleta es la misma que la rasante de la vía, de 2.5% .

Se procede a continuación al cálculo de los caudales:

- Caudal de pluviales:

El método que se propone para el cálculo del caudal de diseño de aguas pluviales es el Método Racional:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{K}$$

Las superficies expuestas a la precipitación serán las correspondientes a la rampa de acceso al túnel:

$A_{rampa\ Eje52}$= 1.1* S = 1.1 · (254*5.58) = 1503.81 m^2

$A_{rampa\ Eje\ 53}$= 1.1* S = 1.1 · (282*5.58) = 1730.91 m^2

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

Se considera que el área de acceso al túnel es equivalente a una superficie pavimentada y tiene un tipo de superficie impermeable, al cual se les asigna un

coeficiente de escorrentía C de 0.95. Por último, K es el coeficiente que toma un valor de 360 si el caudal se expresa en m3/s y el área en Ha.

De este modo tenemos que el caudal de pluviales para el cálculo de la canaleta es:

It (mm/h)	A (ha)	C	K	Q(m3/s)	Q(l/s)	Comentario
308.072	0.15	0.95	360	0.12	120	Canaleta Eje 52
308.072	0.17	0.95	360	0.14	140	Canaleta Eje 53

$Q_{pluviales}$ = 140 l/s

- Caudal de infiltración:

$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas}$=0.274l/s

- Caudal de baldeo:

Se prevé una instalación de baldeo con varios puntos de toma distribuidos por el túnel. Suponiendo que para la limpieza se utilizan dos bocas de riego de forma simultánea, y que cada toma proporciona un caudal de 0.6 l/s, el caudal total, a efectos de cálculo, derivado de la red de baldeo será de 1.2 l/s.

- Caudal de protección contra incendios (PCI):

El caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios en extinción de incendios es de 100 l/s.

Para el dimensionamiento de la canaleta se exigirá que la velocidad máxima, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s. Además, hay que dejar un resguardo de 5 cm con el caudal máximo de cálculo.

Q (m3/s)	B(m)	J	1/n	Y=H (m)	V(m/s)	Caudal
0.141	0.4	0.50 %	71.4285714	0.28	1.20	Pluviales + filtración + PCI
0.001	0.4	0.50 %	71.4285714	0.013	0.27	Filtración + baldeo
0.1000	0.4	0.50 %	71.4285714	0.22	1.12	PCI
0.14	0.4	0.50 %	71.4285714	0.28	1.20	Pluviales

Para al cálculo hidráulico de la canaleta, en hipótesis de flujo uniforme, se pueda aplicar la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

Se comprueba que se cumplen todas las condiciones para una canaleta de 0.40x0.55 m.

Así pues se propone una canaleta de 0.40x0.35 m, siguiendo la pendiente propia de la rasante, permitiéndose con esta sección la conexión con los elementos del drenaje transversales.

3.2.4 Conexión Norte Mediterráneo. Eje 54

3.2.4.1 *Canaleta lateral*

La canaleta lateral será la encargada de recoger el caudal y conducirlo hasta el aljibe. Se dispondrán embebidos en el hormigón de vía sobre la losa de fondo.

La pendiente de la canaleta es la misma que la rasante de la vía, de 2.5%.

Se procede a continuación al cálculo de los caudales:

Caudal de pluviales:

El método que se propone para el cálculo del caudal de diseño de aguas pluviales es el Método Racional:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{K}$$

Las superficies expuestas a la precipitación serán las correspondientes a la rampa de acceso al túnel:

$$A_{rampa\ Eje54} = 1.1 * S = 1.1 \cdot (348*5.6) = 1948.8\ m^2$$

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

Se considera que el área de acceso al túnel es equivalente a una superficie pavimentada y tiene un tipo de superficie impermeable, al cual se les asigna un coeficiente de escorrentía C de 0.95. Por último K es el coeficiente que toma un valor de 360 si el caudal se expresa en m3/s y el área en Ha.

De este modo tenemos que el caudal de pluviales para el cálculo de la canaleta es:

It (mm/h)	A (ha)	C	K	Q(m3/s)	Q(l/s)	Comentario
308.072	0.19	0.95	360	0.15	150	Canaleta Eje 54

$Q_{pluviales}$ = 150 l/s

- Caudal de infiltración:

$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas}$=0.0805l/s

- Caudal de baldeo:

Se prevé una instalación de baldeo con varios puntos de toma distribuidos por el túnel. Suponiendo que para la limpieza se utilizan dos bocas de riego de forma simultánea, y que cada toma proporciona un caudal de 0.6 l/s, el caudal total, a efectos de cálculo, derivado de la red de baldeo será de 1.2 l/s.

- Caudal de protección contra incendios (PCI):

El caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios en extinción de incendios es de 100 l/s.

Para el dimensionamiento de la canaleta se exigirá que la velocidad máxima, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s. Además hay que dejar un resguardo de 5 cm con el caudal máximo de cálculo.

Q (m3/s)	B(m)	J	1/n	Y=H (m)	V(m/s)	Caudal
0.25	0.4	0.50 %	71.4285714	0.46	1.35	Pluviales + filtración + PCI
0.0012	0.4	0.50 %	71.4285714	0.013	0.27	Filtración + baldeo
0.1000	0.4	0.50 %	71.4285714	0.22	1.12	PCI
0.15	0.4	0.50 %	71.4285714	0.30	1.22	Pluviales

Para al cálculo hidráulico de la canaleta, en hipótesis de flujo uniforme, se pueda aplicar la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

Se comprueba que se cumplen todas las condiciones para una canaleta de 0.40x0.55 m.

Así pues se propone una canaleta de 0.40x0.55 m, siguiendo la pendiente propia de la rasante, permitiéndose con esta sección la conexión con los elementos del drenaje transversales.

3.2.5 Vía Oeste. Eje 55

3.2.5.1 *Canaleta lateral*

La canaleta lateral será la encargada de recoger el caudal y conducirlo hasta la aljibe. Se dispondrán embebidos en el hormigón de vía sobre la losa de fondo.

La pendiente de la canaleta es la misma que la rasante de la vía, de 2.5% .

Se procede a continuación al cálculo de los caudales:

- Caudal de pluviales:

El método que se propone para el cálculo del caudal de diseño de aguas pluviales es el Método Racional:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{K}$$

Las superficies expuestas a la precipitación serán las correspondientes a la rampa de acceso al túnel:

$A_{rampa\ Eje55}$= 1.1* S = 1.1 · (255*5.6) = 1428 m^2

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

La intensidad de lluvia es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y a un tiempo de concentración de 10 minutos:

T (años)	Pd (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	t (h)	It (mm/h)
100	248.59	10.35	11	0.167	308.07

Se considera que el área de acceso al túnel es equivalente a una superficie pavimentada y tiene un tipo de superficie impermeable, al cual se les asigna un coeficiente de escorrentía C de 0.95. Por último, K es el coeficiente que toma un valor de 360 si el caudal se expresa en m3/s y el área en Ha.

De este modo tenemos que el caudal de pluviales para el cálculo de la canaleta es:

It (mm/h)	A (ha)	C	K	Q(m3/s)	Q(l/s)	Comentario
308.072	0.14	0.95	360	0.11	116	Canaleta Eje 55

$Q_{pluviales}$ = 116 l/s

- Caudal de infiltración:

$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas}$=0.13 l/s

- Caudal de baldeo:

Se prevé una instalación de baldeo con varios puntos de toma distribuidos por el túnel. Suponiendo que para la limpieza se utilizan dos bocas de riego de forma simultánea, y que cada toma proporciona un caudal de 0.6 l/s, el caudal total, a efectos de cálculo, derivado de la red de baldeo será de 1.2 l/s.

- Caudal de protección contra incendios (PCI):

El caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios en extinción de incendios es de 100 l/s.

Para el dimensionamiento de la canaleta se exigirá que la velocidad máxima, para evitar problemas de abrasión a lo largo de su vida útil, no exceda de 4.0 m/s. Además hay que dejar un resguardo de 5 cm con el caudal máximo de cálculo.

Q (m3/s)	B(m)	J	1/n	Y=H (m)	V(m/s)	Caudal
0.21	0.4	0.50 %	71.4285714	0.39	1.31	Pluviales + filtración + PCI
0.0013	0.4	0.50 %	71.4285714	0.013	0.27	Filtración + baldeo
0.1000	0.4	0.50 %	71.4285714	0.22	1.12	PCI
0.11	0.4	0.50 %	71.4285714	0.23	1.13	Pluviales

Para al cálculo hidráulico de la canaleta, en hipótesis de flujo uniforme, se pueda aplicar la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

Se comprueba que se cumplen todas las condiciones para una canaleta de 0.40x0.45 m.

Así pues, se propone una canaleta de 0.40x0.65 m, siguiendo la pendiente propia de la rasante, permitiéndose con esta sección la conexión con los elementos del drenaje transversales.

3.3 ALTERNATIVA A

En este punto se incluye la red de drenaje en la plataforma de vía del túnel, la Estación de Aragón, pozos de ventilación, salidas de emergencia y rampa de acceso de vehículos de emergencia ubicada en la Estación de Aragón.

3.3.1 Túnel de línea

En la sección del túnel el sistema de drenaje se compone de una canaleta central de ancho 0.4 m y profundidad variable que seguirá la pendiente de la rasante de vía, siendo la profundidad de 0.3 m.

En el eje de carril y en el perímetro de pantalla se recogen las aguas mediante caz semicircular de diámetro 250 mm. Dichos elementos se conectan con la canaleta central mediante canaletas perpendiculares a la sección con una pendiente del 2 % y un ancho de 0.3 m, cada 50 m.

3.3.2 Estación de Aragón

En el nivel de vestíbulo se recogen las aguas de filtración mediante canaletas perimetrales entre las pantallas y el revestimiento. Estos caudales se conducen al nivel inferior de andenes mediante bajantes de PVC de 125 mm de diámetro.

Los caudales de pluviales recogidos en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación, también se conducen al nivel de andenes mediante bajantes de PVC de 125mm de diámetro.

En la planta de andenes la instalación de drenaje viene condicionado por el espesor de hormigón de vía. Se plantea la necesidad de unificar escorrentías en determinados puntos para no interferir con la instalación de drenaje-recarga y poder mantener una pendiente mínima en las canaletas y colectores.

Se dispondrán canaletas rectangulares de 0.20x0.10 m en los perímetros de pantallas y caces semicirculares de 125 mm de diámetro en el pie de los muretes de andén y en el eje de vías, que conectarán con un colector central situado en el eje central de las vías mediante tubo de PVC de 110 mm de diámetro. Dicho colector central de diámetro 350 mm, transportará los caudales hasta el aljibe. A

Para facilitar el mantenimiento de la red, las canaletas de plataforma y el caz central irán cubiertos con una rejilla tipo tramex de acero galvanizado.

En el dimensionado de las canaletas de plataforma de vía, se ha tenido en cuenta el caudal a transportar compatibilizando sus dimensiones y pendiente longitudinal con las exigencias de trazado, infraestructura y superestructura.

Para la estimación de los caudales de desagüe de las bajantes de drenaje de las aguas pluviales, se ha usado la siguiente formulación para flujo en conducciones verticales:

$$Q = 0.000315 \cdot r^{\frac{5}{3}} \cdot D^{\frac{8}{3}}$$

Siendo:

- Q: Caudal (l/s)
- D: Diámetro interior bajante (mm)
- r: 0.29

Para el dimensionamiento de sumideros se ha usado la formulación de sumidero de tipo horizontal, mediante la aplicación de la fórmula de vertedero:

$$Q = \frac{L \cdot H^{3/2}}{60} * k$$

Siendo:

- Q el caudal de referencia en l/s
- L el perímetro de la rejilla del sumidero en cm
- H la profundidad de la lámina de agua desde el borde inferior de la abertura., con la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15*j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m

- I0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

- la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15*j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m
- I_0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

3.3.3 Estación de Universidad

En el nivel de vestíbulo se recogen las aguas de filtración mediante canaletas perimetrales entre las pantallas y el revestimiento. Estos caudales se conducen al nivel inferior de andenes mediante bajantes de PVC de 125 mm de diámetro.

Los caudales de pluviales recogidos en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación, también se conducen al nivel de andenes mediante bajantes de PVC de 125mm de diámetro.

En la planta de andenes la instalación de drenaje viene condicionado por el espesor de hormigón de vía. Se plantea la necesidad de unificar escorrentías en determinados puntos para no interferir con la instalación de drenaje-recarga y poder mantener una pendiente mínima en las canaletas y colectores.

Se dispondrán canaletas rectangulares de 0.20x0.10 m en los perímetros de pantallas y caces semicirculares de 125 mm de diámetro en el pie de los muretes de andén y en el eje de vías, que conectarán con un colector central situado en el eje central de las vías mediante tubo de PVC de 110 mm de diámetro. Dicho colector central de diámetro 350 mm, transportará los caudales hasta el aljibe.

Para facilitar el mantenimiento de la red, las canaletas de plataforma y el caz central irán cubiertos con una rejilla tipo tramex de acero galvanizado.

En el dimensionado de las canaletas de plataforma de vía, se ha tenido en cuenta el caudal a transportar compatibilizando sus dimensiones y pendiente longitudinal con las exigencias de trazado, infraestructura y superestructura.

Para la estimación de los caudales de desagüe de las bajantes de drenaje de las aguas pluviales, se ha usado la siguiente formulación para flujo en conducciones verticales:

$$Q = 0.000315 \cdot r^{\frac{5}{3}} \cdot D^{\frac{8}{3}}$$

Siendo:

- Q: Caudal (l/s)
- D: Diámetro interior bajante (mm)
- r: 0.29

Para el dimensionamiento de sumideros se ha usado la formulación de sumidero de tipo horizontal, mediante la aplicación de la fórmula de vertedero:

$$Q = \frac{L \cdot H^{3/2}}{60} * k$$

Siendo:

- Q el caudal de referencia en l/s
- L el perímetro de la rejilla del sumidero en cm
- H la profundidad de la lámina de agua desde el borde inferior de la abertura., con la inclusión de un resguardo del 15% de dicha altura, en cm
- k es el coeficiente de afección a la capacidad de desagüe debido a la pendiente (adimensional)

$$k = \frac{1}{1+15*j}$$

- j es la pendiente longitudinal en m/m

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal, que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia.

Estos criterios han permitido definir tanto las dimensiones de los sumideros, como la distancia máxima entre ellos, para las distintas áreas drenadas, aunque finalmente se ha optado por sobredimensionar tanto bajantes como sumideros para prever una situación de bajo mantenimiento y evitar embozamientos.

Para el cálculo de los colectores y canaletas de vía se aplica la ecuación de Manning, para flujo en régimen permanente uniforme:

$$Q(m^3/s) = \frac{1}{n} * S * (R_h)^{2/3} * I_0^{1/2},$$

Siendo cada una de las variables:

- Q el caudal transportado en m3/s
- S la sección mojada en m2
- n el coeficiente de rugosidad o número de Manning (adimensional)
- Rh el radio hidráulico en m
- I_0 la pendiente longitudinal en m/m

El colector central deberá cumplir, asimismo, las recomendaciones de la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios, donde se indica que el colector principal debe poder evacuar un caudal mínimo de 100 l/s.

Conocidos los valores de caudal de aportación, pendiente longitudinal, rugosidad (n=0.011 para los colectores de PVC y n=0.014 para las canaletas de hormigón de la plataforma de vía) y anchura en la base o diámetro del conducto, se obtiene el valor del resto de variables, comprobando así la capacidad y correcto funcionamiento del sistema de drenaje.

3.3.4 Ramal del Cabanyal

En la sección del túnel entre pantallas del ramal de conexión con el Cabanyal el sistema de drenaje se compone de una canaleta central de ancho 0.4 m y profundidad variable. Seguirá la pendiente de la rasante de vía, siendo la profundidad de 0.3 m en los tramos de pendiente 0.5% y una profundidad de 0.2 m en el tramo de 2.5% de pendiente.

En el eje de carril y en el perímetro de pantalla se recogen las aguas mediante caz semicircular de diámetro 250 mm. Dichos elementos se conectan con la canaleta central mediante canaletas perpendiculares a la sección con una pendiente del 2 % y un ancho de 0.3 m, cada 50 m.

4. BOMBEO EN TÚNEL Y PASOS INFERIORES

4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

En este apartado se describen los criterios utilizados para el dimensionamiento de las instalaciones de evacuación de las aguas pluviales provenientes de una determinada precipitación de cálculo y de la infiltración subterránea que afectan a las obras de infraestructura del nuevo eje pasante Norte-Sur de la red arterial ferroviaria de Valencia.

En los puntos bajos del trazado se disponen aljibes de recogida, almacenamiento y bombeo de los caudales circulantes por el túnel. Los caudales infiltrados a través de las paredes del túnel y las aportaciones de pluviales se recogen y se conducen hasta los aljibes mediante la red de drenaje formada por canaletas, caces, bajantes y

cualquier otro elemento drenante necesario. Una vez en el aljibe, los caudales se bombean a superficie conectando con la red de alcantarillado municipal mediante una arqueta de descarga.

En el presente estudio se pueden distinguir cuatro (4) unidades diferentes desde el punto de vista del drenaje:

- Túnel
- Estaciones
- Pozos de ventilación
- Salidas de emergencia

En el túnel se recogen aguas que se infiltran a través de sus paredes, así como las posibles concurrencias de aguas de baldeo y extinción de incendios. Para el dimensionamiento del elemento principal de drenaje se considera un caudal mínimo de 100 l/s.

En la sección de túnel se prevé un sistema de drenaje consistente en caces laterales de recogida de las aguas de infiltración en las dovelas, así como caces en la plataforma ferroviaria a pie de pasillo de evacuación y entre vías. Estos caces se conectan con una canaleta central mediante canaletas transversales en el hormigón de vía, realizadas cada 50 m. La canaleta central de 40 cm de ancho y profundidad variable descarga directamente al pozo de bombeo correspondiente, mediante tubo colector de PVC de 400 mm.

En la Estación de Aragón se producen aportaciones por los accesos peatonales y por los huecos de ventilación de andenes, así como filtraciones entre pantallas. En la sección de la estación, el sistema de drenaje se compone de caces a pie de andén y perimetrales a las pantallas, conectados con un colector central en cada plataforma ferroviaria. La conexión entre los caces laterales y los colectores se realiza mediante arquetas y tubos de PVC de 90 mm de diámetro cada 50 m.

En los pozos de ventilación se recogen las pluviales que entran a través de la rejilla de ventilación en pequeños pozos y se bombean a una arqueta de conexión con la red de saneamiento municipal.

En las salidas de emergencia se distinguen dos situaciones: las salidas de emergencia ubicadas en las cercanías de los puntos bajos del trazado con aljibes y el resto.

En las salidas de emergencia con aljibe se llevan todos los aportes al mismo y en el resto de salidas de emergencia, los aportes de pluviales y las filtraciones se conducen al túnel mediante tubos y bajantes de 100 mm de diámetro.

4.1.1 Caudal de pluviales

Para el cálculo de los caudales de pluviales, se aplica el Método Racional, adoptando como lluvia de diseño la precipitación máxima diaria de periodo de retorno 100 años, siendo ésta de 248.59 mm, valor obtenido del análisis estadístico realizado en el punto 2.3.1 ANALISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIONES.

Se considera que se producen aportes de agua por todas las superficies abiertas; esto es, en los accesos peatonales a la estación, en las rejillas de ventilación, en las rejillas de toma de aire para presurización de vestíbulos y en los tramos de rampa de la plataforma ferroviaria.

El caudal de entrada de cada una de las superficies se calcula teniendo en cuenta que sólo entra agua por los huecos abiertos en superficie y que la escorrentía que llega desde otros puntos se intercepta perimetralmente a los huecos y se conduce a la red de alcantarillado municipal, evitando su entrada en el túnel. Se aplica el método racional y se asume que la duración de la lluvia uniforme más desfavorable corresponde al periodo de tiempo considerado en el dimensionamiento del aljibe en que los sistemas de bombeo no están operativos (2h) y tiene por ecuación:

$$Q = S * I * \frac{10^{-3}}{3600}$$

Siendo:

- Q el caudal en m^3/s
- S la superficie de entrada en m^2
- I la intensidad de lluvia en mm/h

La intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años en la ciudad de Valencia, asociada a una tormenta de dos (2) horas de duración es de 73.71 mm/h.

DURACIÓN AGUACERO (min)	INTENSIDAD MEDIA (mm/h)
5	432.40
15	249.69
30	170.95

DURACIÓN AGUACERO (min)	INTENSIDAD MEDIA (mm/h)
60	113.91
90	88.63
120	73.71

Se aplica un coeficiente de mayoración de 1,1 a las superficies, aumentando de esta forma un 10% el área de entrada de pluviales como medida de seguridad en el diseño.

4.1.2 Caudal de infiltración

La estructura subterránea debe ser lo más impermeable posible, prestando mucha atención a las filtraciones durante la ejecución de la obra y realizando inyecciones en los puntos en los que se detecten entradas de agua. Aun así, para el dimensionamiento del sistema de drenaje, a nivel de diseño, deben establecerse unos caudales tolerables durante la fase de servicio de la estructura.

Se diferencian dos escenarios, la parte del trazado en la que se ejecuta el túnel con tuneladora y la Estación de Aragón que se ejecuta entre pantallas, escenarios comunes a la alternativa Base y a la alternativa C.

Para la estimación de filtraciones en el túnel ejecutado con tuneladora se adopta un caudal de filtración tolerable de 1.3 l/s/km siguiendo las directrices de la CIRIA (The Construction Industry Reseach Information Association of London)

Para la estimación de las infiltraciones en las estructuras ejecutadas con pantallas se toma como hipótesis de cálculo asumir la existencia de una filtración de agua en la sección de encuentro entre las pantallas y la losa de cubierta de la infraestructura soterrada. El caudal de infiltración se obtiene aplicando la ley de Darcy y la ecuación de continuidad en el paquete de tierras de relleno sobre la losa superior, considerando que éstas están saturadas.

La ley de Darcy es:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l}$$

Siendo:

- V la velocidad del flujo en m/s
- K el coeficiente de permeabilidad en m/s
- i el gradiente de presiones
- h_w la altura de agua en m
- l la longitud de la línea de corriente en m

El coeficiente de permeabilidad adoptado es de $K=10^{-5}$ cm/s. Este valor puede resultar llamativo si se considera que el paquete de relleno sobre la losa estará formado por una mezcla de gravas y arenas ($K=10^{-3}$ cm/s), pero se justifica la reducción del coeficiente de permeabilidad porque las zonas en las que se ejecutan las pantallas se urbanizan posteriormente, colocando pavimentos que ayudan a impermeabilizar la superficie.

El caudal de infiltración se obtiene con la ecuación de continuidad:

$$Q = V * S$$

Siendo:

- Q el caudal en m^3/s
- V la velocidad en m/s
- S la superficie en m^2

Se aplica un coeficiente de mayoración de 1.1 a los caudales de infiltración con el objetivo de considerar el resto de las filtraciones de difícil evaluación que pudieran producirse por las juntas de construcción de las pantallas y losas de fondo.

4.1.3 Diseño de los aljibes

El caudal a evacuar y el volumen de los aljibes se dimensionan en función de los cálculos hidrológicos, de los que se obtiene la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno de 100 años. Se estima la punta máxima de precipitación a evacuar y el volumen de acumulación a disponer en el aljibe para que sea capaz de almacenar la lluvia caída durante un cierto período de tiempo, en el caso de que los equipos de bombeo no sean operativos.

Se establece como criterio que el aljibe almacene la lluvia de una tormenta de dos (2) horas de duración durante la cual se produzca un corte del suministro eléctrico y no se pueda realizar el bombeo; por lo tanto, el aljibe es capaz de acumular la tormenta de dos (2) horas de duración.

La geometría del depósito se diseña de forma que exista un volumen útil de trabajo de bombas y un volumen de reserva con capacidad suficiente para almacenar las aguas de lluvia e infiltración que se originen durante el tiempo en que las bombas no sean operativas.

Se disponen desarenadores en las embocaduras al aljibe, que permitan la sedimentación de las partículas minerales en suspensión arrastradas por el agua para evitar bajadas considerables en el rendimiento de los equipos de bombeo, debidas al desgaste de los álabes por rozamiento con dichas partículas.

4.1.4 Diseño de los esquipos de bombeo

Para poder definir correctamente los huecos de paso de las bombas en las losas de los aljibes, es necesario realizar un predimensionamiento de los equipos de bombeo. Se establecen como criterios básicos para el predimensionamiento:

- Tiempo de vaciado de 1 hora.
- Un grupo de motobomba de reserva en cada pozo de bombeo.
- Sistema unitario de evacuación de aguas.
- Los pozos y grupos de bombeo se dotarán de alarmas de nivel y estarán conectadas al centro de control.
- Equipamiento de una tubería de impulsión por bomba desde pozos a red de alcantarillado.
- Previsión de colectores de impulsión de bombas de conexión para uso de bomberos.

En cada pozo de bombeo se dispondrá de dos o más bombas (según los volúmenes máximos a achicar), instalando siempre una bomba de reserva, mientras que la restante o restantes serán de capacidad suficiente para evacuar el caudal de diseño en condiciones normales de operación.

Las bombas serán del tipo sumergible de eje vertical y con boca de impulsión para acoplamiento automático con el tubo de salida para la evacuación del agua, mediante un sistema de guías sin perno de unión para facilitar al máximo su puesta en funcionamiento y su maniobrabilidad durante las revisiones o reparaciones.

La selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia; considerando:

- **Operación continua:** Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.
- **Operación de emergencia:** Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

Una vez calculados los caudales a bombear en cada uno de los aljibes se establecen los tipos de electrobombas con los caudales de bombeo que cubran las necesidades, manteniendo un número de bombas razonable en cada pozo de bombeo. De esta forma se consigue facilitar las labores de mantenimiento en toda la infraestructura.

Las impulsiones serán únicas, con sólo una elevación entre la captación y la arqueta de descarga, y de baja presión, donde no es indispensable poner cámaras de aire para hacer frente a las sobrepresiones que producen los golpes de ariete; siendo suficiente con la correcta elección del timbraje de las tuberías, las válvulas de retención en el pie de la impulsión y las válvulas antirretorno en la arqueta de descarga y conexión con la red de alcantarillado municipal.

La válvula antirretorno se dispone siguiendo criterios de diseño de las instalaciones del metro en Valencia y está motivada por las características de la red de alcantarillado de Valencia, que es muy superficial y con pendientes pequeñas. Se comprueba adicionalmente la capacidad para almacenar el agua que proviene de la extinción de incendios.

Se adopta como volumen aportado por el sistema de extinción de incendios un total de 120 m^3, establecido como el suministro de dos hidrantes con un caudal de 1000l/min (16.67 l/s) funcionando durante 1 hora. (Normativa de Seguridad en Túneles Ferroviarios)

4.1.5 Diseño de las arquetas de descarga

Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde los aljibes, se han dispuesto arquetas de descarga a nivel calle, donde la red de tuberías que conformará la instalación de bombeo e impulsión conectará los caudales a evacuar con la red de alcantarillado municipal, mediante tubo colector de PVC reforzado y de diámetro según necesidades.

Para el cálculo de las arquetas de descarga se establece como tiempo de retención un (1) minuto para la obtención del mínimo volumen necesario. Asimismo, se aplican como criterios los anchos mínimos para establecer las tuberías de impulsión y las cotas de solera de los colectores de la red de alcantarillado municipal con los que se realiza la conexión.

En los siguientes apartados se desarrollan los cálculos realizados para obtener el volumen necesario de los aljibes, así como el bombeo asociado, en los Pozos de Bombeo de las Alternativas Base y A.

4.2 BOMBEO ALTERNATIVA BASE

A lo largo del recorrido de la Alternativa Base se han proyectado siete (7) aljibes en el tramo soterrado, tres (3) de ellos en el tramo de túnel ejecutado con tuneladora, uno (1) en la Estación de Aragón, (1) en la Estación de Universidad, uno (1) en el pozo de ataque de la tuneladora y uno (1) en el ramal izquierdo del salto de carnero.

En la zona de tuneladora, los aljibes se ubican en pozos ejecutados mediante pantallas de pilotes secantes, conectando con el túnel mediante un tubo colector, aprovechando la coincidencia con otros elementos como pozos de ventilación o salidas de emergencia. En el resto de los casos, los aljibes se sitúan entre pantallas, bajo la losa de fondo de la estructura correspondiente, aprovechando espacios vacíos en la estación y en el pozo de ataque de la tuneladora.

Se disponen arquetas asociadas a cada uno de los aljibes en superficie, para realizar la descarga de los caudales a bombear y verter en lámina libre a la red de alcantarillado. Desde cada una de esas arquetas parte una red de tuberías que conecta con la red de alcantarillado municipal.

Pozo de bombeo	Eje	P.K.	Volumen drenaje (m^3)	Volumen disponible (m^3)	Número de bombas	Tipo de arqueta
P.B. Nº1	EVC	0+803	21.796	67.345	1+1 (10 l/s)	II
P.B. Nº2	EVC	2+492.01	80.09	157.08	2+1 (15 l/s)	III
P.B. Nº3	EVC	3+248	9.383	21.481	1+1 (5 l/s)	II
P.B. Nº4	EVC	3+898	92.854	125	2+1 (20 l/s)	III
P.B. Nº5	EVC	4+709	12.507	17.410	1+1 (10 l/s)	II
P.B. Nº6	EVC	5+495	1618.866	1938.00	5+1 (120 l/s)	IV
P.B. Nº7	EVC	5+720	486.86	515.88	2+1 (50 l/s)	

4.2.1 PBN°1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués Del Túria con Calle Hernán Cortés

En el trazado longitudinal del túnel se produce un primer punto bajo en el P.K. 0+803, entre la Estación Central y la estación de Aragón, donde se establece un aljibe de recogida de las aportaciones producidas entre el P.K. 0+000 y el P.K. 2+081. En este tramo la mayor parte de los aportes proceden de las filtraciones en el túnel ejecutado con tuneladora y sólo se contabilizan las pluviales que entran por la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

El aljibe se ubica en un pozo ejecutado entre pantallas de pilotes, en la Gran Vía Marqués del Turia, en el cruce con la C/ Hernán Cortés, compartiendo infraestructura con la Salida de Emergencia Nº 2, a una profundidad de 40 m desde la superficie.

4.2.1.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los PP.KK. 0+000 al 2+081 se reparten de la siguiente forma:

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=2081 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s/ por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*2.081=2.705 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.0+803}=1.1*2.705\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 21.431\ m^3$$

4.2.1.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº2

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=1.1*2.25*73.71*0.001*2=0.364\ m^3$$

4.2.1.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+803 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 0+803}= V_{inf,aljibe\ P.K.0+803} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=21.796\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 1.16 m, resultando una capacidad del aljibe de 67.345 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{21.431 m^3}{2h} = 10.715 m^3/h = 2.976\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 2.976(l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 10.715\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

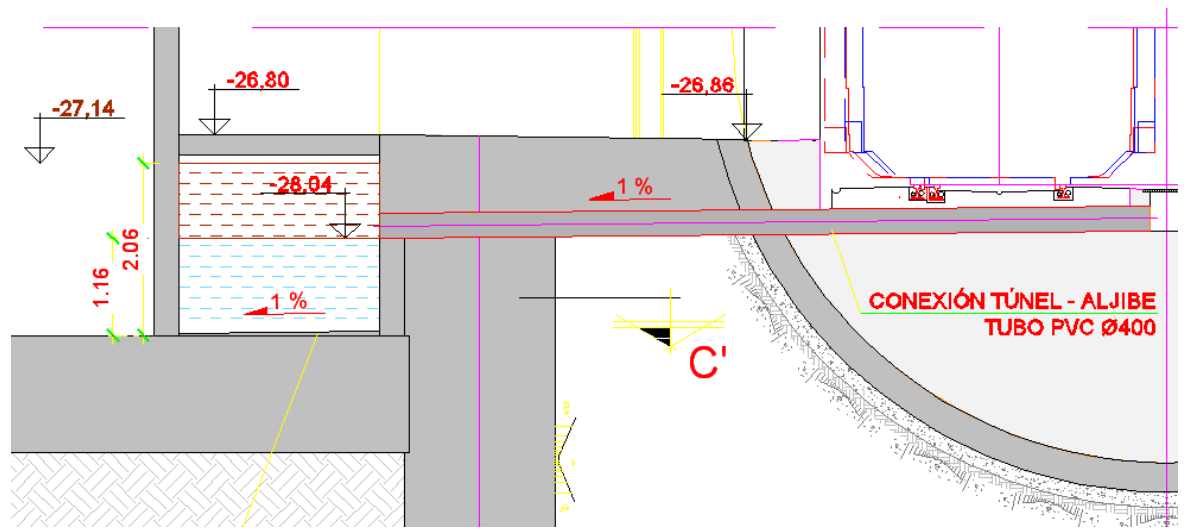
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0.053 + 10.705 m^3 + 21.796 m^3}{1h} = 32.565 m^3/h = 9.045 l/s$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 10 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº1- P.K. 0+803, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2m^3, de dimensiones interiores 1.50x 1.00 x 1.00m, tipo II, situada en la avenida Marqués del Turia en el cruce con la calle Hernán Cortés. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 0.50%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector existente de la avenida Marqués del Turia.

- **Almacenamiento en caso de incendio:**

En el caso de almacenamiento del agua procedente de la extinción de incendios, el nivel del agua dentro del pozo para tener los 120m^3 alcanzaría la cota -27.14, siendo 7cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo (-27.21 en el PK 0+800 del eje 1). En la imagen siguiente se muestra la cota en la que se alcanzan los 120m^3, la -27.14.



4.2.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01. ESTACIÓN DE ARAGÓN. AVENIDA ARAGÓN

El aljibe de la Estación de Aragón recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 2+081 al 2+604. Los caudales acumulados en este aljibe proceden de los huecos de ventilación de la propia estación, de los accesos a la misma y de las filtraciones en la estructura.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la Estación de Aragón, en la cabeza norte, a una profundidad de 24 m desde la superficie.

4.2.2.1 *Volumen de infiltración*

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+081 al 2+604 es el siguiente:

- Infiltración en estación: L=523 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ estación} = V*S = 10^{-7} * 523 * 35.85 * 1000 = 1.874\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+490} = 1.1 * 1.874\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 14.84\ m^3$$

4.2.2.2 *Volumen de pluviales*

Las aportaciones de pluviales se producen en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación de la Estación de Aragón.

- Pluviales en los accesos a la Estación de Aragón

La superficie de los accesos es de 65.60 m^2. El volumen de pluviales recogido en los accesos de las estaciones, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{accesos} = 1.1 * 65.60 * 73.71 * 0.001 * 2 = 10.638\ m^3$$

- Pluviales en huecos de ventilación de la Estación de Aragón

La entrada de aguas pluviales por los huecos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 337 m^2.

$$V_{pozos\ de\ ventilación} = 1.1 * 337 * 0.001 * 2 * 73.71 = 54.617\ m^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+490} = V_{accesos} + V_{pozos\ ventilación} = 10.638 + 54.617 = 65.255\ m^3$$

4.2.2.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 2+490} = V_{inf,aljibe\ P.K.2+490} + V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+490} = 14.836 + 65.255 = 80.091\ m^3$$

Se diseña un aljibe con forma paralelepípeda de dimensiones interiores principales 7.80 * 4.00 * 2.80 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 1.80 * 4.00 * 3.30 m., resultando una capacidad del aljibe de 157.08 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 80.091 m^3, se obtiene un resguardo del 96.12%, debido al encaje final condicionado por la estructura.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{operación\ continua} = \frac{14.836 m^3}{2h} = 7.418 m^3/h = 2.060\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{pluviales} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{65.255}{(65.60 + 337) * 1.1 * 56.33 * 10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * (65.6+337)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 9.549\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 2.060 (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 7.418\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{inf\ iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{9.549 m^3 + 7.418 m^3 + 80.091 m^3}{1h} = 97.059\ m^3/h = 26.96\ l/s$$

Se dispondrán dos (2) bombas más una (1) de reserva de 15 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 2 - P.K. 2+490, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 2.7 m^3, de dimensiones interiores 1.75x1.75x1.00m, tipo III, situada en la avenida Aragón, a la altura del Ayuntamiento. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente

del 1%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de la avenida Aragón.

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es de 157.08m^3, superior a los 120m^3 del volumen en caso de extinción de incendios**.**

4.2.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 3+248. Avenida Cataluña con Calle Clariano

Entre la Estación de Aragón y la futura Estación de Universidad se produce un segundo punto bajo en el P.K. 3+099 del trazado. Aprovechando la ejecución de la salida de emergencia Nº6, se ubica el tercer aljibe en dicho pozo, llevando las aguas de filtración del túnel a contrapendiente desde el punto bajo al aljibe.

Los volúmenes que se recogen en el aljibe proceden de las filtraciones a lo largo del túnel, producidos entre los P.K.s 2+604 al 3+480.

El aljibe se ubica en un pozo ejecutado entre pantallas de pilotes en las cercanías de la calle Clariano, compartiendo infraestructura con la Salida de Emergencia Nº 6, a una profundidad de 28 m desde la superficie.

4.2.3.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+604 al 3+480 se producen en el tramo ejecutado con tuneladora.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=876 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*0.876=1.138 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.3+248}=1.1*1.138\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=9.018\ m^3$$

4.2.3.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº6.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº6

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,\ aljibe\ P.K.\ 3+248}=1.1*2.25*73.71*0.001*2=0.364\ m^3$$

4.2.3.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 3+228 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 3+248}= V_{inf,aljibe\ P.K.3+248} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+248}=9.018+0.364=9.382\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 0.37 m, resultando una capacidad del aljibe de 21.481 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 9.382 m^3, se obtiene un resguardo del 128.96%, debido a las dimensiones del pozo donde se ubica y a la cota de entrada del tubo de conexión con el túnel.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{9.018 m^3}{2h} = 4.509\ m^3/h = 1.252\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1*\ 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración}$ = V (1h) = Q * t =1.252(l/s) *10^{-3} (m^3) * 1 (h)*3600 (s) = 4.509 m^3.

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

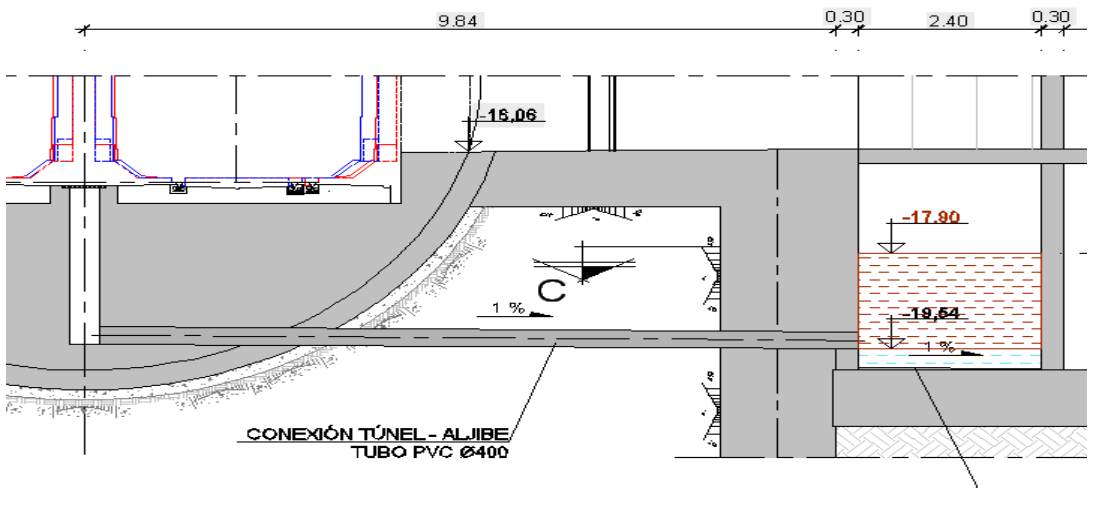
$$Q_{bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{infiltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{0.053 + 4.509m^3 + 9.383m^3}{1h} = 13.946\ m^3/h = 3.874\ l/s$$

Se dispondrá una (1) bomba más una (1) de reserva de 5 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 3 - P.K. 3+228, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 0.6 m^3, tipo II, de dimensiones interiores 1.50 x 1.00 x 1.00m, situada en la zonas verdes en el cruce entre la avenida Cataluña y la calle Clariano. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 1.00%, a la red de alcantarillado municipal.

Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de almacenamiento del volumen de almacenamiento en caso de incendio se considera que el nivel dentro del pozo alcanza el volumen de 120m^3 a la cota -17.90, siendo 0.26cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo (-18.16 en el PK 3+100 del eje 1). En la imagen siguiente se muestra la cota en la que se alcanzan los 120m^3.



4.2.4 Pozo de Bombeo N°4 P.K. 3+898. Estacion de Universidad. Avda de los Naranjos

El aljibe de la Estación de Universidad recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 3.+480 al 4+080 del eje principal, así como los aportes del ramal de conexión del Cabanyal. Los caudales acumulados en este aljibe proceden de los accesos a la estación, de las filtraciones en la estructura y de los huecos de ventilación de la propia estación y del túnel.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la Estación de Universidad, en la cabeza este, a una profundidad de 21.5 m desde la superficie.

4.2.4.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 3+480 al 4+080 se corresponden con las filtraciones en el túnel entre pantallas.

- Infiltración en túnel entre pantallas eje principal: L=600 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$Q_{inf,\ estación}$=V*S=10^{-7}*19075.3*1000=2.384 l/s

Infiltración en ramal del Cabanyal: L=544 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$Q_{inf,\ ramal}$=V*S=10^{-7}*6800*1000=0.34 l/

Infiltración en sección común: L=456 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$Q_{inf,\ sección\ comun}$=V*S=10^{-7}*11742*1000=1.467 l/s

Sumando los caudales obtenidos, aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.3+900}=1.1*(2.384+0.34+1.467)\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=33.201\ m^3$$

4.2.4.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por los pozos de ventilación.

- Pluviales en pozos de ventilación:

Las aportaciones de pluviales se producen a través de las rejillas de ventilación del túnel y de los andenes, los huecos de presurización de las salidas de emergencia y los accesos descubiertos a la estación.

- Pluviales en la Estación de Universidad y ramal del Cabanyal

La superficie total de entrada es de 367.83 m^2. El volumen de pluviales recogido mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900}=1.1*367.83*73.71*0.001*2=59.652\ m^3$$

4.2.4.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 3+900 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 3+900}= V_{inf,aljibe\ P.K.\ 3+900} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900}= 92.853\ m^3$$

Las necesidades de almacenamiento aplicando el criterio de volumen generado por el sistema de extinción de incendios son mayores a las necesidades por condiciones hidrológicas, por lo tanto se diseña un aljibe con un volumen mínimo de 120 m^3.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la estación con forma rectangular en planta. Se divide en dos zonas: el pozo de ubicación de las bombas rectangular de dimensiones 1.80x4.00x3.56m y el depósito de forma prismática de 7.52x4.00 m en la base y 11.67*4.00 en superficie con 3 m de altura.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas y de una tormenta frecuente de duración media hora y periodo de retorno de 25 años, cuya intensidad es de 121.50 mm/h. El caudal de pluviales recogido en los huecos de la estación para dicha tormenta es de:

$$Q_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900}=(1.1*367.83*121.50*0.5)/1800 = 13.655\ l/s$$

$$Q_{infiltr,aljibe\ P.K.\ 3+900}=1.1*(2.384+0.34+1.467) = 4.611\ l/s$$

El caudal a evacuar en operación continua es de $Q_{op.\ continua\ P.K.\ 3+900}$=13.655+4.611 = 18.266 l/s

Operación de emergencia: Las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe lleno en una (1) hora.

El volumen del aljibe es de 120 m^3 con lo que el caudal de bombeo es de:

$$Q_{\ bombeo} = \frac{V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\ bombeo} = \frac{120m^3}{1h} = 120m^3/h=33.33l/s$$

Se prevé la disposición de una (2) bombas más una (1) de reserva de 20 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº4- P.K. 3+900, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 2.4 m^3, de dimensiones interiores 1.75x 1.75 x 1.75m, situada en la avenida de los Naranjos. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente máxima del 0.50%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de la plaza Manual Broseta y Pont.

4.2.5 Pozo de Bombeo Nº5- P.K. 4+709. Universidad Politécnica de Valencia

El aljibe del P.K. 4+709 recoge las aportaciones entre los P.K.s 4+080 al 5+295. En el P.K. 4+755 se produce un punto bajo en el trazado situándose el pozo de bombeo para evacuación de las aguas en el P.K. 4+709.

El aljibe se ubica en el pozo ejecutado entre pantallas de pilotes secantes, a una profundidad de 32 m desde superficie, en el aparcamiento de la Ciudad de la Investigación.

4.2.5.1 *Volumen de infiltración*

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=1215 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*1.2155=1.579\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 4+709}=1.1*1.579\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 12.507\ m^3$$

4.2.5.2 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 4+709 es la suma del volumen de infiltración obtenido anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 4+709}= V_{inf,aljibe\ P.K.4+709}=12.507\ m^3$$

Se diseña un aljibe, con forma de tronco cilíndrico de radio 3.20 m con una altura útil de acumulación de agua es de 0.58 m, resultando una capacidad del aljibe de 17.41 m^3, al restar la superficie ocupada por los pilares metálicos de la escalera de acceso. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 12.507 m^3, se obtiene un resguardo del 39.20%, debido a las dimensiones del pozo donde se ubica y a la cota de entrada del tubo de conexión con el túnel.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{12.507m^3}{2h} = 6.253 m^3/h = 1.737\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.737\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 6.253\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0 + 6.253m^3 + 12.507m^3}{1h} = 18.761\ m^3/h = 5.211\ l/s$$

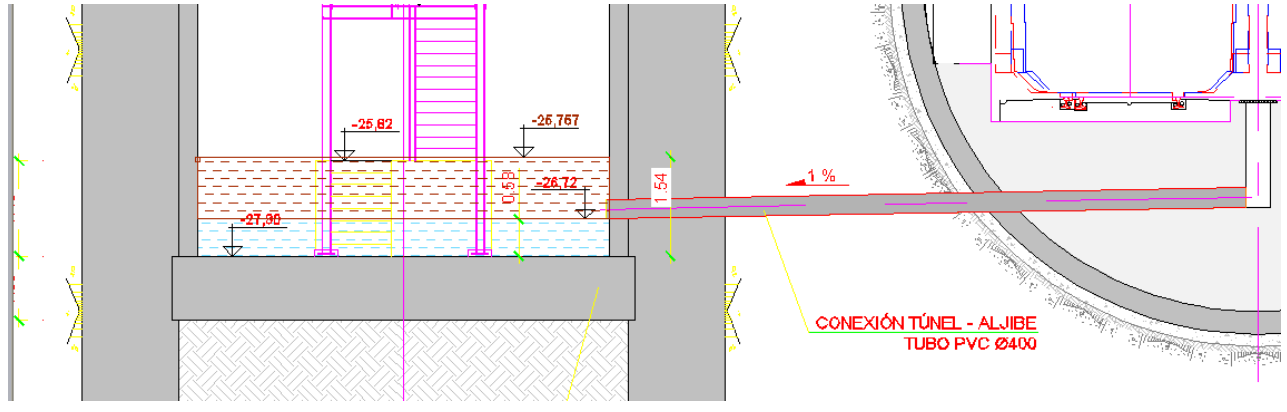
Se dispondrá una (1) bomba más una (1) de reserva de 10 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 5 - P.K. 4+709, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2 m^3, de dimensiones interiores 1.50 x 1.00 x 1.00m, tipo II, situada junto al pozo, en el aparcamiento de la Ciudad de la Investigación de la UPV. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente máxima del 0.5%, a la red de alcantarillado interna de la UPV.

Almacenamiento en caso de incendio:

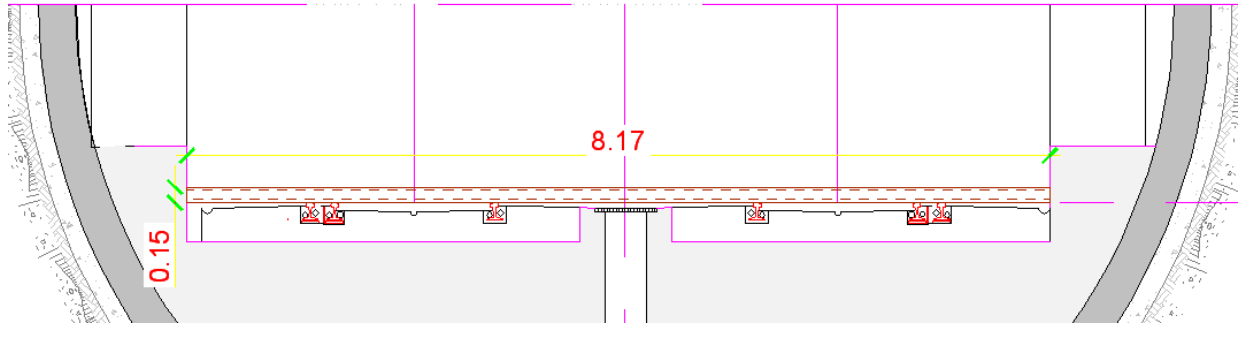
En el caso de emergencia en el túnel, el agua procedente de la extinción de incendios que alcanza el volumen de 120m^3, alcanza la cota -25.757, siendo 0.15cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo. (-25.907 en PK 4+760 del eje 1).

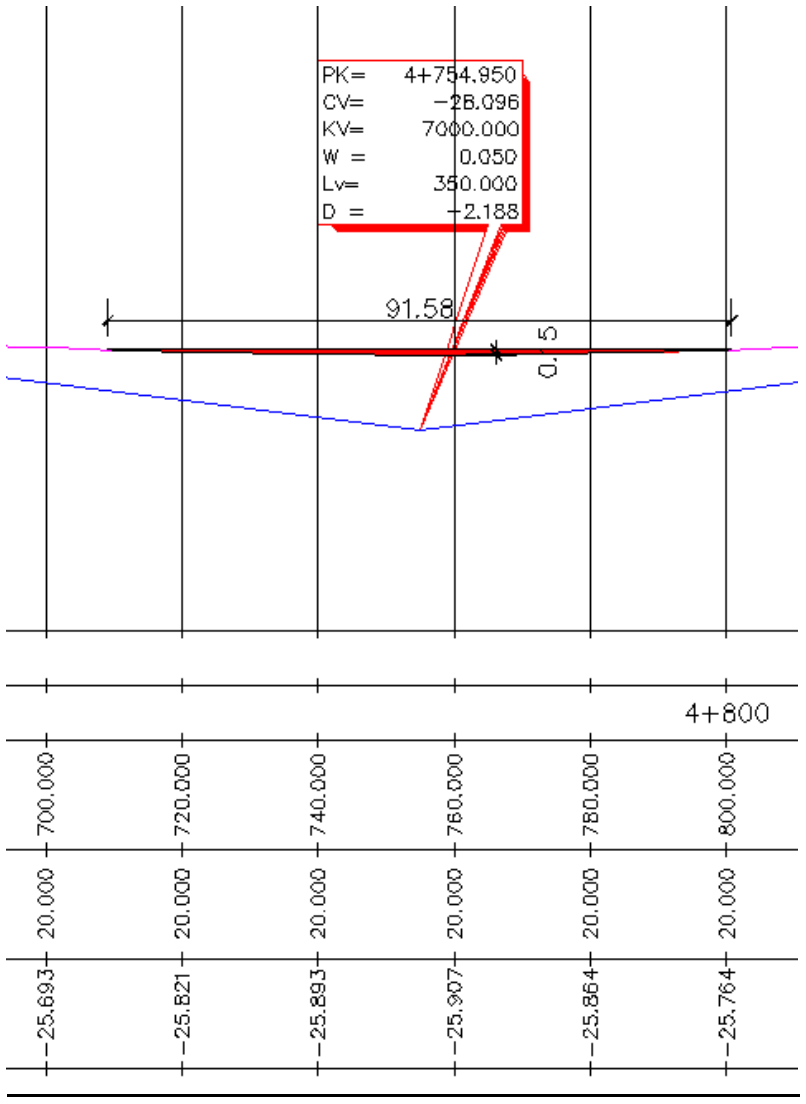
Por un lado se almacenan 49.54m3 en el aljibe con una altura de 1.54m y por otro lado 8.17*9.14=74.67m3 en el túnel, total 124.21m3

En la imagen inferior el volumen en el aljibe:



En las imágenes inferiores el volumen dentro del túnel, en la primera en el punto más bajo con los 0.15m y en la segunda el tramo que ocuparía, 92m aproximadamente.:





4.2.6 Pozo de Bombeo Nº6- P.K. 5+495 Pozo de ataque de la tuneladora. Alboraya.

Entre los P.K.s 5+420 al 5+520 se ejecuta el pozo de ataque de la tuneladora. Se prevé realizar un gran aljibe de recogida de las aguas pluviales procedentes de las rampas, tanto del eje principal como del eje derecho del salto de carnero, ambos a realizar en fases posteriores. Además se recogen las pluviales de la rampa de acceso de los vehículos de emergencia, así como de los huecos de ventilación existentes.

4.2.6.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración de este tramo (hasta P.K. 6+238) son los siguientes:

- Infiltración en túnel entre pantallas eje principal: L=935m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{túnel\_pantallas\_eje\_prpal} = V * S = 10^{-7} * 935 * 11 * 1000 = 1.028 l/s$$

Infiltración en rampa de acceso de vehículos de emergencia: L=120m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{rampa\_acceso\_vehículos\_emergencia} = V * S = 10^{-7} * 120 * 11 * 1000 = 0.090 l/s$$

Infiltración en túnel entre pantallas eje derecha salto de carnero: L=666m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{túnel\_pantallas\_eje\_dcha\_salto\_carnero} = V * S = 10^{-7} * 666 * 7.5 * 1000 = 0.433 l/s$$

El caudal total de infiltración es de:

$Q_{in} = Q_{tunel\ pantallas\ eje\ prpal} + Q_{rampa\ acceso\ vehículos\ emergencia} + Q_{tunel\ pantallas\ eje\ dcha\ salto\ de\ carnero} = 1.028 + 0.090 + 0.433 = 1.551$ l/s

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 5+500} = 1.1 * 1.551\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 12.287\ m^3$

4.2.6.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por un pozo de ventilación y por las rampas de acceso del eje principal y del eje derecho del salto de carnero, así como de la rampa de acceso de vehículos de emergencia.

- Pluviales en pozos de ventilación

La entrada de aguas pluviales por los pozos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 67m^2.

$$V_{pozos\ de\ ventilación} = 1.1*(67)*73.71*0.001*2 = 10.865\ m^3$$

- Pluviales en rampas de entrada eje principal

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje principal, se ha estimado de 6820 m^2.

$$V_{rampa\ eje\ principal} = 1.1*6820*73.71*0.001*2 = 1106.028\ m^3$$

- Pluviales en rampas de entrada eje derecho del salto de carnero

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje derecho del salto de carnero, se ha estimado de 2849 m^2.

$$V_{rampa\ eje\ dcha\ salto\ de\ carnero} = 1.1*2849*73.71*0.001*2 = 462.034\ m^3$$

- Pluviales en rampa de acceso de los vehículos de emergencia.

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa de acceso de los vehículos de emergencia es de 170.5 m^2.

$$V_{rampa\ acceso\ vehículos\ emergencia} = 1.1*170.5*73.71*0.001*2 = 27.651\ m^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es la suma de los anteriores:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+500} = V_{pozos\ ventilación} + V_{rampa\ eje\ principal} + V_{rampa\ eje\ dcha\ salto\ de\ carnero} + V_{rampa\ acceso\ vehículos\ emergencia} = 10.865+1106.028+462.034+27.651 = 1606.579\ m^3$$

4.2.6.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 5+500 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 5+500} = V_{inf,\ aljibe\ P.K\ 5+500} + V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+500} = 12.287+1606.579 = 1618.866\ m^3$$

Se diseña un aljibe trapecial de dimensiones interiores principales 2.56 * 43.80 * 18.10 m, con unos muros interiores que dejan el paso del agua a través de huecos, resultando una capacidad del aljibe de 1938 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 1618.86 m^3, se obtiene un resguardo del 19.72%, por motivos de encaje estructural del aljibe en el pozo de ataque de la tuneladora.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\ operación\ continua} = \frac{12.287 m^3}{2h} = 6.143 m^3/h = 1.706\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{\ t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3 = S_{\ pluviales} * I_{\ 3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{1606.579}{(67+6820+2849+170.5)*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{\ 3\ horas}) = 1.1*\ (67+6820+2849+170.5)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 235.108\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.706\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 6.143\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\ bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{inf\ iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\ bombeo} = \frac{235.108 m^3 + 6.143 m^3 + 1618.866 m^3}{1h} = 1860.118\ m^3/h = 516.699\ l/s$$

Se dispondrán cinco (5) bombas más una (1) de reserva de 120 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo

Nº 6 - P.K. 5+500, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 43.2 m^3, de dimensiones interiores 6.00 x 5.00 x 1.50m, tipo IV, situada sobre la rampa de acceso de los vehículos de emergencia. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □700 y pendiente mínima del 0.5%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de Fausto Elio.

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es de 1618.87m3, superior a los 120m^3 del volumen en caso de extinción de incendios.

4.2.7 Pozo de Bombeo Nº7 - P.K. 0+340. Ramal izquierdo del salto de carnero

La vía izquierda del salto de carnero de ancho ibérico pasa bajo el EVC antes de salir a superficie, generándose un punto bajo en el desarrollo del trazado, en el P.K. 0+340 donde se ubica el aljibe nº7, en el que se recogen las filtraciones del tramo de túnel entre pantallas y los aportes de pluviales de la rampa de salida a superficie.

El aljibe se establece en el P.K. 0+340 del eje 8 y recoge las aportaciones que se producen entre los P.K.s 0+160 y 0+920 del eje 8 a realizar en la Fase 3.

4.2.7.1 *Volumen de Infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura son los producidos en el túnel entre pantallas, entre los P.K.s 0+130 y 0+615:

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=485m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{0.5}{1} = 0.5 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas} = V * S = 0.5 * 10^{-7} * 485 * 7.5 * 1000 = 0.1818 l/s$$

El caudal total de infiltración es de:

$$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas} = 0.1818 l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 5+720} = 1.1 \cdot 0.1818\ (l/s) \cdot 10^{-3}\ (m^3) \cdot 2(h) * 3600(seg) = 1.44\ m^3$$

4.2.7.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por la rampa de acceso del eje izquierdo del salto de carnero.

- Pluviales en rampa

El volumen de pluviales recogido en la rampa de salida a superficie, entre los PKs 0+615 y 0+920:

$$S_{rampa} = 1.1 * S = 1.1 \cdot (305 * 5.6) = 1878.8 m^3$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa} = 1878.8\ (m^3) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3}\ (m/h) \cdot 2\ (h) = 276.97 m^3$$

4.2.7.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 5+720 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales, obtenidos anteriormente:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+720} = V_{inf} + V_{rampa} = 1.43 + 276.97 = 278.40\ m^3$$

Se diseña un aljibe de dimensiones interiores principales 17.00 * 9.00 * 2.00 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 7 * 2.50 * 0.50 m., resultando una capacidad del aljibe de 317.25m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 278.40 m^3, se obtiene un resguardo del 14%.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{1.44 m^3}{2h} = 0.72\ m^3/h = 0.20\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$t(h) = \frac{276.97}{(305 \cdot 5.6) * 1.1 * 56.33 * 10^{-3}}$ = 2.61 h para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.61 = 0.39\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * (305 \cdot 5.6)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.39\ h = 41.28\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 0.20\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 0.72\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{infiltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{41.28m^3 + 0.72m^3 + 278.40m^3}{1h} = 320.4\ m^3/h = 89\ l/s$$

Se dispondrán 2 bombas más 1 de reserva de 50 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 7 - P.K. 5+720, se diseña una arqueta de descarga de dimensiones interiores 1.75 x 1.75 x 1.00m, situada en superficie junto al pozo de bombeo. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro Ø500 y pendiente mínima del 0.5%, a la acequia de Vera.

Según las recomendaciones de la Norma de Seguridad en Túneles, un colector de drenaje en túneles deberá poder evacuar sin problemas el agua de extinción de incendio correspondiente a un volumen total de 120 m^3 durante un incendio tipo de dos (2) horas de duración. Esto significa que el caudal medio durante el incendio será de 0,016 m^3/s. Este caudal es sensiblemente inferior al considerado en el dimensionado del aljibe (0,088 m^3/s) por lo que se cumpliría con la norma de seguridad.

Tuberías de impulsión

El cálculo de las pérdidas a lo largo de la instalación se realiza aplicando la formulación de Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = (h_f + h_p) * \frac{V^2}{2 * g} = \left(f * \frac{L}{D} + \sum K \right) * \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

$h_f + h_p$: perdidas continuas y perdidas puntuales de la tubería, en m.

L: es la longitud del tramo de tubería, en m.

D: diámetro interior de la tubería, en m.

K: coeficiente de pérdida de carga en el elemento considerado, en m.

v: es la velocidad del agua en la tubería, en m/s.

g: es la aceleración del la gravedad, en m/s2.

f: es el coeficiente de fricción, que se estimará, a su vez, mediante la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)$$

Donde:

ε: es la rugosidad absoluta de la pared de la tubería, en m.

Re: es el número de Reynolds, dado por la expresión:

$$\mathrm{Re} = \frac{v \cdot D}{\upsilon}$$

Donde:

υ: es la viscosidad cinemática del fluido, dada por la expresión:

$$\upsilon = \frac{0.0178}{10000 + 337 \cdot t + 2.21 \cdot t^2}$$

Donde:

t: es la temperatura del fluido, en ºC.

El caudal corresponde al Q_{BOMBEO} = 88.61/2 = 44.30 l/s por bomba; y colocando una tubería de acero galvanizado (rugosidad 0.0000025 m) y diámetro interior de 125 mm, obtenemos el siguiente coeficiente de fricción:

Q (m3/s)	Ø interior	V(m/s)	t (Cº)	v · 10^6 (m2/s)	Re	ξ (m)	f
0.044	0.125	3.610	20	1.010	446824.860	0.0000025	0.0134110

Por lo que se produce la siguiente pérdida continua, con una longitud de impulsión igual a la distancia entre la losa de fondo del aljibe y la cota de calle (15.00 m), al que hay que sumar la distancia hasta la arqueta de descarga, que en este caso se encuentra junto a la pantalla, por lo que se aumenta la longitud de impulsión en 1 m.

L (m)	hf (m)
16.00	1.14

Las pérdidas puntuales son las siguientes:

Elemento	Número de elementos	Ki (m)	hp (m)
Codo	3	0.2	0.40
Paso de conducto a depósito	1	1	0.66
Paso de depósito a conducto	1	0.5	0.33
		total	1.40

Las pérdidas totales en la impulsión serán entonces:

1.14 m (pérdidas continuas) + 1.40 m (pérdidas localizadas) = 2.54 m

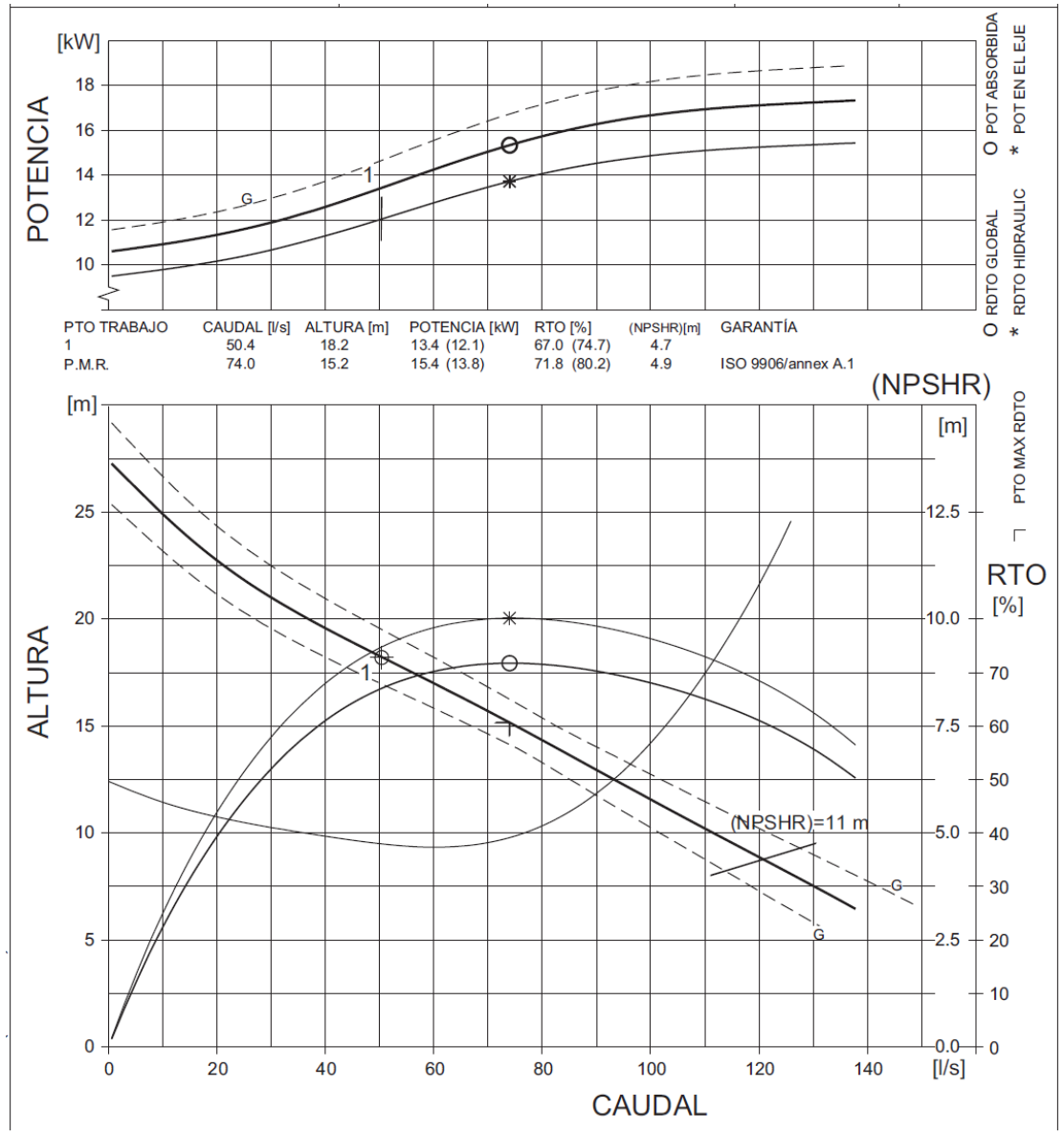
Grupo de electrobombas

Para el cálculo de la altura manométrica sumamos a la diferencia de cota entre la losa de fondo del aljibe y la cota de calle, 15.00 m, las pérdidas totales de impulsión, 2.54 m, obteniendo una altura manométrica de **17.54 m**.

Se dimensiona el grupo de electrobombas para el caudal asociado a un tiempo de vaciado de una hora, estimando un grupo de 2 bombas, más una de reserva, todas ellas de 50l/s.

Se disponen 3 bombas del tipo NS-3171.181-MT de la casa Flygt de potencia 18.5 Kw o similar.

A partir de las curvas características suministradas por el fabricante se puede determinar el punto de funcionamiento de la instalación.



Punto de funcionamiento de la bomba seleccionada

La instalación será fija extraíble, sumergida y con tubos guía, y acoplamiento por su propio peso a la conexión de descarga.

4.3 BOMBEO ALTERNATIVA C

A lo largo del recorrido de la Alternativa C se han proyectado siete (7) aljibes en el tramo soterrado, dos (2) de ellos en el tramo de túnel ejecutado con tuneladora, uno (1) en la Estación de Aragón, uno (1) en el pozo de ataque de la tuneladora , uno (1) en el paso bajo de la V-21, uno (1) en el paso bajo Valencia-Castellón y uno (1) en el paso bajo del Corredor Mediterráneo.

En la zona de tuneladora, los aljibes se ubican en pozos ejecutados mediante pantallas de pilotes secantes, conectando con el túnel mediante un tubo colector, aprovechando la coincidencia con otros elementos como pozos de ventilación o salidas de emergencia. En el resto de los casos, los aljibes se sitúan entre pantallas, bajo la losa de fondo de la estructura correspondiente, aprovechando espacios vacíos en la estación y en el pozo de ataque de la tuneladora.

Se disponen arquetas asociadas a cada uno de los aljibes en superficie, para realizar la descarga de los caudales a bombear y verter en lámina libre a la red de alcantarillado. Desde cada una de esas arquetas parte una red de tuberías que conecta con la red de alcantarillado municipal.

Pozo de bombeo	Eje	P.K.	Volumen drenaje (m^3)	Volumen disponible (m^3)	Número de bombas	Tipo de arqueta
P.B. Nº1	EVC	0+803	21.796	67.345	1+1 (10 l/s)	II
P.B. Nº2	EVC	2+492.01	80.09	157.08	2+1 (15 l/s)	III
P.B. Nº3	EVC	2+933	8.924	37.73	1+1 (5 l/s)	II
P.B. Nº4	EVC	3+491.9	805.93	1156.04	3+1 (100 l/s)	IV
P.B. Nº5	EVC	0+539 (E52/53)	835.31	910.6	3+1 (120 l/s)	III
P.B. Nº6	EVC	0+560 (E54)	635.84	685.6	2+1 (120 l/s)	III
P.B. Nº7	EVC	0+459.55 (E.55)	412.46	470.6	3+1 (50 l/s)	III

A lo largo del recorrido de la alternativa C se establecen un total de 7 pozos de bombeo,

4.3.1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués del Túria con calle Hernán Cortés

En el trazado longitudinal del túnel se produce un primer punto bajo en el P.K. 0+803, entre la Estación Central y la estación de Aragón, donde se establece un aljibe de recogida de las aportaciones producidas entre el P.K. 0+000 y el P.K. 2+081. En este tramo la mayor parte de los aportes proceden de las filtraciones en el túnel ejecutado con tuneladora y sólo se contabilizan las pluviales que entran por la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

El aljibe se ubica en un pozo ejecutado entre pantallas de pilotes, en la Gran Vía Marqués del Turia, en el cruce con la C/ Hernán Cortés, compartiendo infraestructura con la Salida de Emergencia Nº 2, a una profundidad de 40 m desde la superficie.

4.3.1.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los PP.KK. 0+000 al 2+081 se reparten de la siguiente forma:

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=2081 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s/ por kilómetro de túnel, por lo tanto el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*2.081=2.705 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.0+803}=1.1*2.705\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 21.431\ m^3$$

4.3.1.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº2

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=1.1*2.25*73.71*0.001*2=0.364\ m^3$$

4.3.1.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+803 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 0+803}= V_{inf,aljibe\ P.K.0+803} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=21.796\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 1.16 m, resultando una capacidad del aljibe de 67.345 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{21.431 m^3}{2h} = 10.715 m^3/h = 2.976\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 2.976(l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 10.715\ m^3$.

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

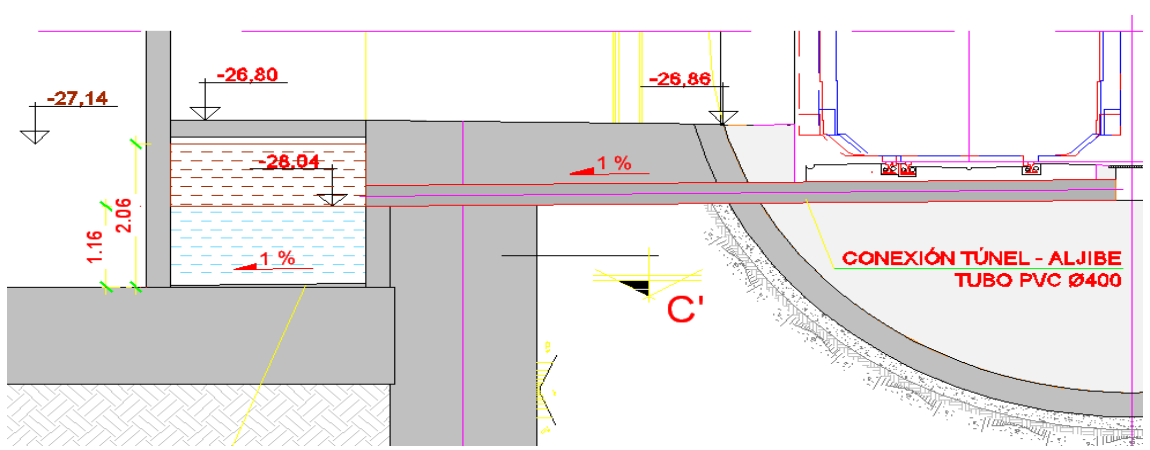
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0.053 + 10.705 m^3 + 21.796 m^3}{1h} = 32.565 m^3/h = 9.045 l/s$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 10 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº1- P.K. 0+803, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2m^3, de dimensiones interiores 1.50x 1.00 x 1.00m, tipo II, situada en la avenida Marqués del Turia en el cruce con la calle Hernán Cortés. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 0.50%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector existente de la avenida Marqués del Turia.

Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de almacenamiento del agua procedente de la extinción de incendios, el nivel del agua dentro del pozo para tener los 120m^3 alcanzaría la cota -27.14, siendo 7cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo (-27.21 en el PK 0+800 del eje 1). En la imagen siguiente se muestra la cota en la que se alcanzan los 120m3, la -27.14.



4.3.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01. Estación de Aragón. Avenida Aragón

El aljibe de la Estación de Aragón recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 2+081 al 2+604. Los caudales acumulados en este aljibe proceden de los huecos de ventilación de la propia estación, de los accesos a la misma y de las filtraciones en la estructura.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la Estación de Aragón, en la cabeza norte, a una profundidad de 24 m desde la superficie.

4.3.2.1 *Volumen de infiltración*

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+081 al 2+604 es el siguiente:

- Infiltración en estación: L=522m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ estación}=V*S=10^{-7}*522*35.85*1000=1.871\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+490}=1.1*1.871\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 14.836\ m^3$$

4.3.2.2 *Volumen de pluviales*

Las aportaciones de pluviales se producen en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación de la Estación de Aragón.

- Pluviales en los accesos a la Estación de Aragón

La superficie de los accesos es de 65.60 m^2. El volumen de pluviales recogido en los accesos de las estaciones, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{accesos}=1.1*65.60*73.71*0.001*2=10.638\ m^3$$

- Pluviales en huecos de ventilación de la Estación de Aragón

La entrada de aguas pluviales por los huecos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 337 m^2.

$$V_{pozos\ de\ ventilación}=1.1*337*0.001*2=54.617\ m^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+490}=V_{accesos}+V_{pozos\ ventilación}=10.638+54.617=\ 65.255\ m^3$$

4.3.2.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 2+465 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 2+490}=V_{inf,aljibe\ P.K.2+490}+V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+490}=14.836+65.255=80.091\ m^3$$

Se diseña un aljibe con forma paralelepípeda de dimensiones interiores principales 7.80 * 4.00 * 2.80 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 1.80 * 4.00 * 3.30 m., resultando una capacidad del aljibe de 157.08 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 80.091 m^3, se obtiene un resguardo del 96.12%, debido al encaje final condicionado por la estructura.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\ operación\ continua}=\frac{14.836m^3}{2h}=7.418m^3/h=2.060\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial}=V\ (I_{t(h)})=S_{\ pluviales}*I_{\ t(h)}*10^{-3}*\ t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3=S_{\ pluviales}*I_{\ 3h}*10^{-3}*t(h)$$

$$t(h)=\frac{65.255}{(65.60+337)*1.1*56.33-10^{-3}}=2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v=3-2.617=0.383\ h.$$

$V_{pluvial}$ = V ($I_{\ 3\ horas}$) =1.1* (65.6+337) m2 * 56.33 mm/h * 10-3 * 0.383 h =9.549 m3.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración}=V\ (1h)=Q*t=2.060(l/s)*10^{-3}\ (m^3)*1\ (h)*3600\ (s)=7.418\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\ bombeo}=\frac{V_{pluvial}+V_{inf\ iltración}+V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\ bombeo}=\frac{9.549m^3+7.418m^3+80.091m^3}{1h}=97.059\ m^3/h=26.96\ l/s$$

Se dispondrán dos (2) bombas más una (1) de reserva de 15 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 2 - P.K. 2+490, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 2.7 m^3, de dimensiones interiores 1.75x1.75x1.00m, tipo III, situada en la avenida Aragón, a la altura del Ayuntamiento. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 1%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de la avenida Aragón.

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es de 157.08m^3, superior a los 120m^3 del volumen en caso de extinción de incendios

4.3.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 2+933. Avenida de Catalunya

El aljibe de la Avenida Catalunya recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 2+604 al 3+400. Los caudales acumulados en este aljibe proceden las filtraciones en la estructura y las salidas de emergencia

4.3.3.1 *Volumen de infiltración*

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+604 al 3+400 es el siguiente:

4.3.3.2 *Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=796 m*

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s/ por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*0.793=1.034 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+933}=1.1*1.034\ (l/s)*2(h)*0.001*3600= 8.195\ m^3$$

4.3.3.3 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por la salida de emergencia:

- Pluviales en salida de emergencia:

La entrada de aguas pluviales por los pozos se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 2.25m^2. Siendo las salidas de emergencia la Nº6 y Nº7.

$$V_{pozos\ de\ ventilación}=1.1*4.5*73.71*0.001*2=0.729\ m^3$$

4.3.3.4 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 2+933 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 2+933}= V_{inf,\ aljibe\ P.K\ 2+933}+ V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+933}=8.195+0.729= 8.924\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 0.65 m, resultando una capacidad del aljibe de 37.73 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{8.195 m^3}{2h} = 4.09 m^3/h = 1.13\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{\textit{pluviales}} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.729}{(2.25*2)*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.61 \text{ h}$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.61 = 0.385 \text{ h.}$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1*\ (2.25*2)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.385\ h = 0.170\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.13\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 4.068\ m^3$.

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

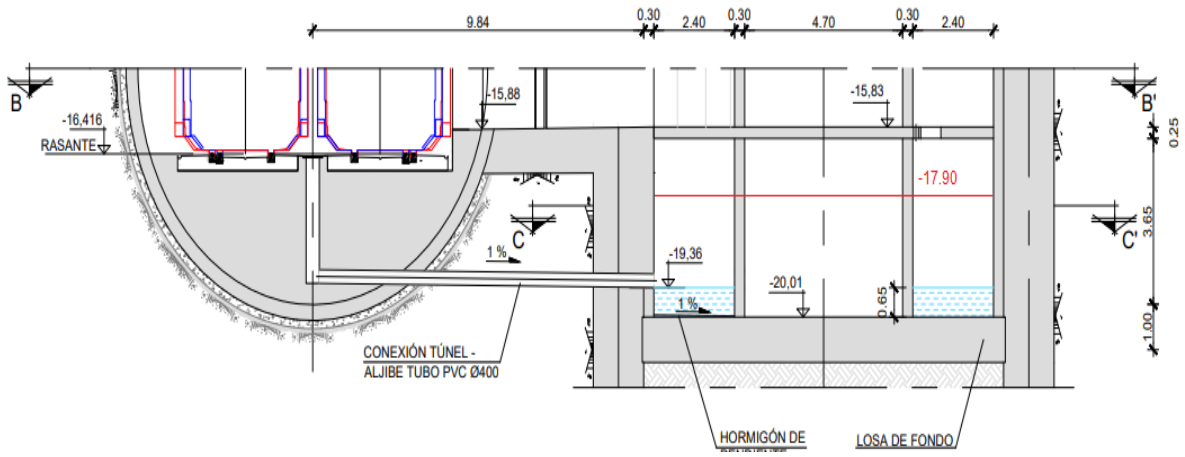
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{8.924 m^3 + 4.068 + 0.170 m^3}{1h} = 113.163\ m^3/h = 3.65\ l/s$$

Se dispondrán una (1) bomba más una (1) de reserva de 5 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 3 - P.K. 2+933, se diseña una arqueta de descarga, tipo II. En ella se recogen las

aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □700 y pendiente mínima del 0.5%, a la red de alcantarillado municipal

Almacenamiento en caso de incendio

La altura de la lamina de agua alcanzada en caso de incendio es de -17.94, nivel inferior a la rasante del túnel en el punto ubicación del aljibe.



4.3.4 Pozo de Bombeo Nº4- P.K. 3+500 Pozo de ataque de la tuneladora.

Entre los P.K.s 3+400 al 3+522.4 se ejecuta el pozo de ataque de la tuneladora. Se prevé realizar un gran aljibe de recogida de las aguas pluviales procedentes de la rampa asi como de las infiltraciones.

4.3.4.1 *Volumen de infiltración*

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 3+400 al 3+522.4 es el siguiente:

- Infiltración en estación: L=122.4m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ estación} = V*S = 10^{-7}*122.4*11*1000 = 0.134\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.3+500} = 1.1*0.134\ (l/s)*2(h)*0.001*3600 = 1.06\ m^3$$

4.3.4.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por la rampa de acceso del eje principal:

- Pluviales en rampas de entrada eje principal

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje principal se ha estimado de 4986.4 m^2.

$$V_{rampa\ eje\ principal} = 1.1*4986.4*73.71*0.001*2 = 794.01\ m^3$$

- Pluviales en pozos de ventilación

La entrada de aguas pluviales por los pozos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 67m^2.

$$V_{pozos\ de\ ventilación} = 1.1*(67)*73.71*0.001*2 = 10.865\ m^3$$

4.3.4.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 3+500 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 3+500} = V_{inf,\ aljibe\ P.K\ 3+500} + V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 3+500} = 1.06+804.875 = 805.93\ m^3$$

Se diseña un aljibe trapecial de dimensiones interiores principales 2.56 * 43.80 * 10.8 m, con unos muros interiores que dejan el paso del agua a través de huecos, resultando una capacidad del aljibe de 1156.04 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\ operación\ continua} = \frac{1.06m^3}{2h} = 0.53 m^3/h = 0.147\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{\ t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3 = S_{\ pluviales} * I_{\ 3h} * 10^{-3} * t(h)$$

t(h) = $\frac{804.87}{(4986.4+67)*1.1*56.33*10^{-3}}$ = 2.57 h para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.57 = 0.43\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{\ 3\ horas}) = 1.1 * (5053.46)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.43\ h = 134.6\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 0.147\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 0.5292\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\ bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{inf\ iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\ bombeo} = \frac{134.6m^3+0.5292m^3+805.93m^3}{1h} = 941.1\ m^3/h = 261.43\ l/s$$

Se dispondrán tres (3) bombas más una (1) de reserva de 100 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 4 - P.K. 3+500, se diseña una arqueta de descarga, tipo IV. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC.

4.3.5 Pozo de Bombeo Nº5 PK 0+539 Conexión Sur Mediterráneo Ejes 52, 53

El pozo de bombeo capta las aguas entre los pk 0+175 al 0+873, procedentes de la infiltración de los túneles y de la aportación de aguas pluviales que caen sobre las rampas.

En este tramo discurren los ejes 52 y 53 que se unen a partir del pk0+465.

4.3.5.1 *Volumen de infiltración*

Eje 53:

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los PK 0+380 al 0+465 corresponde al siguiente:

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=85m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1 * 10^{-7}\ m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\ \_\ pantallas} = V * S = 1 * 10^{-7} * 85 * 7.64 * 1000 = 0.06494\ l/s$$

Eje 52:

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los PK 0+420 al 0+460

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=40 m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1 * 10^{-7}\ m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\ \_\ pantallas} = V * S = 1 * 10^{-7} * 40 * 7.64 * 1000 = 0.030\ l/s$$

A partir del pk 0+465 (eje 53), pk 0+460 (eje 52), las vías discurren en el mismo túnel.

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=135m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1 * 10^{-7}\ m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{túnel\ \_\ pantallas} = V * S = 1 * 10^{-7} * 135 * 12.28 * 1000 = 0.16\ l/s$$

El caudal total de infiltración es de:

$$Q_{túnel\ \_\ pantallas} = 0.064 + 0.030 + 0.16 = 0.254\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 0+539} = 1.1 \cdot 0.254(l/s) \cdot 10^{-3}\ (m^3) \cdot 2(h) * 3600(seg) = 2.01\ m^3$$

4.3.5.2 *Volumen de pluviales*

El volumen de aguas pluviales se corresponde a las aguas que caen sobre las rampas de entrada y salida. Existen dos situaciones en este punto, en el que las vías

discurren separadas y en el momento en el que confluyen, discurriendo de forma paralela.

- Pluviales en rampa eje 53

La rampa va desde el PK 0+176 al 0+380-pk 0+600 al 0+887

Longitud rampa tramo PK 0+176 al 0+380 = 204 m

$$S_{rampa}= 1.1* S = 1.1 (204*5.58) = 1252.15 \text{ m}^2$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa}= 1252.64 (\text{m}^2) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3} (\text{m/h}) \cdot 2 (\text{h}) = 184.59 \text{ m}^3$$

- Pluviales en rampa eje 52

La rampa va desde el pk 0+175 al 0+420-pk0+591 al 0+873

Longitud trampa tramo pk 0+175 al 0+420 : 245 m

$$S_{rampa}= 1.1* S = 1.1 \cdot (245*5.58) = 1503.81 \text{ m}^3$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa}= 1503.81 (\text{m}^3) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3} (\text{m/h}) \cdot 2 (\text{h}) = 221.69 \text{ m}^3$$

- Pluviales en rampa eje 52, 53

Longitud rampa pk 0+591 al 0+873 : 282 m

$$S_{rampa}= 1.1* S = 1.1 \cdot (282*10.28) = 2898.96 \text{ m}^3$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa}= 2898.96 (\text{m}^3) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3} (\text{m/h}) \cdot 2 (\text{h}) = 427.36\text{m}^3$$

Volumen total= 833.64 m3

4.3.5.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos:*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+539 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales, obtenidos anteriormente:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+720} = V_{inf} + V_{rampa} = 2.17 + 833.64 = 835.81 \text{ m}^3$$

Se diseña un aljibe de dimensiones interiores principales 24.00 * 15.00 * 2.50 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 8.62* 2.48 * 0.50 m., resultando una capacidad del aljibe de 910.6 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{2.17m^3}{2h} = 1.085 \text{ m}^3/\text{h} = 0.30 \text{ l/s}$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V (I_{t(h)}) = S_{pluviales} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V (I_{2h}) \text{ m}^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{834.3}{(204*5.63+245*.5.58+282*10.28)*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.61 \text{ h}$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 – 2.61 = 0.39 \text{ h.}$$

$V_{pluvial} = V (I_{3 \text{ horas}}) = 1.1* (204*5.63+245*.5.58+282*10.28) \text{ m}^2 * 56.33 \text{ mm/h} * 10^{-3} * 0.39 \text{ h} = 130.84 \text{ m}^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración} = V (1h) = Q * t = 0.30 \text{ (l/s)} * 10^{-3} \text{ (m}^3\text{)} * 1 \text{ (h)} * 3600 \text{ (s)} = 1.08 \text{ m}^3$.

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{130.84m^3 + 1.08m^3 + 834.3m^3}{1h} = 966.2 \text{ m}^3/\text{h} = 268.3 \text{ l/s}$$

Se dispondrán 3 bombas más 1 de reserva de 120 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 5 - P.K. 0+539, se diseña una arqueta de descarga de dimensiones interiores 1.75 x 1.75 x 1.00m, situada en superficie junto al pozo de bombeo. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro Ø600 y pendiente mínima del 0.5%, a la acequia más cercana.

Según las recomendaciones de la Norma de Seguridad en Túneles, un colector de drenaje en túneles deberá poder evacuar sin problemas el agua de extinción de incendio correspondiente a un volumen total de 120 m3 durante un incendio tipo de dos (2) horas de duración. Esto significa que el caudal medio durante el incendio será de 0,016 m3/s. Este caudal es inferior al considerado en el dimensionado del aljibe, por lo que se cumpliría con la norma de seguridad.

Tuberia de impulsión

El cálculo de las pérdidas a lo largo de la instalación se realiza aplicando la formulación de Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = \left(h_f + h_p\right) * \frac{V^2}{2*g} = \left(f * \frac{L}{D} + \sum K \right) * \frac{V^2}{2*g}$$

Donde:

$h_f + h_p$: perdidas continuas y perdidas puntuales de la tubería, en m.

L : es la longitud del tramo de tubería, en m.

D : diámetro interior de la tubería, en m.

K : coeficiente de pérdida de carga en el elemento considerado, en m.

v : es la velocidad del agua en la tubería, en m/s.

g : es la aceleración de la gravedad, en m/s2.

f : es el coeficiente de fricción, que se estimará, a su vez, mediante la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)$$

Donde:

ε : es la rugosidad absoluta de la pared de la tubería, en m.

Re : es el número de Reynolds, dado por la expresión:

$$\mathrm{Re} = \frac{v \cdot D}{\upsilon}$$

Donde:

υ : es la viscosidad cinemática del fluido, dada por la expresión:

$$\upsilon = \frac{0.0178}{10000 + 337 \cdot t + 2.21 \cdot t^2}$$

Donde:

t : es la temperatura del fluido, en ºC.

El caudal corresponde al Q_{BOMBEO} = 268.3/3 = 89.43 l/s por bomba; y colocando una tubería de acero galvanizado (rugosidad 0.0000025 m) y diámetro interior de 201 mm, obtenemos:

Q (m3/s)	Ø interior	V(m/s)	t (Cº)	hf
0.089	0.201	2.82	20	1.20

Las pérdidas puntuales son las siguientes:

Elemento	Número de elementos	Ki (m)	hp (m)
Codo	3	0.2	0.6
Paso de conducto a depósito	1	1	0.66
Paso de depósito a conducto	1	0.5	0.33
		total	1.59

Las pérdidas totales en la impulsión serán entonces:

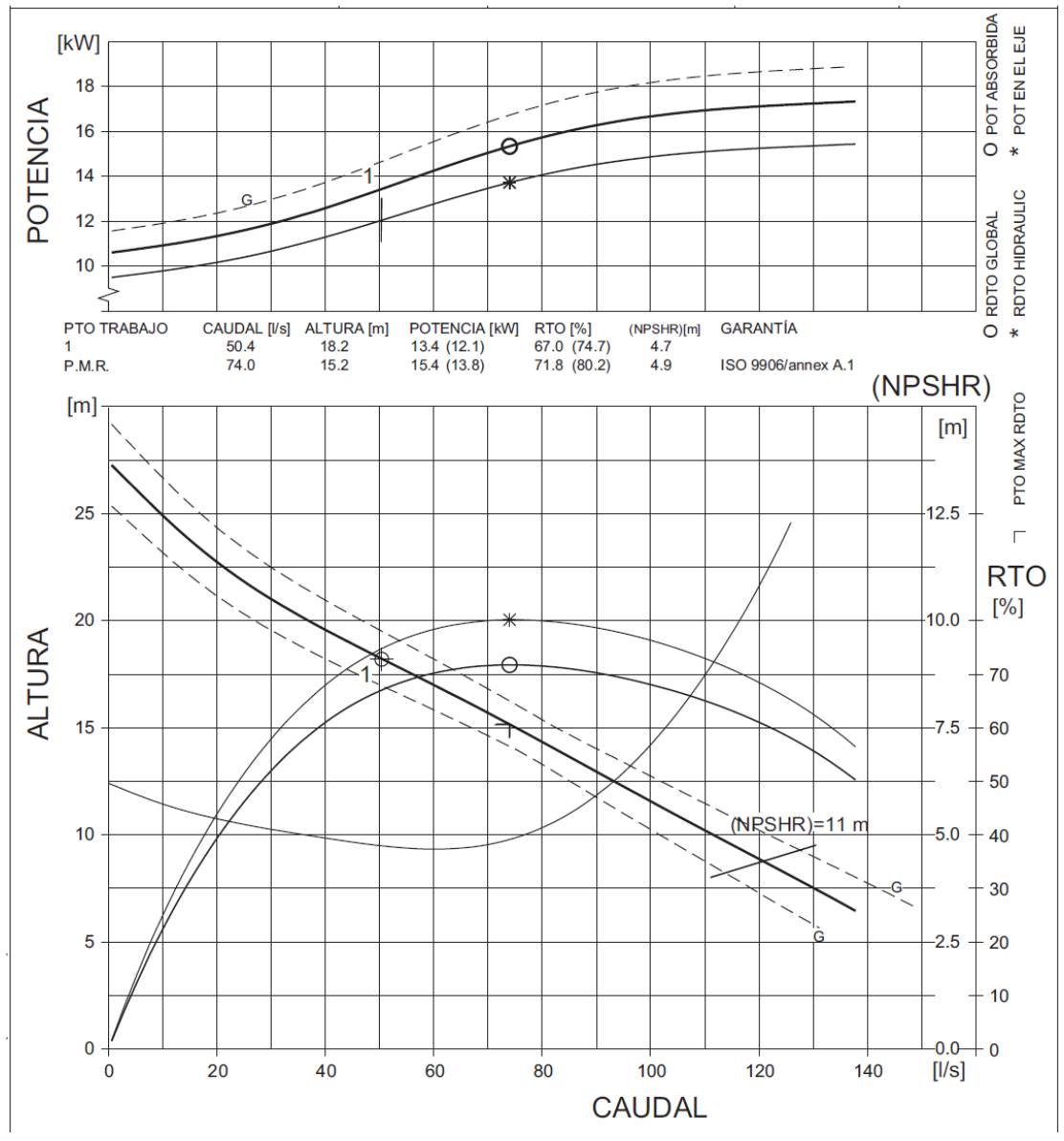
1.20 m (pérdidas continuas) + 1.59 m (pérdidas localizadas) = 2.79 m

Grupos de electrobombas

Para el cálculo de la altura manométrica sumamos a la diferencia de cota entre la losa de fondo del aljibe y la cota de calle, 9.33 m, las pérdidas totales de impulsión, 2.79 m, obteniendo una altura manométrica de **12.12 m**.

Se dimensiona el grupo de electrobombas para el caudal asociado a un tiempo de vaciado de una hora. Se disponen bombas del tipo NS-3171.181-MT de la casa Flygt de potencia 18.5 Kw o similar.

A partir de las curvas características suministradas por el fabricante se puede determinar el punto de funcionamiento de la instalación.



Punto de funcionamiento de la bomba seleccionada

La instalación será fija extraíble, sumergida y con tubos guía, y acoplamiento por su propio peso a la conexión de descarga.

4.3.6 Pozo de Bombeo Nº6 PK 0+560 Conexión Norte Mediterráneo (Eje 54)

El aljibe se establece en el P.K. 0+560 del eje 54 y recoge las aportaciones que se producen en las infiltraciones en el tramo de túnel así como en las rampas de acceso.

4.3.6.1 *Volumen de infiltración:*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura son los producidos en el túnel entre pantallas, entre los PKs 0+490 y 0+596:

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=106m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas} = V * S = 1 * 10^{-7} * 106 * 7.6 * 1000 = 0.0805 l / s$$

El caudal total de infiltración es de:

$$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas} = 0.0805/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 5+720} = 1.1 \cdot 0.085\ (l/s) \cdot 10^{-3}\ (m^3) \cdot 2(h) * 3600(seg) = 0.63\ m^3$$

4.3.6.2 *Volumen de pluviales:*

- Pluviales en rampa

El volumen de pluviales recogido en la rampa de salida a superficie, entre los PKs 0+144 y 0+490- PKs 0+490 y 0+950

$$S_{rampa} = 1.1 * S = 1.1 \cdot (702 * 5.6) = 4308.8\ m^2$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración, es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa} = 4308.876\ (m^3) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3}\ (m/h) \cdot 2\ (h) = 635.21\ \ m^3$$

4.3.6.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados:*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+539.785 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales, obtenidos anteriormente:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+720} = V_{inf} + V_{rampa} = 0.63 + 635.21 = 635.84\ m^3$$

Se diseña un aljibe de dimensiones interiores principales 22.5 * 15.00 * 2.00 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 8.62 * 2.48 * 0.50 m., resultando una capacidad del aljibe de 685.6 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{0.63m^3}{2h} = 0.31\ m^3/h = 0.08\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{\ t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3 = S_{\ pluviales} * I_{\ 3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{635.21}{(700 \cdot 5.6) * 1.1 * 56.33 * 10^{-3}} = 2.61\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.61 = 0.384\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{\ 3\ horas}) = 1.1 * (700 \cdot 5.6)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0384\ h = 93.7\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 0.08\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 0.28\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{93.7m^3 + 0.28m^3 + 635.84m^3}{1h} = 729.82\ m^3/h = 202.6\ l/s$$

Se dispondrán 2 bombas más 1 de reserva de 120 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 6 - P.K. 0+539.785 se diseña una arqueta de descarga de dimensiones interiores 1.75 x 1.75 x 1.00m, situada en superficie junto al pozo de bombeo. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro Ø500 y pendiente mínima del 0.5%, a la acequia más cercana.

Según las recomendaciones de la Norma de Seguridad en Túneles, un colector de drenaje en túneles deberá poder evacuar sin problemas el agua de extinción de incendio correspondiente a un volumen total de 120 m3 durante un incendio tipo de dos (2) horas de duración. Esto significa que el caudal medio durante el incendio será de 0,016 m3/s. Este caudal es inferior al considerado en el dimensionado del aljibe, por lo que se cumpliría con la norma de seguridad.

Tubería de impulsión

El cálculo de las pérdidas a lo largo de la instalación se realiza aplicando la formulación de Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = \left(h_f + h_p\right) * \frac{V^2}{2 * g} = \left(f * \frac{L}{D} + \sum K\right) * \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

$h_f + h_p$: perdidas continuas y perdidas puntuales de la tubería, en m.

L : es la longitud del tramo de tubería, en m.

D : diámetro interior de la tubería, en m.

K : coeficiente de pérdida de carga en el elemento considerado, en m.

v : es la velocidad del agua en la tubería, en m/s.

g : es la aceleración de la gravedad, en m/s2.

f : es el coeficiente de fricción, que se estimará, a su vez, mediante la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{f}}\right)$$

Donde:

ε : es la rugosidad absoluta de la pared de la tubería, en m.

Re : es el número de Reynolds, dado por la expresión:

$$\mathrm{Re} = \frac{v \cdot D}{\upsilon}$$

Donde:

υ : es la viscosidad cinemática del fluido, dada por la expresión:

$$\upsilon = \frac{0.0178}{10000 + 337 \cdot t + 2.21 \cdot t^2}$$

Donde:

t : es la temperatura del fluido, en ºC.

El caudal corresponde al QBOMBEO = 202.6/2 = 101.3 l/s por bomba; y colocando una tubería de acero galvanizado (rugosidad 0.0000025 m) y diámetro interior de 201 mm, obtenemos:

Q (m3/s)	Ø interior	V(m/s)	t (Cº)	hf
0.101	0.201	3.17	20	1.20

Las pérdidas puntuales son las siguientes:

Elemento	Número de elementos	Ki (m)	hp (m)
Codo	3	0.2	0.6
Paso de conducto a depósito	1	1	0.66
Paso de depósito a conducto	1	0.5	0.33
		total	1.59

Las pérdidas totales en la impulsión serán entonces:

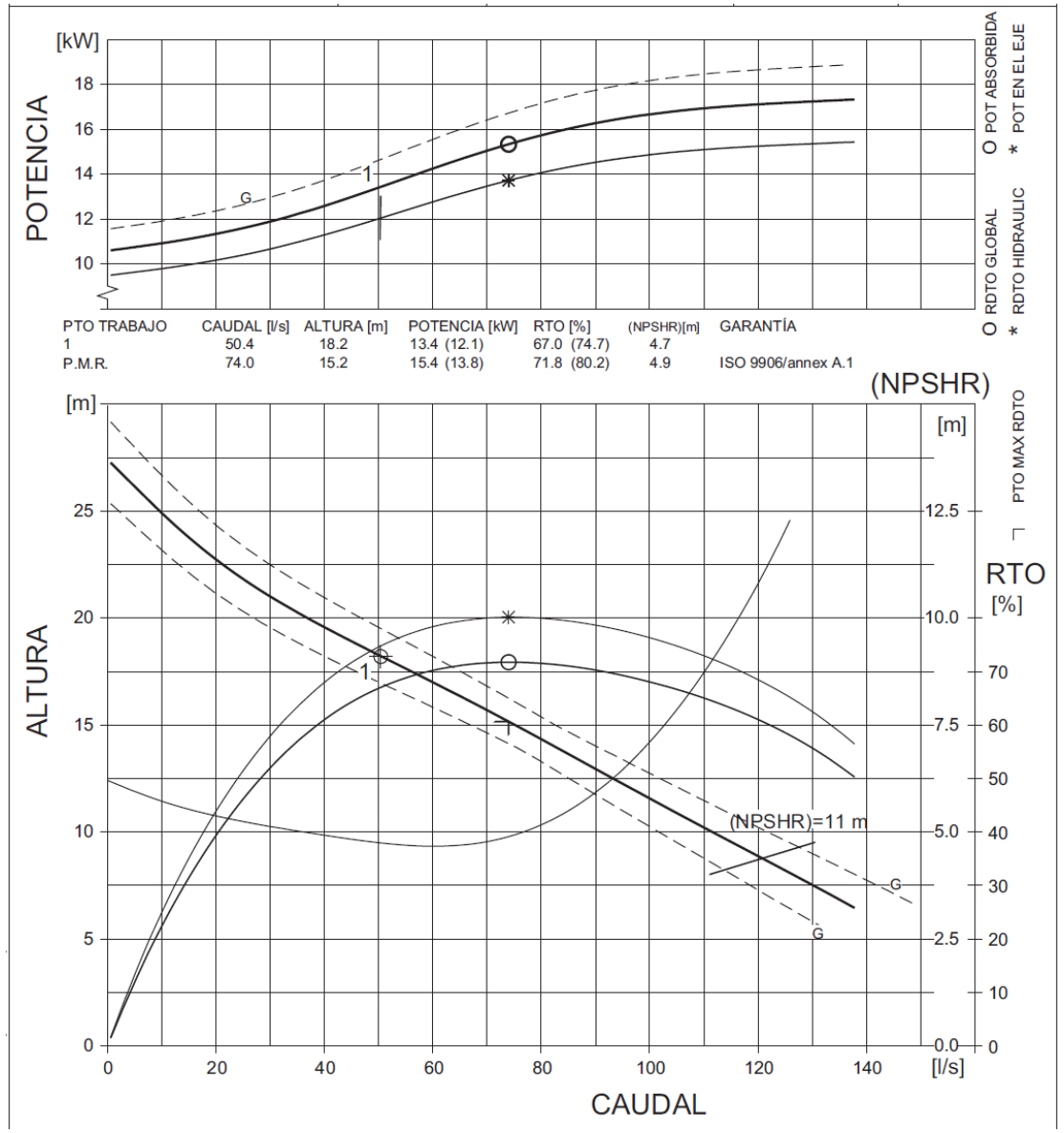
1.20 m (pérdidas continuas) + 1.59 m (pérdidas localizadas) = 2.79 m

Grupos de electrobombas

Para el cálculo de la altura manométrica sumamos a la diferencia de cota entre la losa de fondo del aljibe y la cota de calle, 10.50 m, las pérdidas totales de impulsión, 2.79 m, obteniendo una altura manométrica de 13.29 m.

Se dimensiona el grupo de electrobombas para el caudal asociado a un tiempo de vaciado de una hora. Se disponen bombas del tipo NS-3171.181-MT de la casa Flygt de potencia 18.5 Kw o similar.

A partir de las curvas características suministradas por el fabricante se puede determinar el punto de funcionamiento de la instalación.



Punto de funcionamiento de la bomba seleccionada

La instalación será fija extraíble, sumergida y con tubos guía, y acoplamiento por su propio peso a la conexión de descarga.

4.3.7 Pozo de Bombeo Nº7 PK 0+459.55 Eje 55 Via Oeste

El aljibe se establece en el P.K. 0+459.55 del eje 55 y recoge las aportaciones que se producen entre los P.K.s 0+140 y 0+773 de la conexión con el corredor mediterráneo – Eje 55 Via Oeste.

4.3.7.1 *Volumen de Infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura son los producidos en el túnel entre pantallas, entre los PKs 0+395 y 0+575:

- Infiltración en túnel entre pantallas: L=180 m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas} = V * S = 1 * 10^{-7} * 180 * 7.67 * 1000 = 0.13 l / s$$

El caudal total de infiltración es de:

$$Q_{inf} = Q_{tunel\_pantallas} = 0.13 l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 0+459.55} = 1.1 \cdot 0.13\ (l/s) \cdot 10^{-3}\ (m^3) \cdot 2(h) * 3600(seg) = 1.029\ m^3$$

4.3.7.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por las rampas de entrada y salida.

- Pluviales en rampa

El volumen de pluviales recogido en la rampa de salida a superficie, entre los PKs 0+140 y 0+395-PKs 0+575 y 0+773

$$S_{rampa} = 1.1 * S = 1.1 \cdot (453 * 5.6) = 2790.48\ m^3$$

La intensidad horaria asociada a un aguacero de 2 horas de duración es de 73.71 mm/h para un periodo de retorno de 100 años, siendo el volumen de agua que recoge la rampa:

$$V_{rampa} = 2790.48\ (m^3) \cdot 73.71 \cdot 10^{-3}\ (m/h) \cdot 2\ (h) = 411.37 m^3$$

4.3.7.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+459.55 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales, obtenidos anteriormente:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 0+495.5} = V_{inf} + V_{rampa} = 1.029 + 411.37 = 412.46\ m^3$$

Se diseña un aljibe de dimensiones interiores principales 23.00 *10 .00 * 2.00 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 8.6 * 2.48 * 0.50 m., resultando una capacidad del aljibe de 470.6 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\ operación\ continua} = \frac{1.029 m^3}{2h} = 0.51\ m^3/h = 0.143\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{\ pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{411.37}{(453 \cdot 5.6) * 1.1 * 56.33 * 10^{-3}} = 2.61\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.61 = 0.39\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * (453 \cdot 5.6)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.39\ h = 61.3\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración}$ = V (1h) = Q * t =0.15 (l/s) *10^{-3} (m^3) * 1 (h)*3600 (s) = 0.54 m^3.

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{infiltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{61.3m^3 + 0.54m^3 + 412.46m^3}{1h} = 474.3 \ m^3/h = 131.75 \ l/s$$

Se dispondrán 3 bombas más 1 de reserva de 50 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 7 - P.K. 0+459, se diseña una arqueta de descarga de dimensiones interiores 1.75 x 1.75 x 1.00m, situada en superficie junto al pozo de bombeo. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro Ø400 y pendiente mínima del 0.5%.

Según las recomendaciones de la Norma de Seguridad en Túneles, un colector de drenaje en túneles deberá poder evacuar sin problemas el agua de extinción de incendio correspondiente a un volumen total de 120 m^3 durante un incendio tipo de dos (2) horas de duración. Esto significa que el caudal medio durante el incendio será de 0,016 m3/s. Este caudal es inferior al considerado en el dimensionado del aljibe por lo que se cumpliría con la norma de seguridad.

Tubería de impulsión

El cálculo de las pérdidas a lo largo de la instalación se realiza aplicando la formulación de Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = (h_f + h_p) * \frac{V^2}{2*g} = \left(f * \frac{L}{D} + \sum K \right) * \frac{V^2}{2*g}$$

Donde:

$h_f + h_p$: perdidas continuas y perdidas puntuales de la tubería, en m.

L: es la longitud del tramo de tubería, en m.

D: diámetro interior de la tubería, en m.

K: coeficiente de pérdida de carga en el elemento considerado, en m.

v: es la velocidad del agua en la tubería, en m/s.

g: es la aceleración del la gravedad, en m/s2.

- f: es el coeficiente de fricción, que se estimará, a su vez, mediante la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)$$

Donde:

- ε: es la rugosidad absoluta de la pared de la tubería, en m.
- Re: es el número de Reynolds, dado por la expresión:

$$\mathrm{Re} = \frac{v \cdot D}{\upsilon}$$

Donde:

- υ: es la viscosidad cinemática del fluido, dada por la expresión:

$$\upsilon = \frac{0.0178}{10000 + 337 \cdot t + 2.21 \cdot t^2}$$

Donde:

- t es la temperatura del fluido, en ºC.

El caudal corresponde al Q_{BOMBEO} = 131.75/2 = 65.8 l/s por bomba; y colocando una tubería de acero galvanizado (rugosidad 0.0000025 m) y diámetro interior de 125 mm, obtenemos el siguiente coeficiente de fricción:

Q (m3/s)	Ø interior	V(m/s)	t (Cº)	hf
0.0658	0.201	2.06	20	1.09

Las pérdidas puntuales son las siguientes:

Elemento	Número de elementos	Ki (m)	hp (m)
Codo	3	0.2	0.6
Paso de conducto a depósito	1	1	0.66
Paso de depósito a conducto	1	0.5	0.33
		total	1.59

Las pérdidas totales en la impulsión serán entonces:

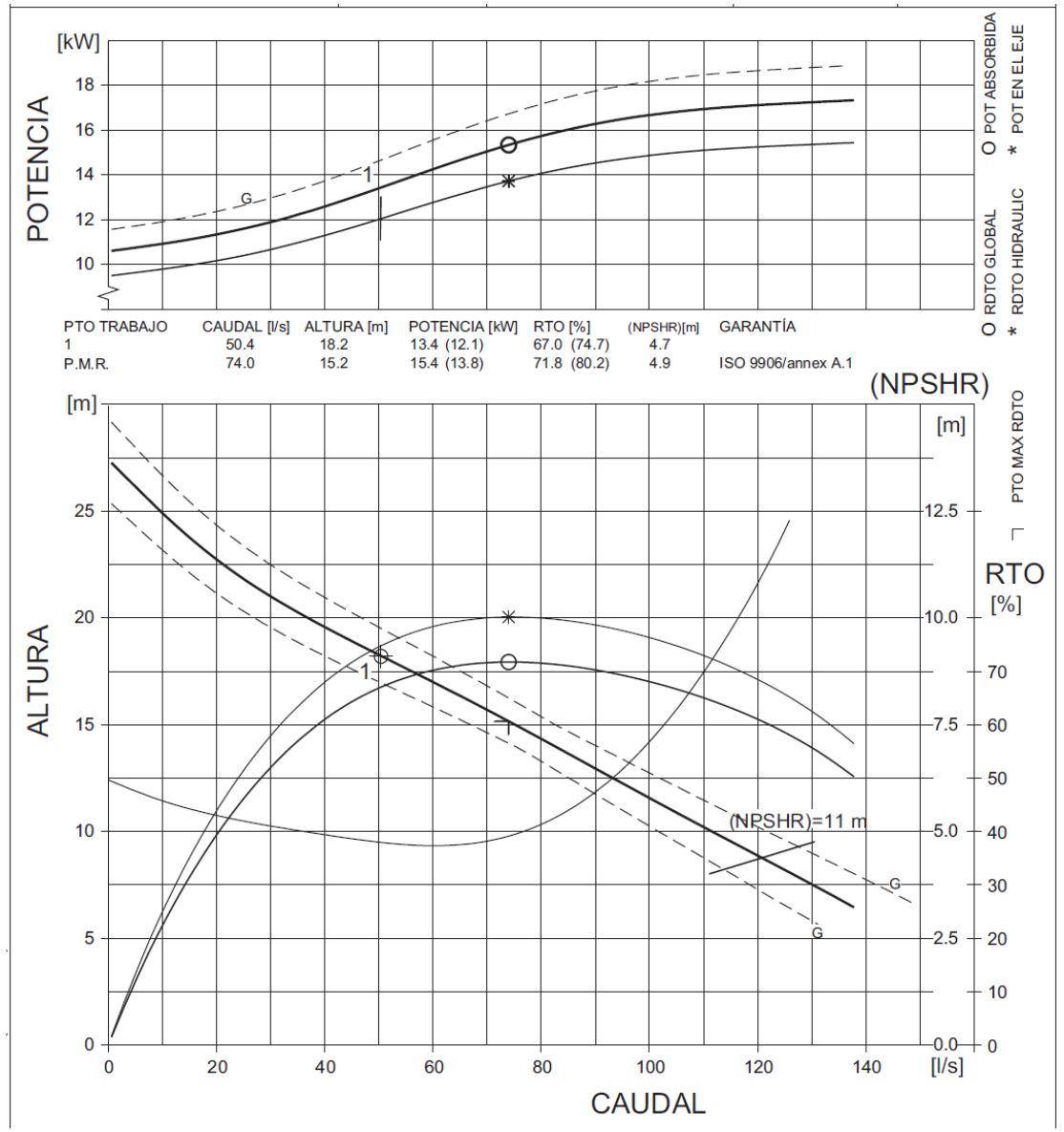
1.09 m (pérdidas continuas) + 1.59 m (pérdidas localizadas) = 2.68 m

- **Grupos de electrobombas**

Para el cálculo de la altura manométrica sumamos a la diferencia de cota entre la losa de fondo del aljibe y la cota de calle, 12.00 m, las pérdidas totales de impulsión, 2.68 m, obteniendo una altura manométrica de **14.68 m**.

Se dimensiona el grupo de electrobombas para el caudal asociado a un tiempo de vaciado de una hora. Se disponen bombas del tipo NS-3171.181-MT de la casa Flygt de potencia 18.5 Kw o similar.

A partir de las curvas características suministradas por el fabricante se puede determinar el punto de funcionamiento de la instalación.



Punto de funcionamiento de la bomba seleccionada

La instalación será fija extraíble, sumergida y con tubos guía, y acoplamiento por su propio peso a la conexión de descarga.

4.4 BOMBEO ALTERNATIVA A

A lo largo del recorrido de la Alternativa A se han proyectado diez (10) aljibes en el tramo soterrado, tres (3) de ellos en el tramo de túnel eje 60 ejecutado con tuneladora, uno (1) en la Estación de Aragón, (1) en la Estación de Universidad, uno (1) en el pozo de ataque de la tuneladora del eje 60, tres (3) de ellos en el tramo de túnel ejes 58/57 ejecutado con tuneladora y uno (1) en el pozo de ataque de la tuneladora de los ejes 57/58.

En la zona de tuneladora, los aljibes se ubican en pozos ejecutados mediante pantallas de pilotes secantes, conectando con el túnel mediante un tubo colector, aprovechando la coincidencia con otros elementos como pozos de ventilación o salidas de emergencia. En el resto de los casos, los aljibes se sitúan entre pantallas, bajo la losa de fondo de la estructura correspondiente, aprovechando espacios vacíos en la estación y en el pozo de ataque de la tuneladora.

Se disponen arquetas asociadas a cada uno de los aljibes en superficie, para realizar la descarga de los caudales a bombear y verter en lámina libre a la red de alcantarillado. Desde cada una de esas arquetas parte una red de tuberías que conecta con la red de alcantarillado municipal.

Pozo de bombeo	Eje	P.K.	Volumen drenaje (m^3)	Volumen disponible (m^3)	Número de bombas	Tipo de arqueta
P.B. Nº1	EVC	0+803	21.796	67.345	1+1 (10 l/s)	II
P.B. Nº2	EVC	2+492.01	91.48	157.08	2+1 (15 l/s)	III
P.B. Nº3	EVC	3+248	9.383	21.481	1+1 (5 l/s)	II
P.B. Nº4	EVC	3+898	92.854	125	2+1 (20 l/s)	III
P.B. Nº5	EVC	4+709	12.507	17.410	1+1 (10 l/s)	II
P.B. Nº6	EVC	5+495	574.29	867.67	2+1 (100l/s)	IV
P.B. Nº7	EVC	2+620	35.56	67.345	1+1 (20l/s)	II
P.B. Nº8	EVC	1+460	48.8	58.05	1+1 (25 l/s)	II
P.B. Nº9	EVC	6+145	56.65	63	1+1 (25 l/s)	II
P.B. Nº10	EVC	7+480	694.64	914.28	2+1 (120 l/s)	IV

4.4.1 PBN°1 Pozo de Bombeo Nº1- P.K. 0+803. Cruce Gran Vía Marqués del Túria con Calle Hernán Cortés

En el trazado longitudinal del túnel se produce un primer punto bajo en el P.K. 0+803, entre la Estación Central y la estación de Aragón, donde se establece un aljibe de recogida de las aportaciones producidas entre el P.K. 0+000 y el P.K. 2+081. En este tramo la mayor parte de los aportes proceden de las filtraciones en el túnel ejecutado con tuneladora y sólo se contabilizan las pluviales que entran por la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

El aljibe se ubica en un pozo ejecutado entre pantallas de pilotes, en la Gran Vía Marqués del Turia, en el cruce con la C/ Hernán Cortés, compartiendo infraestructura con la Salida de Emergencia Nº 2, a una profundidad de 40 m desde la superficie.

4.4.1.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los PP.KK. 0+000 al 2+081 se reparten de la siguiente forma:

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=2081 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s/ por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*2.081=2.705 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.0+803}=1.1*2.705\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 21.431\ m^3$$

4.4.1.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº2.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº2

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=1.1*2.25*73.71*0.001*2=0.364\ m^3$$

4.4.1.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 0+803 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 0+803}= V_{inf,aljibe\ P.K.0+803} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 0+803}=21.796\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 1.16 m, resultando una capacidad del aljibe de 67.345 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{21.431m^3}{2h} = 10.715 m^3/h = 2.976\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 2.976(l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 10.715\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

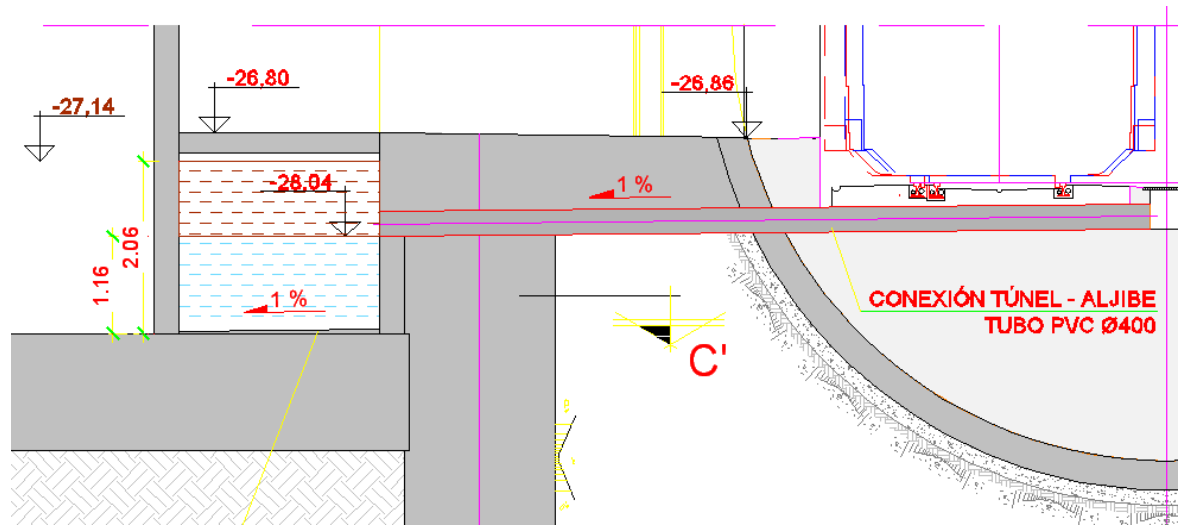
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0.053 + 10.705m^3 + 21.796m^3}{1h} = 32.565 m^3/h = 9.045 l/s$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 10 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº1- P.K. 0+803, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2m^3, de dimensiones interiores 1.50x 1.00 x 1.00m, tipo II, situada en la avenida Marqués del Turia en el cruce con la calle Hernán Cortés. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 0.50%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector existente de la avenida Marqués del Turia.

- Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de almacenamiento del agua procedente de la extinción de incendios, el nivel del agua dentro del pozo para tener los 120m3 alcanzaría la cota -27.14, siendo 7cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo (-27.21 en el PK 0+800 del eje 1). En la imagen siguiente se muestra la cota en la que se alcanzan los 120m3, la -27.14.



4.4.2 Pozo de Bombeo Nº2- P.K. 2+492.01 Estación de Aragón. Avenida Aragón

El aljibe de la Estación de Aragón recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 2+081 al 2+604. Los caudales acumulados en este aljibe proceden de los huecos de ventilación de la propia estación, de los accesos a la misma y de las filtraciones en la estructura.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la Estación de Aragón, en la cabeza norte, a una profundidad de 24 m desde la superficie.

4.4.2.1 *Volumen de infiltración*

El volumen de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+081 al 2+604 es el siguiente:

- Infiltración en estación: L=522m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ estación}=V*S=10^{-7}*522*35.85*1000=1.871\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+490}=1.1*1.871\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 14.836\ m^3$$

- Infiltración Eje 58: se recogen las aguas procedentes de la infiltración del eje 58, captadas entre el pk 0+392 al pk 1+500. L total = 1108 m.

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{\ tuneladora}=1.3*1.108=1.44\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+492.01}=1.1*1.44\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 11.4\ m^3$$

$$V_{inf,aljibe\ P.K.2+492.01}=11.4+14.83=26.23\ m3$$

4.4.2.2 *Volumen de pluviales*

Las aportaciones de pluviales se producen en los accesos peatonales y en los huecos de ventilación de la Estación de Aragón.

- Pluviales en los accesos a la Estación de Aragón

La superficie de los accesos es de 65.60 m^2. El volumen de pluviales recogido en los accesos de las estaciones, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{accesos}=1.1*65.60*73.71*0.001*2=10.638\ m^3$$

- Pluviales en huecos de ventilación de la Estación de Aragón

La entrada de aguas pluviales por los huecos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 337 m^2.

$$V_{pozos\ de\ ventilación}=1.1*337*0.001*2=54.617\ m^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+490}=V_{accesos}+V_{pozos\ ventilación}=10.638+54.617=\ 65.255\ m^3$$

4.4.2.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 2+492 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 2+492}=V_{inf,aljibe\ P.K.2+492}+V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 2+492}=26.23+65.255=\ 91.485\ m^3$$

Se diseña un aljibe paralelepípedo de dimensiones interiores principales 7.80 * 4.00 * 2.80 m, y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 1.80 * 4.00 * 3.30 m., resultando una capacidad del aljibe de 157.08 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 91.485 m^3, se obtiene un resguardo del 71.45%, debido al encaje final condicionado por la estructura.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\ operación\ continua}=\frac{26.23m^3}{2h}=13.1m^3/h=3.64.\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial}=V\ (I_{\ t(h)})=S_{\ pluviales}*I_{\ t(h)}*10^{-3}*t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3=S_{\ pluviales}*I_{\ 3h}*10^{-3}*t(h)$$

$$t(h)=\frac{65.255}{(65.60+337)*1.1*56.33-10^{-3}}=2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v=3-2.617=0.383\ h.$$

$V_{pluvial}=V\ (I_{\ 3\ horas})=1.1*\ (65.6+337)\ m^2*56.33\ mm/h*10^{-3}*0.383\ h=9.549\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración}=V\ (1h)=Q*t=2.060(l/s)*10^{-3}\ (m^3)*1\ (h)*3600\ (s)=7.418\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{inf\ iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{13.1m^3 + 7.418m^3 + 91.48m^3}{1h} = 111.2\ m^3/h = 31.1\ l/s$$

Se dispondrán dos (3) bombas más una (1) de reserva de 15 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 2 - P.K. 2+490, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 2.7 m^3, de dimensiones interiores 1.75x1.75x1.00m, tipo III, situada en la avenida Aragón, a la altura del Ayuntamiento. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 1%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de la avenida Aragón.

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es de 157.08m^3, superior a los 120m^3 del volumen en caso de extinción de incendios

4.4.3 Pozo de Bombeo Nº3- P.K. 3+248. Avenida Cataluña con Calle Clariano

Entre la Estación de Aragón y la futura Estación de Universidad se produce un segundo punto bajo en el P.K. 3+099 del trazado. Aprovechando la ejecución de la salida de emergencia Nº6, se ubica el tercer aljibe en dicho pozo, llevando las aguas de filtración del túnel a contrapendiente desde el punto bajo al aljibe.

Los volúmenes que se recogen en el aljibe proceden de las filtraciones a lo largo del túnel, producidos entre los P.K.s 2+604 al 3+480.

El aljibe se ubica en un pozo ejecutado entre pantallas de pilotes en las cercanías de la calle Clariano, compartiendo infraestructura con la Salida de Emergencia Nº 6, a una profundidad de 28 m desde la superficie.

4.4.3.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 2+604 al 3+480 se producen en el tramo ejecutado con tuneladora.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=876 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora} = 1.3*0.876 = 1.138\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.3+248} = 1.1*1.138\ (l/s)*2(h)*0.001*3600 = 9.018\ m^3$$

4.4.3.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº6.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº6

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+248} = 1.1*2.25*73.71*0.001*2 = 0.364\ m^3$$

4.4.3.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 3+228 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 3+248} = V_{inf,aljibe\ P.K.3+248} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+248} = 9.018+0.364 = 9.382\ m^3$$

Se diseña un aljibe bajo la losa de conexión de la galería, con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 0.37 m, resultando una capacidad del aljibe de 21.481 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 9.382 m^3, se obtiene un resguardo del 128.96%, debido a las dimensiones del pozo donde se ubica y a la cota de entrada del tubo de conexión con el túnel.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{operación\ continua} = \frac{9.018m^3}{2h} = 4.509\ m^3/h = 1.252\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\ pluviales} * I_{\ t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{\ 2h})\ m^3 = S_{\ pluviales} * I_{\ 3h} * 10^{-3} * t(h)$$

t(h) = $\frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}}$ = 2.617 h para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{\ 3\ horas}) = 1.1 * 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3.$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.252(l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 4.509\ m^3.$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

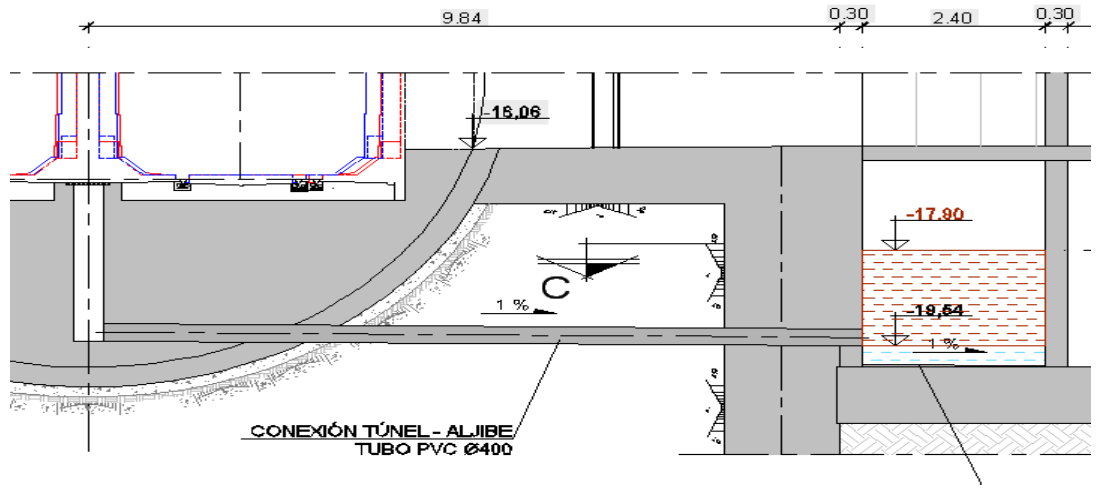
$$Q_{\ bombeo} = \frac{V_{pluvial} + V_{\inf\ iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\ bombeo} = \frac{0.053 + 4.509m^3 + 9.383m^3}{1h} = 13.946\ m^3/h = 3.874\ l/s$$

Se dispondrá una (1) bomba más una (1) de reserva de 5 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 3 - P.K. 3+228, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 0.6 m^3, tipo II, de dimensiones interiores 1.50 x 1.00 x 1.00m, situada en la zonas verdes en el cruce entre la avenida Cataluña y la calle Clariano. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 1.00%, a la red de alcantarillado municipal.

Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de almacenamiento del volumen de almacenamiento en caso de incendio se considera que el nivel dentro del pozo alcanza el volumen de 120m3 a la cota -17.90, siendo 0.26cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo (-18.16 en el PK 3+100 del eje 1). En la imagen siguiente se muestra la cota en la que se alcanzan los 120m^3.



4.4.4 Pozo de Bombeo N°4 P.K. 3+898. Estación De Universidad. Avda De Los Naranjos

El aljibe de la Estación de Universidad recoge el volumen de los aportes producidos entre los P.K.s 3.+480 al 4+080 del eje principal, así como los aportes del ramal de conexión del Cabanyal. Los caudales acumulados en este aljibe proceden de los accesos a la estación, de las filtraciones en la estructura y de los huecos de ventilación de la propia estación y del túnel.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la Estación de Universidad, en el cabezal este, a una profundidad de 21.5 m desde la superficie.

4.4.4.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 3+480 al 4+080 se corresponden con las filtraciones en el túnel entre pantallas.

- Infiltración en túnel entre pantallas eje principal: L=600 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{\ inf,\ estación} = V*S = 10^{-7} * 19075.3 * 1000 = 2.384\ l/s$$

- Infiltración en ramal del Cabanyal: L=544 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ ramal} = V*S = 10^{-7}*6800*1000 = 0.34\ l/$$

Infiltración en sección común: L=456 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.0 * 10^{-7} m/s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q_{inf,\ sección\ comun} = V*S = 10^{-7}*11742*1000 = 1.467\ l/s$$

Sumando los caudales obtenidos, aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.3+900} = 1.1*(2.384+0.34+1.467)\ (l/s)*2(h)*0.001*3600 = 33.201\ m^3$$

4.4.4.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por los pozos de ventilación.

- Pluviales en pozos de ventilación:

Las aportaciones de pluviales se producen a través de las rejillas de ventilación del túnel y de los andenes, los huecos de presurización de las salidas de emergencia y los accesos descubiertos a la estación.

- Pluviales en la Estación de Universidad y ramal del Cabanyal

La superficie total de entrada es de 367.83 m^2. El volumen de pluviales recogido mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900} = 1.1*367.83*73.71*0.001*2 = 59.652\ m^3$$

4.4.4.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 3+900 es el total de sumar el volumen de filtraciones y pluviales obtenidas anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 3+900} = V_{inf,aljibe\ P.K.\ 3+900} + V_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900} = 92.853\ m^3$$

Las necesidades de almacenamiento aplicando el criterio de volumen generado por el sistema de extinción de incendios son mayores a las necesidades por condiciones hidrológicas, por lo tanto se diseña un aljibe con un volumen mínimo de 120 m^3.

El aljibe se ubica bajo la losa de fondo de la estación con forma rectangular en planta. Se divide en dos zonas: el pozo de ubicación de las bombas rectangular de dimensiones 1.80x4.00x3.56m y el depósito de forma prismática de 7.52x4.00 m en la base y 11.67*4.00 en superficie con 3 m de altura.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas y de una tormenta frecuente de duración media hora y periodo de retorno de 25 años, cuya intensidad es de 121.50 mm/h. El caudal de pluviales recogido en los huecos de la estación para dicha tormenta es de:

$$Q_{plu,aljibe\ P.K.\ 3+900} = (1.1*367.83*121.50*0.5)/1800 = 13.655\ l/s$$

$$Q_{infiltr,aljibe\ P.K.\ 3+900} = 1.1*(2.384+0.34+1.467) = 4.611\ l/s$$

El caudal a evacuar en operación continua es de $Q_{op.\ continua\ P.K.\ 3+900}$=13.655+4.611 = 18.266 l/s

Operación de emergencia: Las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe lleno en una (1) hora.

El volumen del aljibe es de 120 m^3 con lo que el caudal de bombeo es de:

$$Q_{bombeo} = \frac{V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{120m^3}{1h} = 120 m^3/h = 33.33 l/s$$

Se prevé la disposición de una (2) bombas más una (1) de reserva de 20 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº4- P.K. 3+900, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 2.4 m^3, de dimensiones interiores 1.75x 1.75 x 1.75m, situada en la avenida de los Naranjos. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente máxima del 0.50%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de la plaza Manual Broseta y Pont.

4.4.5 Pozo de Bombeo Nº5- P.K. 4+709. Universidad Politécnica de Valencia

El aljibe del P.K. 4+709 recoge las aportaciones entre los P.K.s 4+080 al 5+295. En el P.K. 4+755 se produce un punto bajo en el trazado situándose el pozo de bombeo para evacuación de las aguas en el P.K. 4+709.

El aljibe se ubica en el pozo ejecutado entre pantallas de pilotes secantes, a una profundidad de 32 m desde superficie, en el aparcamiento de la Ciudad de la Investigación.

4.4.5.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 4+080 al 5+295 se corresponden con las filtraciones en el túnel entre pantallas.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=1215 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*1.2155=1.579 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 4+709}=1.1*1.579\ (l/s)*2(h)*0.001*3600=\ 12.507\ m^3$$

4.4.5.2 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 4+709 es la suma del volumen de infiltración obtenido anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 4+709}= V_{inf,aljibe\ P.K.4+709}=12.507\ m^3$$

Se diseña un aljibe, con forma de tronco cilíndrico de radio 3.20 m con una altura útil de acumulación de agua es de 0.58 m, resultando una capacidad del aljibe de 17.41 m^3, al restar la superficie ocupada por los pilares metálicos de la escalera de acceso. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 12.507 m^3, se obtiene un resguardo del 39.20%, debido a las dimensiones del pozo donde se ubica y a la cota de entrada del tubo de conexión con el túnel.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{12.507m^3}{2h} = 6.253 m^3/h = 1.737\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.737\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 6.253\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf } iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0 + 6.253m^3 + 12.507m^3}{1h} = 18.761\ m^3/h = 5.211\ l/s$$

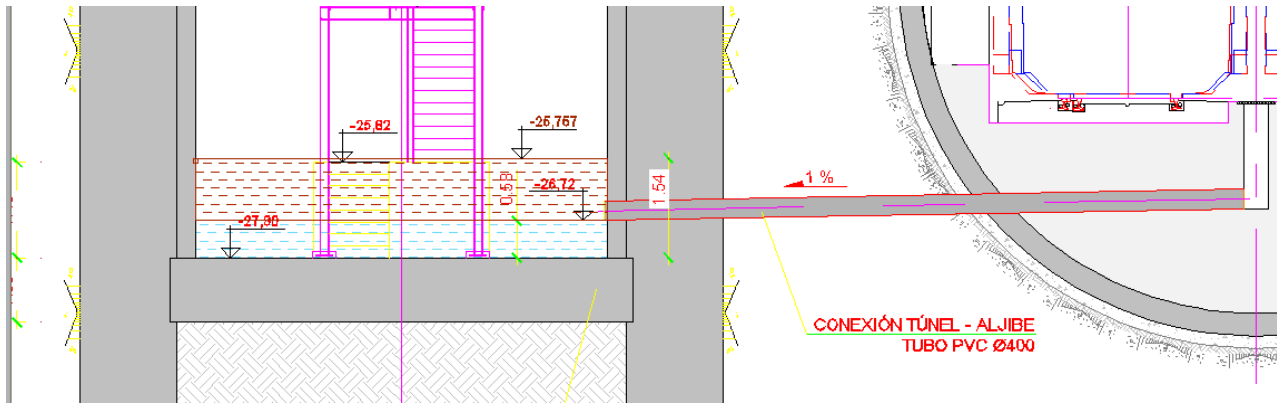
Se dispondrá una (1) bomba más una (1) de reserva de 10 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 5 - P.K. 4+709, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2 m^3, de dimensiones interiores 1.50 x 1.00 x 1.00m, tipo II, situada junto al pozo, en el aparcamiento de la Ciudad de la Investigación de la UPV. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente máxima del 0.5%, a la red de alcantarillado interna de la UPV.

Almacenamiento en caso de incendio:

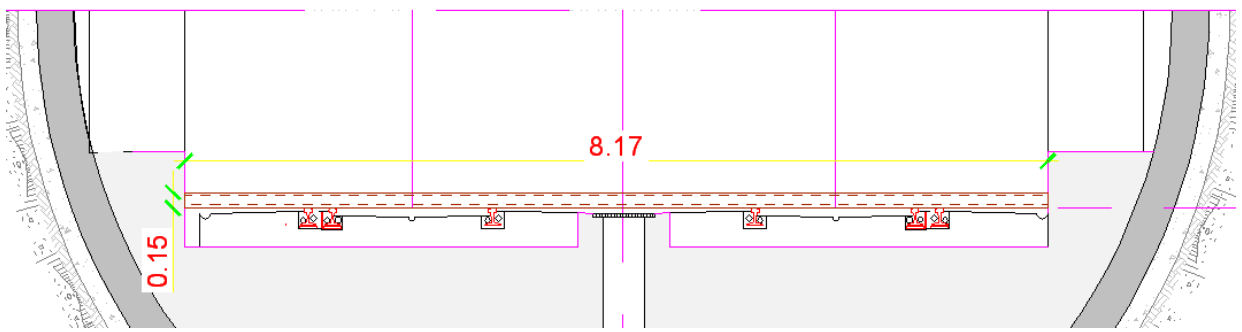
En el caso de emergencia en el túnel, el agua procedente de la extinción de incendios que alcanza el volumen de 120m^3, alcanza la cota -25.757, siendo 0.15cm por encima de la cota carril del punto bajo asociado a este pozo. (-25.907 en PK 4+760 del eje 1).

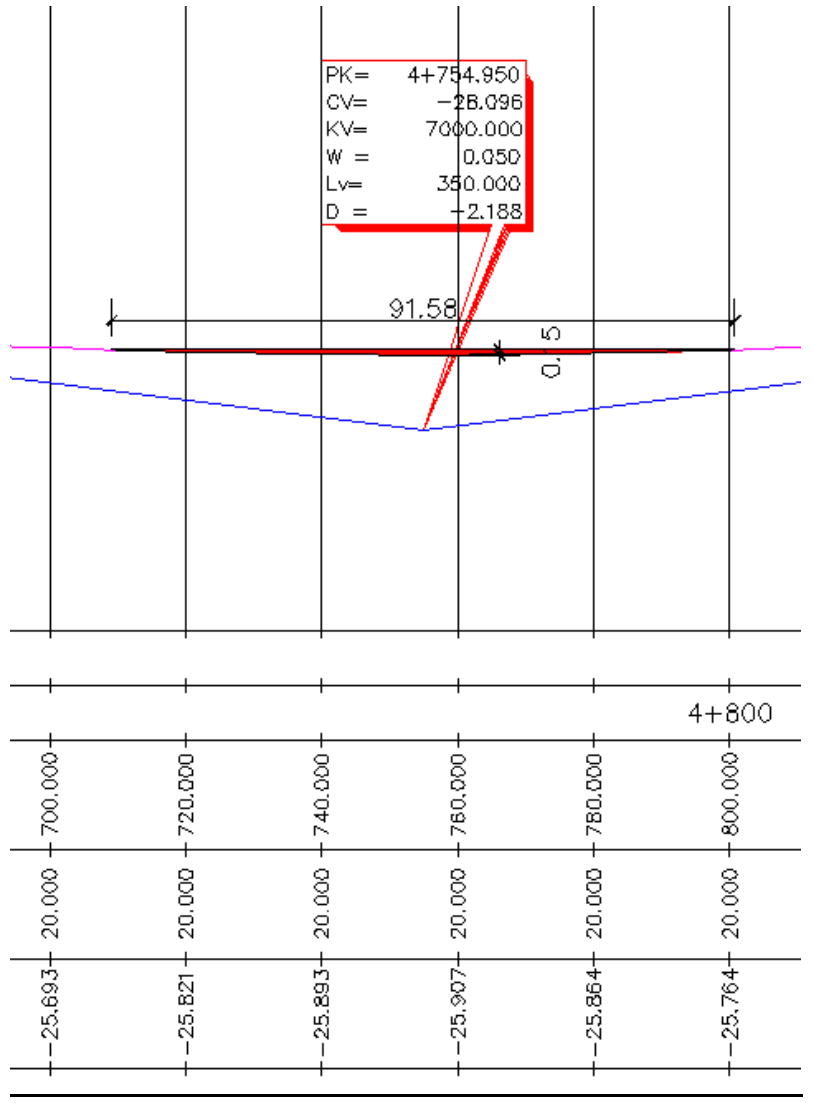
Por un lado se almacenan 49.54m^3 en el aljibe con una altura de 1.54m y por otro lado 8.17*9.14=74.67m3 en el túnel, total 124.21m3

En la imagen inferior el volumen en el aljibe:



En las imágenes inferiores el volumen dentro del túnel, en la primera en el punto más bajo con los 0.15m y en la segunda el tramo que ocuparía, 92m aproximadamente.:





4.4.6 Pozo de Bombeo Nº6- P.K. 5+495. Pozo de ataque de la tuneladora. Alboraya.

Entre los P.K.s 5+420 al 5+520 se ejecuta el pozo de ataque, mediante excavación entre pantallas.

Se prevé realizar un aljibe de recogida de las aguas pluviales procedentes de las rampas, tanto del eje principal como de los ejes 56 y 7, además se recogen las pluviales de la rampas de los ejes, así como de los huecos de ventilación existentes.

4.4.6.1 *Volumen de infiltración Eje 1*

Los volúmenes de infiltración de este tramo (hasta P.K. 5+525.00) son los siguientes:

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=225 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado entre pantallas:

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$Q_{inf,\ estación}$=V*S=10^{-7}*4792.5*1000=0.479 l/s

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$V_{inf,aljibe\ P.K.5+500}$=1.1*0.479 (l/s)*2(h)*0.001*3600= 3.793 m^3

- Volumen de infiltración Eje 7

El eje 7 hasta el pk 0+160 presenta una sección común con el eje 56:

Infiltración en túnel ejecutado entre pantallas del pk 0+000 al pk0+160: L=160 m

Utilizando la formulación de Darcy

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Qeje7 = V * S = 10^{-7} * 160 * 15.8 * 1000 = 0.252 l / s$$

Infiltración en túnel ejecutado entre pantallas del pk 0+160 al 0+570.042: L=410.042 m

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

$$Qeje7 = V * S = 10^{-7} * 410.42 * 7.20 * 1000 = 0.295 l / s$$

Q_{in} = $Q_{tunel\ tramo\ 1}$ +$Q_{tunel\ tramo\ 2}$ = 0.295 +0.252 l/s= 0.547 l/s

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$V_{inf,aljibe\ P.K.5+500}$=1.1*0.547 (l/s)*2(h)*0.001*3600= 4.332m^3

$V_{inf,aljibe\ P.K.5+500=}$ 4.332 + 3.793=8.12 m^3/s

4.4.6.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por un pozo de ventilación nº8 y por las rampas de acceso del eje 7 y del eje 56.

- Pluviales en pozos de ventilación

La entrada de aguas pluviales por los pozos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 67m^2.

$V_{pozos\ de\ ventilación}$ =1.1*(67) *73.71*0.001*2=10.865 m^3

- Pluviales en rampas eje 7:

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje 7, se ha estimado de 1556.8 m^2.

$V_{rampa\ eje\ 7}$ =1.1*1288*73.71*0.001*2=208.86 m^3

- Pluviales en rampa del eje 56

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje 56 via Oeste Salto Carnero, es de 1848 m^2.

$V_{rampa\ 56}$ =1.1*2136.4*73.71*0.001*2=346.45 m^3

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es la suma de los anteriores:

$V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+500}$= $V_{pozo\ ventilación}$ + $V_{rampa\ eje\ 56}$+$V_{\ rampa\ eje\ 7}$ =10.865+208.86+346.45= 566.17 m^3

4.4.6.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 5+500 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$V_{aljibe\ P.K.\ 5+500}$= $V_{inf,\ aljibe\ P.K\ 5+500}$+ $V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 5+500}$ =8.12+566.17= 574.29 m^3

Se diseña un aljibe trapecial de dimensiones interiores principales 2.5 * 43.80* 8.30 m, con unos muros interiores que dejan el paso del agua a través de huecos, resultando una capacidad del aljibe de 876.87 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{8.12 m^3}{2h} = 4.06\ m^3/h = 1.12\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$t(h) = \frac{574.29}{(67+3424)*1.1*56.33*10^{-3}}$ = 2.65 h para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.65 = 0.34h.$$

$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * (67+3424)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.34\ h = 73.5\ m^3$.

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 1.026\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 3.69\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{73.549 m^3 + 3.69 m^3 + 574.29 m^3}{1h} = 651.52\ m^3/h = 180.9\ l/s$$

Se dispondrán dos (2) bombas más una (1) de reserva de 100 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 6 - P.K. 5+500, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 43.2 m^3, de dimensiones interiores 6.00 x 5.00 x 1.50m, tipo IV, situada sobre la rampa de acceso de los vehículos de emergencia. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □700 y pendiente mínima del 0.5%, a la red de alcantarillado municipal, conectando con el colector de Fausto Elio

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es superior a los 120m^3 del volumen en caso de extinción de incendios.

4.4.7 Pozo de Bombeo Nº7- P.K. 2+620 EJE 58

El aljibe del P.K. 2+720 recoge las aportaciones entre los P.K.s 1+500 al 4+920. En el P.K. 2+620 se produce un punto bajo en el trazado situándose el pozo de bombeo para evacuación de las aguas en el P.K. 2+640, coincidiendo con la salida de emergencia Nº16.

4.4.7.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s 1+500 al 4+920 se corresponden con las filtraciones en el túnel con tuneladora.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=3420 m

  El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

  $$Q_{tuneladora} = 1.3 * 3.420 = 4.46\ l/s$$

  Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

  $$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 2+620} = 1.1 * 4.46\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 35.2\ m^3$$

4.4.7.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº16

- Pluviales en la salida de emergencia Nº2

  La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

  $$V_{plu,aljibe\ P.K.\ 2+620} = 1.1 * 2.25 * 73.71 * 0.001 * 2 = 0.364\ m^3$$

4.4.7.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen total de agua es el recogido procedente de las infiltraciones y pluviales procedentes de la salida de emergencia.

$$V_{aljibe\ P.K.\ 2+620} = 35.2 + 0.364 = 35.564\ m^3$$

Se diseña un aljibe con forma de tronco cilíndrico con otro cilindro en el interior, de radio exterior 5.05 m y radio interior 2.65 m. La altura útil de acumulación de agua es de 1.16 m, resultando una capacidad del aljibe de 67.345 m^3.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{35.2m^3}{2h} = 17.6\ m^3/h = 4.88\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{0.364}{2.25*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * 2.25\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 0.053\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 4.88(l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 17.56\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

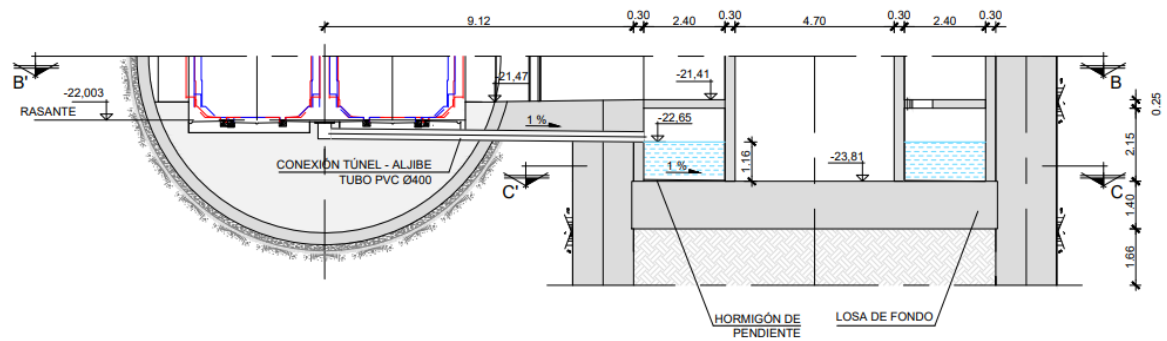
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0.053 + 17.56m^3 + 35.2m^3}{1h} = 52.81\ m^3/h = 14.6\ /s$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 20 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº7- P.K. 2+620, se diseña una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2 m3, de dimensiones interiores 1.50x 1.00 x 1.00m, tipo II. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 0.50% a la red de alcantarillado municipal.

Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de incendio la altura de la lamina de agua en el interior del aljibe llega al nivel -21.74 para poder almacenar los 120 m^3 generados., quedando la altura de la lamina de agua en el interior del túnel 25 cm por encima de la rasante.



4.4.8 Pozo de Bombeo Nº8- P.K. 1+460 EJE 57

El aljibe del P.K. 1+460 recoge las aportaciones entre los P.K.s 0+490 al 5+230. En el P.K. 1+460 se produce un punto bajo en el trazado situándose el aljibe para la recogida de las aguas de infiltración en ese mismo punto, las aguas serán bombeadas hasta la salida de emergencia N.º 11 del P.K p1+170.

4.4.8.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración del tramo de infraestructura comprendido entre los P.K.s s 0+490 al 5+230 se corresponden con las filtraciones en el túnel entre pantallas.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora: L=4740 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora} = 1.3 * 4.740 = 6.162\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 1+460} = 1.1 * 6.12\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 48.8\ m^3$$

4.4.8.2 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 1+460 es el total del volumen de filtraciones.

$$V_{aljibe\ P.K.\ 1+460} = 48.8\ m^3$$

Se diseña un aljibe rectangular, de dimensiones 12.00*4.5*1.00 m y un foso para el alojamiento de las bombas de dimensiones interiores 1.80 * 4.50 * 1.5 m, siendo el volumen de 58.05 m^3 , teniendo un resguardo del 19.25%.

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{48.8 m^3}{2h} = 24.4\ m^3/h = 6.77\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 6.77\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 24.37\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

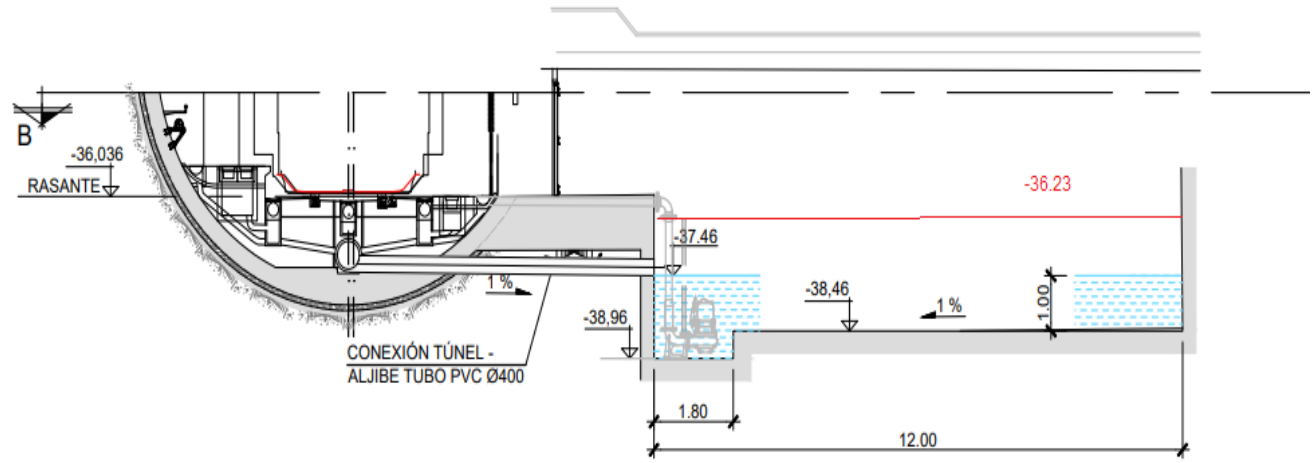
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{0 + 24.37 m^3 + 48.8 m^3}{1h} = 73.1\ m^3/h = 20.3\ l/s$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 25 l/s. El caudal bombeado se lleva hasta la salida de emergencia ubicada en el P.K. 1+140, desde la que sale al exterior conectando con una arqueta de descarga de volumen mínimo 1.2 m3, de dimensiones interiores 1.50x 1.00 x 1.00m, tipo II. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □350 y pendiente del 0.50% a la red de alcantarillado municipal.

Almacenamiento en caso de incendio:

En el caso de incendio la altura de la lamina de agua alcanzada en el interior del aljibe para la recogida de las aguas procedentes del incendio queda al nivel -36.23 por debajo del nivel de rasante del túnel en el tramo.



4.4.9 Pozo de Bombeo Nº9- P.K.6+145 EJE 57

El aljibe del pozo de bombeo recoge las aportaciones procedentes de las infiltraciones del túnel ejecutado con tuneladora de los ejes 57 y 58, asi como las pluviales procedentes de la salida de emergencia Nº21 y el pozo de ventilación.

4.4.9.1 *Volumen de infiltración*

Volumen de las infiltraciones recogidas en el eje 58, recogen las aguas del tramo comprendido entre los P.K.s 4+940 al 7+188, siendo la longitud total del túnel de 2248 m.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora eje 58: L=2248 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora} = 1.3 * 2.248 = 2.92\ l/s$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe} = 1.1 * 2.92\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 23.14\ m^3$$

El volumen de las infiltraciones recogidas en el eje 57, recoge las aguas del tramo comprendido entre los P.K.s 5+230 al 7+395, siendo la longitud total del túnel de 2165 m.

- Infiltración en túnel ejecutado con tuneladora eje 57: L=2165 m

El caudal de infiltración en el tramo ejecutado con tuneladora de 1.3 l/s por kilómetro de túnel, por lo tanto, el caudal total del tramo de túnel es de:

$$Q_{tuneladora}=1.3*2.165=2.81 \text{ l/s}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe}=1.1*2.81 \text{ (l/s)}*2(h)*0.001*3600= 22.29 \text{ m}^3$$

$$V_{inf,aljibe \text{ P.K. } 6+145} = 23.14+22.29= 45.43 \text{ m}^3$$

4.4.9.2 *Volumen de pluviales*

La aportación de pluviales se produce a través de la rejilla de ventilación de la salida de emergencia Nº21 y del pozo de ventilación.

- Pluviales en la salida de emergencia Nº21

La superficie de la rejilla es de 2.25 m^2. El volumen de pluviales recogido en la salida de emergencia, mayorado con el coeficiente establecido es:

$$V_{plu,aljibe \text{ P.K. } 6+145}=1.1*2.25*73.71*0.001*2=0.364 \text{ m}^3$$

- Pluviales en pozos de ventilación

La entrada de aguas pluviales por los pozos de ventilación se produce a través de las rejillas en superficie. Se ha estimado que esta superficie es de 67m^2.

$$V_{pozos \text{ de ventilación}}=1.1*(67)*73.71*0.001*2=10.865 \text{ m}^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es la suma de los anteriores:

$$V_{pluv, \text{ aljibe P.K. } 6+145}= V_{pozos \text{ ventilación}} + V_{salida \text{ emergencia}}=10.865+0.364=11.229 \text{ m}^3$$

4.4.9.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen total de agua es el recogido procedente de las infiltraciones y pluviales procedentes de la salida de emergencia.

$$V_{aljibe \text{ P.K. } 6+145}=45.43+11.229 = 56.65 \text{ m}^3$$

Se diseña un aljibe bajo la galeria de conexion entre ejes de dimensiones 12.00*3.5*1.5 m , siendo la dimension total del aljibe de 63 m^3

En el diseño de la instalación de bombeo, la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{45.53m^3}{2h} = 22.76 \text{ m}^3\text{/h} = 6.32 \text{ l/s}$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V (I_{t(h)}) = S_{pluviales} * I_{t(h)} * 10^{-3}* t(h)$$

$$V (I_{2h}) \text{ m}^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{11.229}{(2.25+67)*1.1*56.33*10^{-3}} = 2.61 \text{ h para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.}$$

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 – 2.61 = 0.389 \text{ h.}$$

$$V_{pluvial} = V (I_{3 \text{ horas}}) =1.1* (2.25+67) \text{ m}^2 * 56.33 \text{ mm/h} * 10^{-3} * 0.389 \text{ h} = 1.66 \text{ m}^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V (1h) = Q * t =6.32 \text{ (l/s)} *10^{-3} \text{ (m}^3\text{)} * 1 \text{ (h)}*3600 \text{ (s)} = 22.75 \text{ m}^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

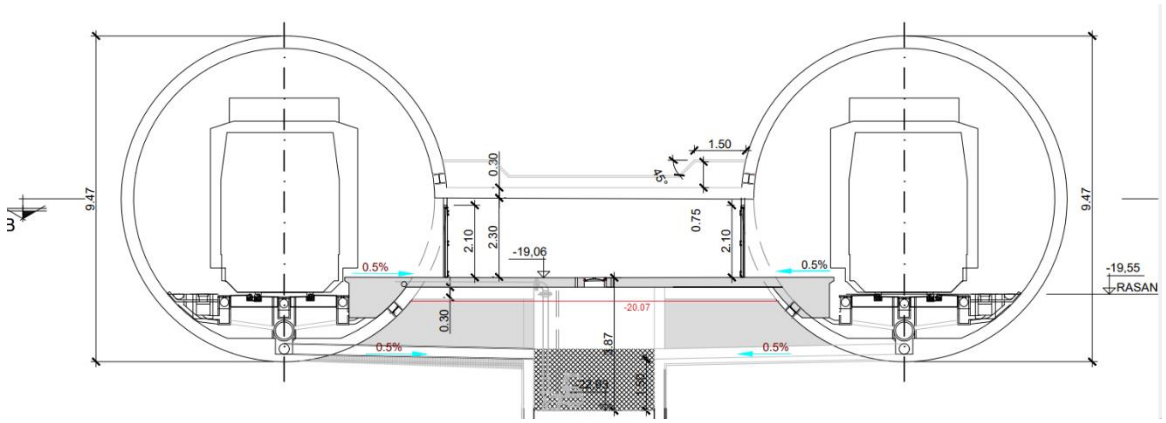
$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf iltración}} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{56.65m^3+22.75m^3+1.66m^3}{1h} = 81.06 \text{ m}^3\text{/h}=22.51 \text{ l/s}$$

Se prevé la disposición de una (1) bomba más una (1) de reserva de 25 l/s.. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 9 - P.K. 6+145, se descarga a una arqueta, tipo II, situada en superficie, en ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conectan mediante tubería de . PVC reforzado de diámetro □350 al Barranc del Carraixet.

Almacenamiento en caso de incendio

En caso de incendio para almacenar el volumen de 120 m3 la altura de la lamina de agua alcanzada en el interior del aljibe es de -20.07, quedando por debajo del nivel de la rasante.



4.4.10 POZO DE BOMBEO Nº10- P.K 7+480 EJE 57 POZO DE ATAQUE DE LA TUNELADORA

Entre los P.K.s 7+395 al 7+500 del eje 57 (P.K.s 7+188 al 7+293) se ejecuta el pozo de ataque de la tuneladora. Se prevé realizar un aljibe de recogida de las aguas pluviales procedentes de las rampas, tanto del eje 57 como del eje 58.

4.4.10.1 *Volumen de infiltración*

Los volúmenes de infiltración de este tramo son los siguientes:

- Infiltración en túnel entre pantallas tuneladora: L=105 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas\_tuneladora} = V * S = 10^{-7} * 105 * 40.3 * 1000 = 0.423 l / s$$

- Infiltración rampa del eje 57: L=60 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas\_eje57} = V * S = 10^{-7} * 60 * 7.20 * 1000 = 0.0432 l / s$$

- Infiltración rampa del eje 58: L=87 m

Utilizando la formulación de Darcy:

$$V = K * i = K * \frac{h}{l} = 10^{-2} * 10^{-5} * \frac{1}{1} = 1.00 * 10^{-7} m / s$$

Aplicando la ecuación de continuidad

$$Q_{túnel\_pantallas\_eje57} = V * S = 10^{-7} * 87 * 7.20 * 1000 = 0.06264 l / s$$

El caudal total de infiltración es de:

$Q_{in} = Q_{tunel\ pantallas\ tuneladora} + Q_{rampa\ eje\ 58} + Q_{rampa\ eje\ 57} = 0.423 + 0.0432 + 0.06264 = 0.5284$ l/s

Aplicando el coeficiente de mayoración establecido y la duración de la tormenta se obtiene un volumen de infiltraciones a recoger en el aljibe de:

$$V_{inf,aljibe\ P.K.\ 7+480} = 1.1 * 0.5284\ (l/s) * 2(h) * 0.001 * 3600 = 4.18\ m^3$$

4.4.10.2 *Volumen de pluviales*

En este aljibe se recogen las pluviales que entran por las rampas de acceso del eje 57 y 58.

- Pluviales en rampas de entrada eje 57:

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje principal se ha estimado de 2128 m^2.

$$V_{rampa\ eje\ 57} = 1.1 * 2128 * 73.71 * 0.001 * 2 = 345.08\ m^3$$

- Pluviales en rampas de entrada eje 58:

La superficie de entrada de aguas pluviales por la rampa del eje principal se ha estimado de 2128 m^2.

$$V_{rampa\ eje\ 58} = 1.1 * 2128 * 73.71 * 0.001 * 2 = 345.08\ m^3$$

El volumen total de pluviales a recoger en el aljibe es la suma de los anteriores:

$$V_{pluv,\ aljibe\ P.K\ 7+480} = V_{rampa\ eje\ 57} + V_{rampa\ eje\ 58} = 345.08 + 345.08 = 690.16\ m^3$$

4.4.10.3 *Dimensionamiento de aljibes y bombeos asociados*

El volumen de agua recogida en el aljibe del P.K. 7+480 es la suma de los volúmenes de infiltración y pluviales obtenidos anteriormente:

$$V_{aljibe\ P.K.\ 7+480} = V_{inf,\ aljibe\ P.K\ 7+480} + V_{pluv,\ aljibe\ P.K.\ 7+480} = 4.48 + 690.16 = 694.64\ m^3$$

Se diseña un aljibe trapecial de dimensiones interiores principales 2.56 * 43.80 * 8.30 m, con unos muros interiores que dejan el paso del agua a través de huecos, resultando una capacidad del aljibe de 914.28 m^3. Teniendo en cuenta que las necesidades son de 694.64 m^3, se obtiene un resguardo del 31.6%, por motivos de encaje estructural del aljibe en el pozo de ataque de la tuneladora.

En el diseño de la instalación de bombeo la selección del número de bombas se hará desde el punto de vista de operación continua y de emergencia.

Operación continua: Las bombas evacuan el agua procedente de las infiltraciones en las infraestructuras soterradas.

$$Q_{\text{operación continua}} = \frac{4.18 m^3}{2h} = 2.09 m^3/h = 0.58\ l/s$$

Operación de emergencia: Después de un episodio de dos (2) horas de lluvias junto con dos (2) horas de parada forzosa; es decir, con el aljibe lleno, y estableciendo una (1) hora de tiempo de vaciado, las bombas deben ser capaces de evacuar todo el volumen del aljibe (agua almacenada de dos horas de lluvia e infiltraciones) además de la que llega (infiltraciones y lluvias).

$$V_{pluvial} = V\ (I_{t(h)}) = S_{\text{pluviales}} * I_{t(h)} * 10^{-3} * t(h)$$

$$V\ (I_{2h})\ m^3 = S_{pluviales} * I_{3h} * 10^{-3} * t(h)$$

$$t(h) = \frac{690.1}{(2128.2 + 2128.2) * 1.1 * 56.33 * 10^{-3}} = 2.617\ h$$ para llenar el volumen de pluviales del aljibe dimensionado.

Por tanto, sólo se bombean aguas pluviales durante:

$$t_v = 3 - 2.617 = 0.383\ h.$$

$$V_{pluvial} = V\ (I_{3\ horas}) = 1.1 * (2128 * 2)\ m^2 * 56.33\ mm/h * 10^{-3} * 0.383\ h = 101\ m^3.$$

El volumen de infiltración recogido en 1 hora es:

$$V_{infiltración} = V\ (1h) = Q * t = 0.58\ (l/s) * 10^{-3}\ (m^3) * 1\ (h) * 3600\ (s) = 2.088\ m^3.$$

Así, el caudal a bombear en el aljibe en 1 hora es:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{pluvial} + V_{\text{inf } iltración} + V_{aljibe}}{t_v}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{101 m^3 + 2.088 m^3 + 694.64 m^3}{1h} = 797.72\ m^3/h = 221.59\ l/s$$

Se dispondrán dos (2) bombas más una (1) de reserva de 120 l/s. Con el objeto de prever el punto de descarga de los caudales a bombear desde el pozo de bombeo Nº 10 - P.K. 7+480, se diseña una arqueta de descarga, tipo IV. En ella se recogen las aguas bombeadas desde el aljibe y se conducen mediante un tubo de PVC reforzado de diámetro □500 y pendiente mínima del 0.5% a la acequia más próxima.

Almacenamiento en caso de incendio:

En este caso la capacidad del aljibe es de 694.64 m3, superior a los 120 m^3 del volumen en caso de extinción de incendios.

5. DRENAJE LONGITUDINAL EN TRAMOS DE SUPERFICIE

En las zonas de terraplén se disponen cunetas en superficie a ambos lados de la plataforma.

6. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA PLATAFORMA EN SUPERFICIE

6.1 CRITERIOS DE DISEÑO

El trazado discurre por una zona muy llana y sin cauces definidos, resulta imprescindible un análisis de la problemática asociada al diseño de la red de drenaje. Para ello se analizan por separado los diferentes tramos comprendidos entre cuencas y se establecen criterios de diseño que respeten el drenaje natural y no empeoren la situación actual.

La compleja red de acequias se vertebra en una densa malla de acequias secundarias que conectan, tras regar los campos correspondientes, con las acequias principales que recogen los excedentes de riego y la escorrentía superficial en períodos lluviosos, conduciéndolos hasta su salida al mar.

Se trata por tanto de una red de acequias que cumplen una doble función:

- La de riego de los campos.
- La de drenaje, incluyendo la evacuación tanto de la escorrentía superficial de los campos, como del caudal de las redes unitarias o de pluviales que conectan a las mismas.

La red de acequias, por lo tanto, contribuye al drenaje de la zona al circular parte del caudal de avenida por dicho sistema de cauces; esto es, al producirse un fenómeno tormentoso, las acequias desaguan a sección llena absorbiendo parte del caudal de avenida asociado a dicha lluvia.

La reposición de la red de acequias que cruzan la traza de la nueva plataforma ferroviaria, así como el cálculo de los caudales máximos de desagüe de dicha red, son fundamentales para obtener la contribución total del sistema en el drenaje transversal.

El caudal a desaguar mediante las obras de drenaje transversal se obtiene restando los caudales máximos de desagüe de la red acequias junto con los caudales de desagüe de los encauzamientos existentes a los caudales de diseño asociado a las cuencas, para un periodo de retorno de 500 años

En el Apéndice 2,3.y 4,se adjunta un inventario completo de las acequias interceptadas por la plataforma ferroviaria en su situación actual, así como la reposición en cada caso. En su conjunto, la red de acequias se engloba dentro de las Comunidades de Regantes de Rascaña.

Para realizar la reposición de las acequias afectadas por la infraestructura, se calcula el caudal máximo que transporta cada uno de los elementos. Dicho cálculo se realiza mediante la aplicación de la fórmula de flujo uniforme de Manning, considerando que la sección está llena.

En la reposición de acequias que contribuyen al drenaje de la plataforma ferroviaria se establecen como criterios de diseño, los siguientes:

- Se realizará la reposición entubando con tuberías de hormigón armado de diámetros comprendidos entre 600 y 1.500 mm. En el caso de acequias cuya capacidad supere el tubo de 1.500 mm y en acequias principales, se colocarán losas de cubrición.
- El cálculo de las secciones de reposición se realizará considerando que los tubos funcionan al 80 % de su capacidad.
- El coeficiente de rugosidad utilizado es n=0.013 (hormigón) ya que todas las reposiciones se realizan con tubería de hormigón armado.

La suma de los caudales de las reposiciones (secciones al 80% de su capacidad) será el caudal que es capaz de drenar la red de acequias, siendo dicho caudal la contribución al drenaje. Posteriormente, se restará el caudal obtenido al caudal de diseño de la cuenca para el dimensionamiento de las ODT.

El drenaje longitudinal vierte a las acequias repuestas mediante arqueta en el caso de tubos y en el caso de proteger con losas, en los puntos de conexión no se colocará módulo de losa prefabricada para permitir el vertido directo.

6.2 CALCULO DE CAUDALES DE LA CUENCA

En el diseño de drenaje transversal se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Todas las obras de desagüe transversal se deben dimensionar para el periodo de retorno de 100 años. En las estructuras sobre cauces importantes, se dimensionará siempre para 500 años manteniendo un resguardo mínimo en el intradós de 1.5 m. (NORMA 1-2-0.3, NORMA ADIF PLATAFORMA).

Dadas las características de la cuenca hidrográfica del Júcar, y de la presencia de un cauce de mayor entidad como es el Barranco del Carraixet, el periodo de retorno a considerar es de 500 años.

El cálculo de los caudales se desarrolla en las siguientes etapas:

1º) Delimitación de las cuencas interceptadas por la obra lineal

2º) Determinación de las características físicas de las cuencas (área, longitud y desnivel)

3º) Evaluación de las características morfológicas de las cuencas (tipo de terreno y uso del suelo)

4º) Selección del periodo de retorno (T = 25, 100 ó 500 años)

5º) Estimación del umbral de escorrentía y factores de corrección

6º) Determinación de la máxima precipitación diaria

7º) Obtención del coeficiente de escorrentía

8º) Leyes de intensidad-duración

9º) Caudales de cálculo de cada cuenca

El caudal máximo viene dado por:

$$Q_T = \frac{I(T,t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3{,}6}$$

El caudal es función de la intensidad del aguacero y del área de la cuenca, siendo:

- Q = Caudal máximo, en m3/seg.
- C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca.
- I = Intensidad del aguacero, en mm/h, para un período de retorno (T) y un tiempo de concentración (tc) dados.
- A = Superficie de la cuenca, en km2.
- Kt = Coeficiente de uniformidad.

El cálculo parte de las siguientes hipótesis:

a) La intensidad de la precipitación se supone constante durante el tiempo de lluvia.

b) Se generaliza el método a los aguaceros reales incorporando un coeficiente que refleja la influencia de las distribuciones habituales de la lluvia.

d) Sólo se consideran las aguas de escorrentía superficial.

e) El tiempo de concentración estará comprendido entre 0.25 y 24 horas. El límite mínimo de 0.25 h excluye aquellas cuencas minúsculas donde el tiempo de recorrido del flujo difuso (land flow) tiene relevancia frente al recorrido por la red de drenaje (channel flow). En tales casos el tiempo de concentración sólo puede estimarse de una forma aproximada por la fórmula propuesta.

f) Los periodos de retorno a considerar en el cálculo serán:

- Obras de drenaje transversal: 100/500 años.
- Obras de drenaje longitudinal: 50 años (excepto en grandes trincheras, en cuyo caso el periodo de retorno es de 100 años).

6.2.1 Determinación de las características de las cuencas

Las cuencas han sido delimitadas tomando como base la cartografía a escala 1:50.000 publicada por el Servicio Geográfico del Ejército y la cartografía 1:25.000 del proyecto. En los planos incluidos en este apartado se representan las cuencas hidrológicas identificadas.

Como criterio general, se han determinado todas las cuencas naturales que afectan a los ejes analizados. Sin embargo, se han referido los cálculos a la cuenca en su intersección con la traza más desfavorable.

Se han definido diferentes cuencas vertientes, que han sido designadas por un carácter numérico.

Dada su cercanía al mar se ha considerado la cuenca completa afluente en la desembocadura para, al nivel que nos encontramos, quedarnos del lado de la seguridad. Además, por proximidad entre alternativas las obras de para las diferentes alternativas serán dimensionadas para el mismo caudal.

6.2.2 Cuencas vertientes, caracteristicas

Las cuencas interceptadas por el trazado C son las cuencas identificadas como C01 y C02 en el plano del anejo: HIDROLOGIA Y DRENAJE. CUENCAS HIDROLÓGICAS.

- **Cuenca C02**

Toda la zona pertenece al cono aluvial del Barranco del Carraixet y está definida como zona de riesgo de inundación de nivel 4 (frecuencia entre 25 y 100 años; calados <0.8m) en el PATRICOVA.

La reposición de acequias se realiza mediante tubos de hormigón de diámetro variable resultando equivalente su capacidad hidráulica.

- **Cuenca C01 Barranco del Carraixet**

La traza cruza la cuenca, encontrándose todo el tramo dentro del cono aluvial del Barranco del Carraixet, con el mismo nivel de riesgo que en la cuenca anterior (nivel 4- frecuencia entre 25 y 100 años, calados <0,8 m).

El trazado intercepta un gran número de acequias. La futura infraestructura cruza el Barranco del Carraixet, actualmente encauzado, mediante un viaducto de un solo vano.

A continuación, se presenta una tabla resumen de las cuencas interceptadas:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS CUENCAS									
Cuenca	Cauce	Sup. (Km^2)	Coordenadas c.d.g		Cota máx. (m)	Cota min. (m)	Longitud del cauce (km)	Pendiente media (m/m)	Tc (horas)
			X	Y					
C1	Bc. Carraixet	296.03	716824	4391638	740.25	0	41.15	0.018	10.85
C2		23.14	726402	4374086	60.17	0	9.5	0.0063	4.35

6.2.3 Tiempo de concentración

De dichas cuencas se obtiene a partir de sus características físicas el tiempo de concentración mediante la fórmula:

$$t_c = 0{,}3 \cdot L_c^{\,0{,}76} \cdot J_c^{\,-0{,}19}$$

Donde:

- **Tc:** h tiempo de concentración
- **L**: km longitud del cauce principal
- **J**: m/m pendiente media del curso principal

6.2.4 Coeficiente de escorrentía

El valor “C” en la expresión (1), utilizada para el cálculo de los caudales máximos, se denomina coeficiente de escorrentía. En sentido físico este valor representa la proporción del agua precipitada en una cuenca que escurre hasta el punto de aforo.

Este valor viene dado por la expresión:

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

NOTA: Si $P_d \leqslant P_o$, entonces se toma C = 0

El valor inicial de “Pd” para un período de retorno definido ya ha sido desarrollado en el apartado anterior.

El parámetro “P_0” se ha determinado inicialmente a partir de la Tabla 2.3 y de la Instrucción 5.2. IC.

El factor reductor de la precipitación por área de la cuenca “Ka”, tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente formula:

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15}$$

NOTA: Si A < 1, entonces se toma Ka = 1

CUENCA	Reductor Ka
C-01	0.835
C-02	0.909

Los suelos se clasifican en cuatro grupos, A, B, C, D, en función de su comportamiento frente al drenaje. La zonificación de las cuencas, según su naturaleza geológica, se realiza de acuerdo con la relación que figura en la tabla siguiente.

Clasificación de suelos según su formación geológica

Grupo de suelo	Formación geológica
A	Formaciones de gravas, arenas y arcillas - Depósitos aluviales, deltaicos y de llanuras costeras
B	Formaciones de calcáreas y dolomías masivas - Calcáreas triásicas - Calcáreas devonianas Formaciones de gres, pizarras y esquistos - Depósitos detríticos cambro-ordovicianos y silurianos Formaciones graníticas Depósitos mixtos de las depresiones neógenas y cuaternarias - Depósitos detríticos mio-pliocenos
C	Formaciones de conglomerados y gres masivos - Conglomerados eocenos - Gres eoceno Formaciones de conglomerados, gres y margas - Depósitos detríticos paleógenos - Depósitos detríticos del estefano-permitano y Buntsandstein
D	Formaciones de margas y evaporitas - Margas y yesos triásicos

Las distintas zonas geológicas interceptadas por el área de las cuencas en estudio han sido obtenidas de los Mapas Geológicos a escala 1:50.000 del ITGE. La fracción interceptada principalmente es franco arcillosa-limosa (grupo C) para la cuenca C1 y franco arenosa (grupo B) para la cuenca C2.

De igual forma, para el análisis de los usos del suelo se han utilizado los Mapas de Cultivos y Aprovechamientos del Ministerio de Agricultura. De tal manera que mediante su procesamiento con herramientas GIS se obtiene un P_0^i medio para cuenca siendo:

CUENCA	ÁREA TOTAL(km^2)	Poi de la cuenca
C-01	296.03	16
C-02	23.14	13.8

Afectando a este valor por el coeficiente corrector del umbral de escorrentía (β) que cita la Instrucción 5.2.-I.C. (epígrafe 2.2.3.4), permite obtener el valor del umbral de escorrentía Po a partir de la siguiente formula:

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

El valor del coeficiente corrector del umbral de escorrentía se calculará atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate:

- Drenaje de plataforma y márgenes y transversal secundario (accesos a instalaciones, caminos, vías de servicio):

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

- Drenaje transversal de la carretera:

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

Habiendo seleccionado la región en la que se desarrolla el proyecto en la Figura 2.9, siendo en nuestro caso la región 822, los valores de βm, ∆50 y Ft se obtienen de la tabla 2.5 de la Instrucción 5.2.-I.C que se muestra a continuación:

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

6.2.5 Caudales de las cuencas

Siguiendo la metodología indicada se han obtenido los caudales aportados por las cuencas interceptadas por el trazado proyectado. Es decir, sustituyendo en la expresión:

$$Q_T = \frac{I(T,t_c)\cdot C\cdot A\cdot K_t}{3{,}6}$$

Este coeficiente de uniformidad (K_t) introducido tiene por finalidad abordar la excesiva simplificación que supone asumir un valor de lluvia neta constante a lo largo del tiempo de concentración, despreciando así la influencia de las restantes variables tales como el tamaño de la cuenca, torrencialidad del clima, etc.

Para su estimación se emplea una fórmula obtenida a partir de comprobaciones empíricas realizadas en diversas estaciones de aforo nacionales y de acuerdo con las conclusiones deducidas de los análisis teóricos desarrollados mediante el hidrograma unitario. Según los trabajos realizados por J.R. Temez (1982), promovidos por la Dirección General de Carreteras, y expuestos en el XXIV Congreso Internacional de la IAHR, el valor de K puede estimarse de acuerdo con la fórmula siguiente de concentración, despreciando así la influencia de las restantes variables tales como el tamaño de la cuenca, torrencialidad del clima, etc.

Para su estimación se emplea una fórmula obtenida a partir de comprobaciones empíricas realizadas en diversas estaciones de aforo nacionales y de acuerdo con las conclusiones deducidas de los análisis teóricos desarrollados mediante el hidrograma unitario. Según los trabajos realizados por J.R. Temez (1982), promovidos por la Dirección General de Carreteras, y expuestos en el XXIV Congreso Internacional de la IAHR, el valor de K puede estimarse de acuerdo con la fórmula siguiente

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

En la siguiente tabla se resumen los caudales estimados para la cuenca del Barranc del Carraixet.:

CUENCA	CAUDAL (m3/s)CAUDAL (m3/s)	
	T=500	T=100
C.02 (Barranco del Carraixet)	1200.9	682.2

Una vez repuestas todas las acequias se obtiene que la suma de las capacidades máximas de las reposiciones es de 27,47 m^3/s.

La suma de la reposición de las acequias junto con el caudal que desagua el encauzamiento del Barranco del Carraixet (para el periodo de retorno de 500 años, Q=1250 m^3/s), es superior al caudal de diseño; por lo tanto no es necesario establecer ninguna obra de drenaje transversal en este tramo del trazado.

6.3 REPOSICIÓN DE ACEQUIAS

Las alternativas de la línea ferroviaria en estudio interceptan el entramado de acequias en diversos puntos para los que habrá que disponer su correspondiente método de paso.

En los apéndices 2,3 y 4 se encuentra el listado de acequias interceptadas.

La cuenca 1 concentra la mayor parte del caudal en el barranco de Carraixet y un pequeño porcentaje pasa a través de dos acequias adyacentes al mismo. Por tanto, la solución de drenaje transversal consiste en la definición de un nuevo puente y la protección de la red de acequias existentes mediante las reposiciones indicadas en el apéndice 4.

6.4 VIADUCTO SOBRE EL BARRANCO DE CARRAIXET

En las alternativas Base y C, un tramo de la actuación discurre sobre el barranco del Carraixet. La afección se produce sobre encauzamientos y no cauces naturales, quedando clara la delimitación de cauce público

Además, el cruce sobre el barranco se resuelve mediante un viaducto de un solo vano y cuyos estribos quedan por fuera del cauce, sin afección alguna a la sección encauzada correspondiente. Dicho cauce al encontrarse encauzado para un periodo de retorno de 500años, se puede asegurar que la construcción del viaducto no interfiere con el dominio público hidráulico definido en el proyecto de encauzamiento del Barranco del Carraixet ni se produce afección alguna al régimen hidráulico del cauce. Por estos motivos no ha sido necesaria la modelación numérica del mismo.

APENDICE 1. JUSTIFICACIÓN ELEMENTOS DE DRENAJE PRINCIPALES

CANALETA CENTRAL EN EL TÚNEL

En el túnel se recogen aguas que se infiltran a través de sus paredes así como las posibles concurrencias de aguas de baldeo y extinción de incendios. Para el dimensionamiento del elemento principal de drenaje, se considera el máximo caudal entre la suma de las filtraciones y 100 l/s, caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios. Para el dimensionamiento del elemento principal se realizan los cálculos en hipótesis de régimen uniforme, mediante la aplicación de la ecuación de Manning, con la situación más desfavorable, en este caso, la menor pendiente de rasante del túnel.

Los datos de cálculo son:

Ancho de la base: 40 cm.
Material de la canaleta: hormigón (coeficiente de rozamiento, Nº de Manning n=0.014)
Pendiente: 1.33%
Caudal: 100 l/s

CANALETA CENTRAL
Túnel pasante

Sección: Rectangular

ancho de la base (m):	**0.40**
pendiente (m/m):	**0.01330**
número de Manning:	**0.014**
caudal (m^3/s):	**0.10000**
calado uniforme (m):	**0.15441**
calado crítico (m):	**0.185**
área mojada (m^2):	**0.062**
perímetro mojado (m):	**0.709**
radio hidráulico (m):	**0.087**
ancho de lámina libre (m):	**0.400**
velocidad (m/s):	**1.619**
Número de Froude:	**1.316**

Se comprueba que el calado uniforme para esta sección es de 0.154 m, con lo cual se diseña la canaleta con un resguardo de 5 cm. Por motivos de conexión de los elementos de drenaje transversales con dicha canaleta, se propone una canaleta de 0.40x0.55 m, siguiendo la pendiente propia de la rasante.

COLECTOR CENTRAL EN LA ESTACIÓN DE ARAGÓN

En el nivel de andenes de la Estación de Aragón se recogen aguas que se infiltran a través de sus paredes así como las posibles concurrencias de aguas de baldeo, extinción de incendios y también las pluviales procedentes de los huecos de ventilación.

Para el dimensionamiento del elemento principal de drenaje, se considera el máximo caudal entre la suma de las filtraciones con las pluviales y 100 l/s, caudal recomendado en la Instrucción de Seguridad de Túneles Ferroviarios. Para el dimensionamiento del elemento principal se realizan los cálculos en hipótesis de régimen uniforme, mediante la aplicación de la ecuación de Manning.

El caudal total esperable de la suma de pluviales y filtraciones que llega al nivel andén es de 11.123 l/s, por lo tanto se diseña el colector para un caudal de 100l/s.

Los datos de cálculo son:

Material del colector: PVC (coeficiente de rozamiento, Nº de Manning n=0.011)
Pendiente: 0.5%
Caudal: 100 l/s

DATOS DE ENTRADA		
D (m)=	0.35	
n=	0.011	
I=	0.005	
Q (requerido)	100	l/s

SOLUCION a caudal maximo	
Q (l/s)=	131.1244736
V (m/s) =	1.398916392
angulo (rad)=	2.638
calado (m) =	0.328274536

SOLUCION caudal requerido	
Q(l/s) =	100.082748
v(m/s) =	1.41406519
angulo (rad)=	1.96
calado (m) =	0.24140406

SOLUCION a sección semicircular	
Q(l/s) =	60.96919618
v(m/s) =	1.267073728
angulo (rad)=	1.571
calado (m) =	0.175035643

Se obtiene como solución la disposición de un tubo de PVC de 350mm de diámetro, cuya capacidad máxima es de 131 l/s y calado uniforme para esta sección es de 0.241m, con lo cual se mantiene un resguardo de 10 cm.

ACOMETIDA DE LOS POZOS DE DESCARGA A LA RED DE SANEAMIENTO

A continuación, se justifican los caudales máximos que son capaces de evacuar las acometidas de la arqueta de descarga a la Red de Saneamiento,

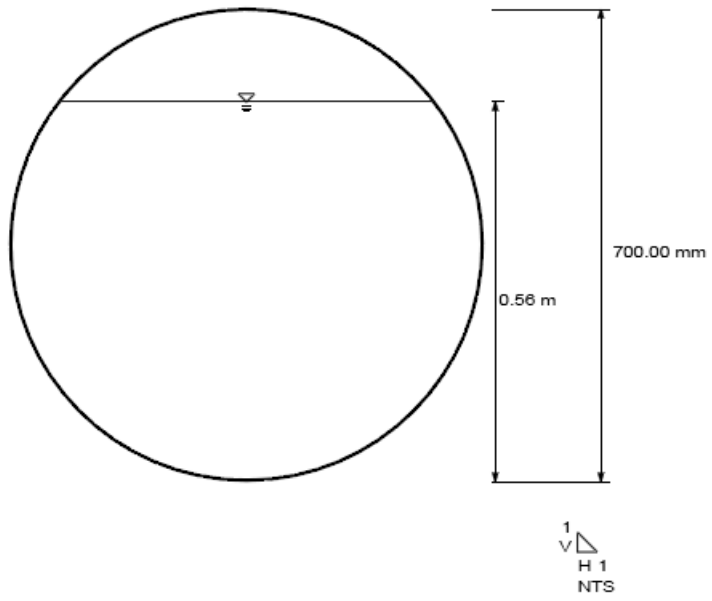
En el cálculo el máximo calado considerado para la máxima capacidad del colector sin entrar en carga, correcto funcionamiento hidráulico por gravedad es el 80%DE diámetro de la sección

POZOS	TUBERÍA	PDTE	CAUDAL
PBNº5;SENº2/PBNº1	PVC REFORZADO 350MM	0,50%	130 l/s
PVNº1;PVNº2;ESTACIÓN DE ARAGÓN/PBNº3;SENº6/PBNº4	PVC REFORZADO 350MM	1,00%	190 l/s

Cross Section
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.010000	m/m
Depth	0.56	m
Diameter	700.00	mm
Discharge	1.18	m³/s



PVCR 700-0.01
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

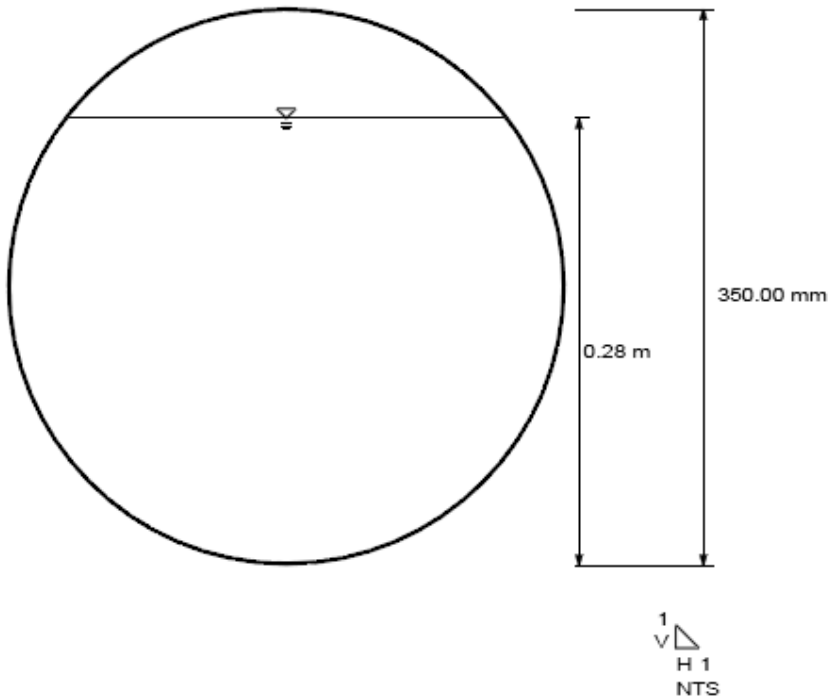
Input Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.010000	m/m
Depth	0.56	m
Diameter	700.00	mm

Results		
Discharge	1.18	m³/s
Flow Area	0.33	m²
Wetted Perimeter	1.55	m
Top Width	0.56	m
Critical Depth	0.65	m
Percent Full	80.00	
Critical Slope	0.008272	m/m
Velocity	3.57	m/s
Velocity Head	0.65	m
Specific Energy	1.21	m
Froude Number	1.48	
Maximum Discharge	1.30	m³/s
Full Flow Capacity	1.20	m³/s
Full Flow Slope	0.009554	m/m
Flow is supercritical.		

Cross Section
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.010000	m/m
Depth	0.28	m
Diameter	350.00	mm
Discharge	0.19	m³/s



PVCR 350-0.01
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

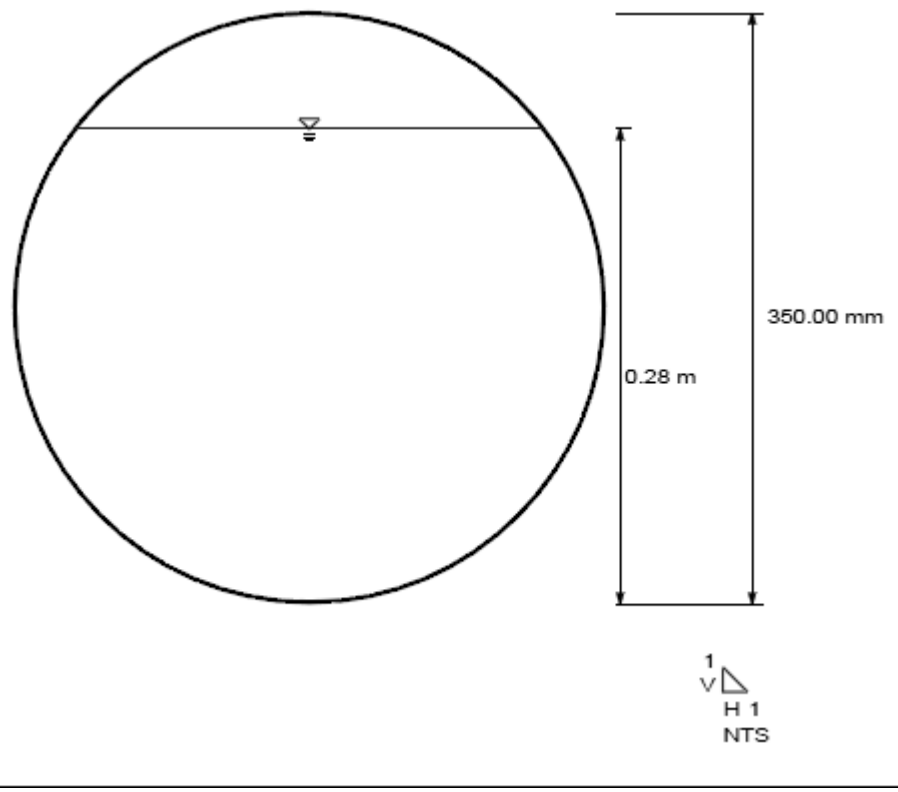
Input Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.010000	m/m
Depth	0.28	m
Diameter	350.00	mm

Results		
Discharge	0.19	m³/s
Flow Area	0.08	m²
Wetted Perimeter	0.78	m
Top Width	0.28	m
Critical Depth	0.31	m
Percent Full	80.00	
Critical Slope	0.008448	m/m
Velocity	2.25	m/s
Velocity Head	0.26	m
Specific Energy	0.54	m
Froude Number	1.32	
Maximum Discharge	0.20	m³/s
Full Flow Capacity	0.19	m³/s
Full Flow Slope	0.009554	m/m
Flow is supercritical.		

Cross Section
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Section Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.005000	m/m
Depth	0.28	m
Diameter	350.00	mm
Discharge	0.13	m³/s



PVCR 350-0.005
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	c:\docume~1\50056\escritorio\pep.fm2
Worksheet	Acometida
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.005000	m/m
Depth	0.28	m
Diameter	350.00	mm

Results		
Discharge	0.13	m³/s
Flow Area	0.08	m²
Wetted Perimeter	0.78	m
Top Width	0.28	m
Critical Depth	0.27	m
Percent Full	80.00	
Critical Slope	0.005339	m/m
Velocity	1.59	m/s
Velocity Head	0.13	m
Specific Energy	0.41	m
Froude Number	0.93	
Maximum Discharge	0.14	m³/s
Full Flow Capacity	0.13	m³/s
Full Flow Slope	0.004777	m/m
Flow is subcritical.		

APENDICE 2. ACEQUIAS INTERCEPTADAS ALTERNATIVA BASE

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m)	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
		Sección Afectada		
1	5+572	Sección rectangular 5.580x1.1	Losa 20x20x0.2	- Acequia principal: Cami de Vera - Afectada por el nuevo trazado. - Vierte al mar.
2	5+697	Sección rectangular 1.78x0.88	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual.
3	5+745		1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
4	5+797	Sección rectangular 0.96x0.6	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
5	5+822		1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
6	5+906	Sección rectangular 0.96x0.6	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
7	5+983	Sección rectangular 0.80x0.65	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
8	6+024	Sección rectangular 0.71x0.45	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
9	6+131	Sección rectangular 0.31x0.25	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
10	6+174	Sección rectangular 0.52x0.45	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
11	6+218	Sección rectangular 0.98x0.75	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
12	6+320	Sección rectangular 0.83x0.7	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
13	6+420	Sección rectangular 1.49x1.01	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
14	6+580	Sección rectangular 0,77 x 1,07	1200 mm	-Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la vía actual
15	6+665	Sección rectangular 2,20 x 1,60	Losa de protección 5.00*16.17*0.20	- Acequia Principal: Camino Hondo - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Salida al mar
16	6+743		Losa de protección 5.00*20.00*0.20	
17	6+766	Sección rectangular 0,60 x 0,80	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con el paso superior de la autovía V21
18	6+796	Sección rectangular 0,60 x 0,85	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la línea actual de ferrocarril
19	6+889	Sección rectangular 1,10 x 0,85	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la línea actual de ferrocarril
20	6+971	Sección rectangular 3,00 x 2,10	Losa de protección 5.00*20.24*0.20	- Acequia Principal: Camino al Mar - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Salida directa al mar
21	7+039	Sección rectangular 0,40 x 0,55	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Sección cubierta aguas arriba del cruce con la vía - Cruza la vía actual
22	7+137	Sección rectangular 0,95 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
23	7+175	Sección rectangular 0,95 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
24	7+223	Sección rectangular 0,95 x 0,60	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
25	7+264	Sección rectangular 0,58 x 0,60	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
26	7+355	Sección rectangular 1,00 x 1,10	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
27	7+452	Sección rectangular 0,60 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
28	7+523	Sección rectangular 0,45 x 0,65	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la vía
29	7+564	Circular D ≈ 0,7	Losa de protección 5.00x13.91*0.20	- Acequia Principal - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Arqueta de cambio de sección aguas arriba del cruce con la vía actual - Vierte al barranco del Carraixet
30	7+673	Sección rectangular 1 x 1,2	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Arqueta de cambio de sección aguas arriba del cruce con la vía actual - Desemboca en la acequia Brazo del Gaiato, aguas abajo del cruce con la vía actual
31	7+733	Sección rectangular 0,60 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril
32	7+778.63	Sección rectangular 3 x 1,5	Losa de protección 5.00x13.91*0.20	- Acequia Principal: Brazo del Gaiato - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Vierte al barranco del Carraixet

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
33	7+842	Sección rectangular 0,5x 0,8	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
34	7+903	Sección rectangular 0,55x0,70	800 mm	- Acequia secundaria - Acequia longitudinal en la margen izquierda de la línea actual de ferrocarril - No cruza la vía actual
35	7+965	Sección rectangular 0,6 x 0,8	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal Brazo del Gaiato, aguas abajo del cruce con la vía actual antes de verter en el Barranco del Carraixet
36	8+036	Sección rectangular 0,9 x 0 6	1000 mm	- Acequia Principal: Brazo de la Marquesa - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Sifón aguas abajo de la vía actual para desaguar el paso inferior - Desemboca en el canal de Port Saplatja
37	8+111	Sección rectangular 1,5 x 1 25	Losa de protección 5.00x21.84x0.20	- Acequia Principal - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Desemboca en el Canal de Port Saplatja
38	8+192	Sección rectangular 0,7 x 1 25	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal aguas abajo del cruce con la vía actual antes de su desembocadura al mar
39	8+224	Sección rectangular 0,7 x 1 25	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal aguas abajo del cruce con la vía actual antes de su desembocadura al mar

APENDICE 3. ACEQUIAS INTERCEPTADAS ALTERNATIVA C

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
1	3+900	Sección rectangular 4.62x1.01	Losa de protección 5.00*25.00*0.20	- Acequia Principal: Camí de Vera - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Salida al mar
2	4+014.94	Sección rectangular 0.60x0.80	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado
3	4+089.4	Sección rectangular 0.41x0.65	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado
4	4+143.98	Sección rectangular 0.59x0.75	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado
5	4+233	Sección rectangular 1.14x0.8	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo - Cruza la V-21
6	4+312.65	Sección rectangular 0.50x0.75	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
	4+341	Sección rectangular 0.60x0.75	1000 mm	Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
9	4+370	Sección rectangular 0.54x0.7	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
10	4+559.61	Sección rectangular 1.29x0.75	1500 mm	- Ramificación Acequia Principal: Acequia de Masquefa - Cruza la V-21.
11	4+600	Sección rectangular 1.92x0.8	1500 mm	- Ramificación Acequia Principal: Acequia de Masquefa - Cruza la V-21.
12	4+659.45	Sección rectangular 0.35x0.45	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
13	4+762.48	Sección rectangular 2.66x1.00.	Losa de protección 20x24.17x0.20	-Acequia de Palmaret. -Afectada por el nuevo trazo
14	4+848.97	Sección rectangular 0.62x0.7	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
15	4+948.5	Sección rectangular 1.02x0.85	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
16	5+116.02	Sección rectangular 0.64x0.7	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m)	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
		Sección Afectada		
17	5+179.54	Sección rectangular 0.39x0.45	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
18	5+231.06	Sección rectangular 0.23x0.45	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
19	5+321.65	Sección rectangular 0.30X0.45	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazo
20	5+455	Sección rectangular 2,20 x 1,60	Losa de protección 5.00*16.17*0.20	- Acequia Principal: Camino Hondo - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Salida al mar
21	5+558	Sección rectangular 0,60 x 0,80	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con el paso superior de la autovía V21
22	5+620	Sección rectangular 0,60 x 0,85	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la línea actual de ferrocarril
23	5+703	Sección rectangular 1,10 x 0,85	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la línea actual de ferrocarril
24	5+778	Sección rectangular 3,00 x 2,10	Losa de protección 5.00*20.24*0.20	- Acequia Principal: Camino al Mar - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Salida directa al mar
25	5+832	Sección rectangular 0,40 x 0,55	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Sección cubierta aguas arriba del cruce con la vía - Cruza la vía actual
26	5+888	Sección rectangular 0.50x0.46	600 mm	- Acequia secundaria - Cruza la vía actual - Sale aguas abajo mediante arqueta - Aguas arriba del cruce con la vía actual no existe acequia

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
27	5+922	Sección rectangular 0,95 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
28	6+003	Sección rectangular 0,95 x 0,60	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
29	6+072	Sección rectangular 0,58 x 0,60	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
30	6+135	Sección rectangular 1,00 x 1,10	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
31	6+209	Sección rectangular 0,80 x 1,00	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
32	6+257	Sección rectangular 0,60 x 1,00	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
33	6+300	Sección rectangular 1 .5x0 6	1200 mm	- Acequia secundaria - Sección cubierta aguas abajo del cruce con la vía actual - Se desconoce la continuidad aguas arriba del cruce
34	6+343	Sección rectangular 0,45 x 0,65	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Sección enterrada aguas abajo del cruce con la vía
35	6+389	Sección rectangular 0,5 x 0,9	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
36	6+400	Circular D ≈ 0,7	Losa de protección 5.00x13.91*0.20	- Acequia Principal - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Arqueta de cambio de sección aguas arriba del cruce con la vía actual - Vierte al barranco del Carraixet
37	6+487	Sección rectangular 1 x 1,2	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Arqueta de cambio de sección aguas arriba del cruce con la vía actual - Desemboca en la acequia Brazo del Gaiato aguas abajo del cruce con la vía actual
38	6+555	Sección rectangular 3 x 1,5	Losa de protección 5.00x14.83x0.20	- Acequia Principal: Brazo del Gaiato - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Vierte al barranco del Carraixet
39	6+605	Sección rectangular 0,5x 0,8	800 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
40	6+707	Sección rectangular 0,55x0,70	1000 mm	- Acequia secundaria - Acequia longitudinal en la margen izquierda de la línea actual de ferrocarril - No cruza la vía actual
41	6+769	Sección rectangular 0,6 x 0,8	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal Brazo del Gaiato aguas abajo del cruce con la vía actual antes de verter en el Barranco del Carraixet
42	6+800	Sección rectangular 0,9 x 0 6	Losa de protección 5.00x21.84x0.20	- Acequia Principal: Brazo de la Marquesa - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril . - Desemboca en el canal de Port Saplatja
43	6+937	Sección rectangular 1,5 x 1 25	Losa de protección 5.00x21.84x0.20	- Acequia Principal - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Desemboca en el Canal de Port Saplatja

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m) Sección Afectada	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
44	7+000	Sección rectangular 0,7 x 1 25	1200 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal de aguas abajo del cruce con la vía actual antes de su desembocadura al mar
45	7+070	Sección rectangular 0,6 x 0,8	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Enlaza con la acequia principal Brazo de la Plaza aguas abajo del cruce con la vía actual antes de su desembocadura en el canal de Port Saplatja
46	7+141	Sección rectangular 0 95 x 0 95	5.00x31.59x0.20 m	- Acequia Principal: Brazo de la Plaza - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Sección de transición entre la sección de aguas arriba y la sección de aguas abajo en el cruce con la vía actual - Desemboca en el canal de Port Saplatja
47	7+225	Sección rectangular 0,8 x 0,9	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual - Desemboca en el canal de Port Saplatja
48	7+315	Sección rectangular 0,56 x 0,60	5.00x21.95x0.20 m	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
	0+300	Sección rectangular 0,7 x 1 25	1200 mm	

APENDICE 4. REPOSICION ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº ORDEN	P.K.	TIPOLOGÍA NUEVO TRAZADO (m)	SOLUCIÓN REPOSICIÓN	OBSERVACIONES
		Sección Afectada		
1	5+578	Sección rectangular 5.580x1.1	Losa 20x20x0.2	- Acequia principal: Cami de Vera - Afectada por el nuevo trazado. - Vierte al mar.
2	0+170 E56	Sección rectangular 0.80x0.88	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual.
3	0+220 E56	Sección rectangular 0.81*0.6	1500 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
4	0+270 E56	Sección rectangular 0.96x0.6	600 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
5	0+395 E56	Sección rectangular 0.77x0.6	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
6	0+380 E56	Sección rectangular 0.96x0.6	1000 mm	- Acequia secundaria - Afectada por el nuevo trazado aguas arriba del cruce con la línea actual de ferrocarril - Cruza la vía actual
7	7+270 E58	Sección rectangular 0.82*0.6	800 mm	- Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
8	7+345	Sección rectangular 0.82*0.6	800 mm	- Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
9	7+558	Sección rectangular 0.62*0.6	800 mm	- Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
10	7+710 E57	Sección rectangular 0.62*0.6	800 mm	Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
11	7+600 E58	Sección rectangular 0.62*0.6	800 mm	Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
12	7+720 E58	Sección rectangular 0.62*0.6	800 mm	Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
13	7+905 E58	Sección rectangular 0.30*0.5	600 mm	- Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.
14	7+944 E58	Sección rectangular 0.30*0.5	600 mm	- Acequia secundaria -Afectada por el nuevo trazado.

APENDICE 5. PLANOS

GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR
DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 100.000
Numérica
0 1 2 3 4 Km
Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
CUENCAS HIDROLÓGICAS

Nº DE PLANO
A-11.1
Hoja 1 de 1

Y= 4375000

X= 708000

X= 708000

Y= 4403000

HOJA-721

HOJA-695

HOJA-695

HOJA-667

HOJA-722

HOJA-696

HOJA-696

HOJA-668

C-01

C-02

Y= 4375000

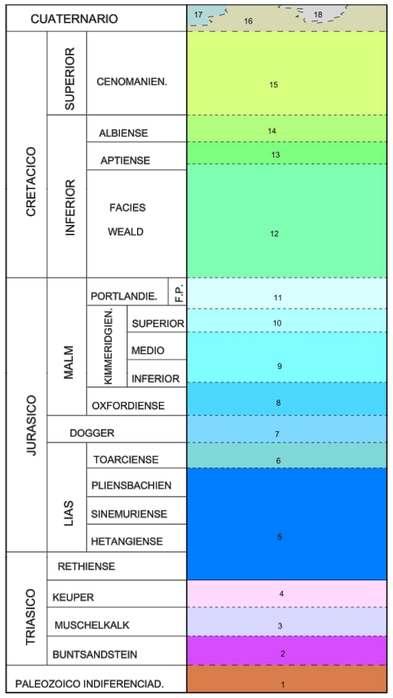
X= 732000

Y= 4407000

X= 732000

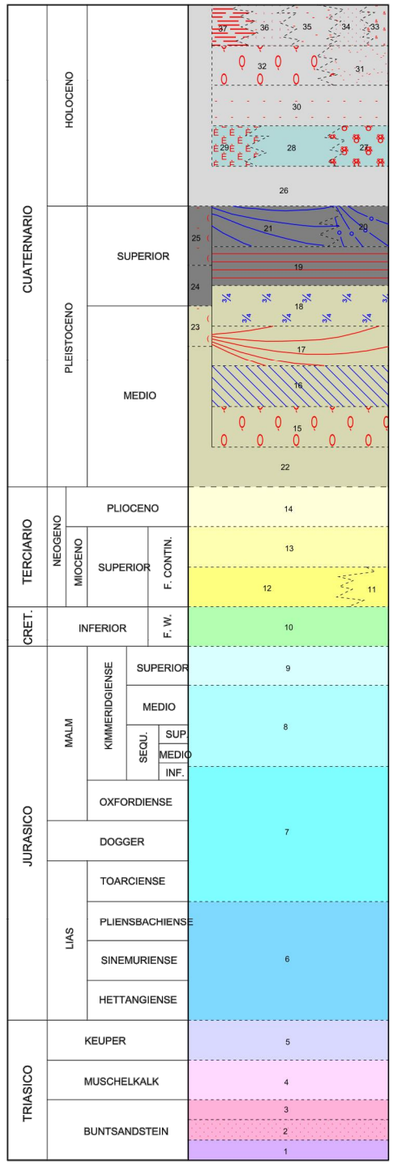
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 100.000 Numérica; 0 1 2 3 4 Km Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. GEOLOGÍA. PLANTA	Nº DE PLANO: A-11.2 Hoja 1 de 3

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº667
LEYENDA



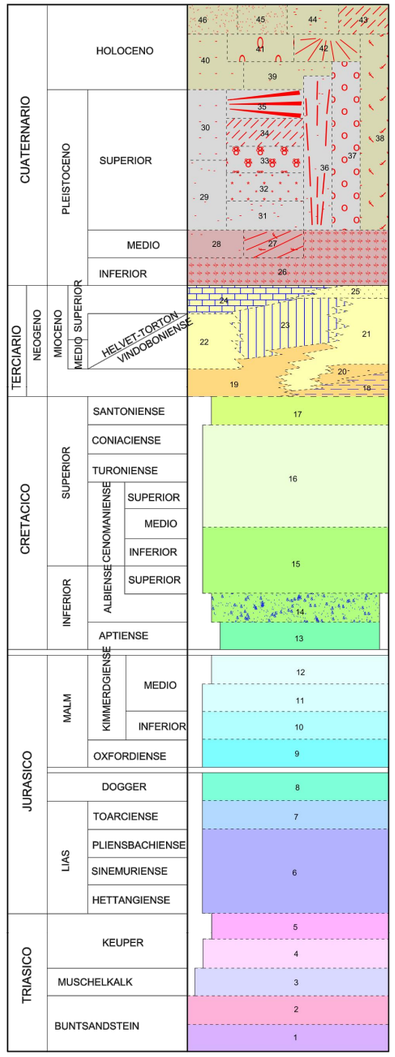
18 Gravas, arenas y limos
17 Gravas y arenas
16 Conglomerados, arenas y limos. Costra de exudación
15 Dolomías y calcarenitas con intercalaciones margosas
14 Alternancia de areniscas calcáreas, arenas blancas y margas
13 Calizas bioclásticas y oolíticas
12 Alternancia de conglomerados, arenas y arcillas. Caoliníferas. Colores blancos y rojos
11 Alternancia de margas, arenas, areniscas calizas y arcillas
10 Calizas esparíticas, bioclásticas, pisolíticas
9 Margas. Alternancia rítmica de calizas y margas. Juntas de estratificación hojosas
8 Calizas micríticas. Ammonites Belemmites y Esponjas
7 Calizas micríticas, nódulos con sílex y de pirita. Bancos potentes Intercalaciones margosas
6 Calizas bioclásticas, nódulos de sílex Margas y margocalizas, Braquiópodos Calizas con Lamelibranquios
5 Dolomias carniolares y brechoides, calizas micríticas y/o bioclásticas
4 Arcillas, margas y yesos. Coloración diversa
3 Dolomías y calizas, intercalaciones margosas
2 Conglomerados, areniscas y arcillas
1 Cuarcitas micáceas ferríferas

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº 668
LEYENDA



37 Aluvial. Arcilla arenosa
36 Aluvial-coluvial. Arcillas con cantos
35 Depósito de fondo de rambla. Cantos sueltos
34 Playa. Arenas
33 Cordón litoral. Cantos sueltos
32 Coluviones. Arcillas rojas con cantos sueltos
31 Dunas litorales. Arenas parcialmente fijadas
30 Abanico aluvial. Arcillas rojas con cantos aluviales
29 Albufera. Limos negros
28 Limos pardos. Con cantos
27 Limos pardos
26 Terrazas
25 Terrazas
24 Terrazas
23 Terrazas
22 Terrazas
21 Mantos de arroyada. Arcillas rojas con niveles de cantos zonales
20 Mantos de arroyada. Arcillas rojas con cantos de costra
19 Abanico aluvial (Tipo deltaico). Arcilla arenosa roja con cantos
18 Costras calcáreas. (Primera fase de encostramiento)
17 Cono de deyección. Arcilla roja con cantos aluviales
16 Coluvión en orla. Arcillas con cantos
15 Depósitos de pie de monte. Arcillas rojas con cantos encostrados superiormente
14 Arcillas rojas con cantos calizos
13 Calizas con gasterópodos
12 Areniscas y arcillas
11 Conglomerados
10 Calcarenitas
9 Calizas, areniscas y margas
8 Calizas y margas
7 Calizas, margas, calizas con nódulos de sílex y calizas margosas
6 Dolomias, carniolas y calizas bioclásticas
5 Margas y arcillas con yesos
4 Dolomias, margas, margas y arcillas con yesos y calizas dolomíticas
3 Alternancias de argilitas y arenisca (Facies Rot)
2 Areniscas
1 Argilitas

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº695
LEYENDA



46 ALUVIAL-COLUVIAL. Arcillas arenosas con cantos
45 ALUVIAL. Arenas y cantos redondeados
44 FONDO DE RAMBLA. Bloques y cantos subredondeados
43 ELUVIAL. Arcillas arenosas con cantos angulosos
42 CONO DE DEYECCIÓN RECIENTE. Arcillas rojas con cantos subredondeados
41 COLUVIÓN RECIENTE. Arcillas y cantos angulosos
40 TERRAZAS. Arenas, limos y cantos
39 TERRAZAS. Arenas, limos y cantos
38 CAUCE ABANDONADO. Limos arenosos
37 LIMOS PARDOS FLUVIALES
36 ABANICO ALUVIAL
35 GLACIS DE ACUMULACIÓN. Niveles de arcillas y cantos con costras discontinuas
34 ARCILLA DE DECALCIFICACIÓN. Arcilla de tonos rojizos, pulverulenta
33 LIMOS DE VERTIENTE. Limos carbonatados con cantos angulosos
32 COLUVIÓN ANTIGUO. Arcillas rojas con cantos angulosos cementados
31 PIE DE MONTE. Arcillas rojas y cantos angulosos encostrados superficialmente
30 TERRAZAS. Arenas, limos y cantos
29 TERRAZAS. Arenas, limos y cantos
28 TERRAZAS. Arenas, limos y cantos
27 GLACIS ENCOSTRADO. Arcillas rojas con cantos angulosos, fuertemente encostrados
26 COSTRA. Caliza baldosa, pulverulenta sobre Mioceno
25 Conglomerados de cantos calcáreos redondeados
24 Calizas lacustres con tubos de algas
23 Margas limolíticas blancuzas y calizas lacustres. Tubos de algas y gasterópodos
22 Areniscas y margas limolíticas. Niveles lumaquélicos de ostreas
21 Arcillas, areniscas y conglomerados de tonos fuertemente rojizos
20 Conglomerados de cantos calcáreos subredondeados
19 Arcillas rojas y margas limolíticas
18 Margas arcillosas verdes
17 Calizas micríticas con miliólidos (Lacacinas)
16 Dolomías sacaroideas, compactas, bien estratificadas, dolomías, brechoides masivas, friables y calizas recristalizadas. Niveles de margas
15 Calizas gravelosas y biodetríticas con Orbitolinas
14 Arenas y margas limolíticas
13 Calizas y margas arenosas con Orbitolinas y Toucasias
12 Arenas, margas y arcillas con intercalaciones de calizas
11 Calizas micríticas, calizas pisolíticas y/u oolíticas. Niveles detríticos en la parte superior
10 Alternancia rítmica de calizas arcillosas grises y margas
9 Margocalizas y margas hojosas y calizas arcillosas Ammonites, Belenmites, Esponjas, Braquiópodos
8 Calizas microcristalinas, budinadas, con nódulos limosos de silex
7 Margas y margocalizas con Braquiópodos
6 Dolomías masivas, oquerosas y brechoides Calizas microcristalinas, lumaquélicas en la parte superior
5 Dolomías tableadas gris oscuro
4 Arcillas abigarradas con yesos Intercalaciones de areniscas rojas
3 Dolomías negras. Calizas y margas tableadas con restos de Myophorias a techo
2 Argilitas y areniscas micáceas
1 Areniscas compactas de tonos rojos y blancos

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

EMPRESA CONSULTORA
IDOM

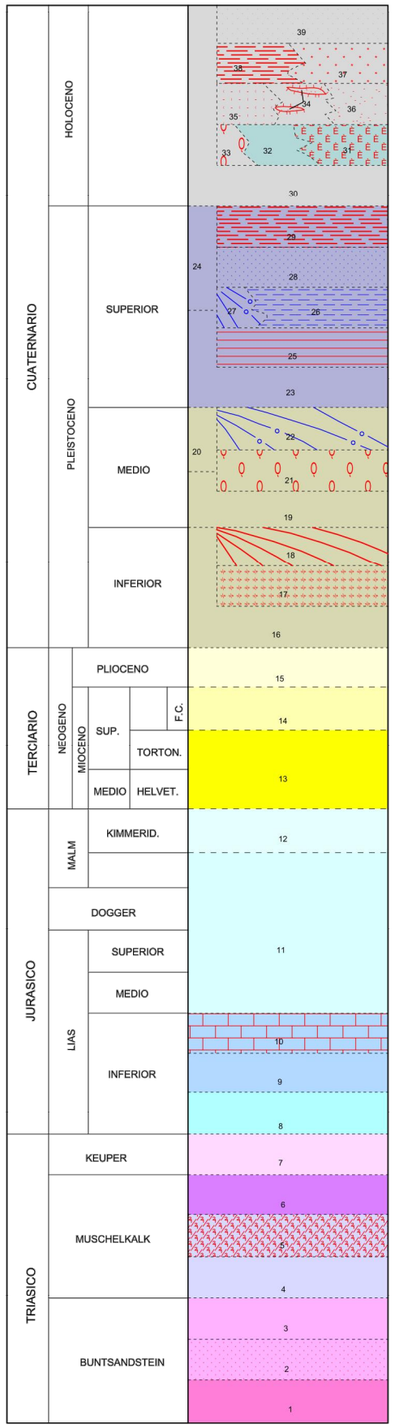
ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
s/e
Numérica
0
Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
GEOLOGÍA. LEYENDA

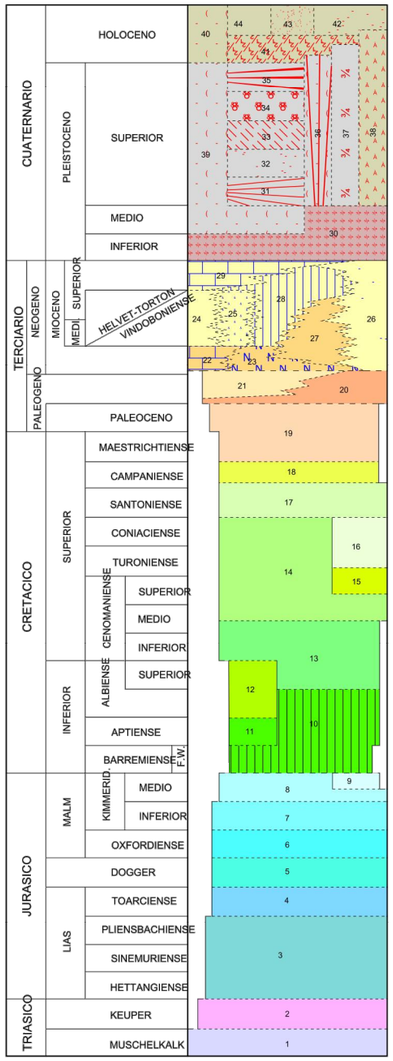
Nº DE PLANO
A-11.2
Hoja 2 de 3

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº696
LEYENDA



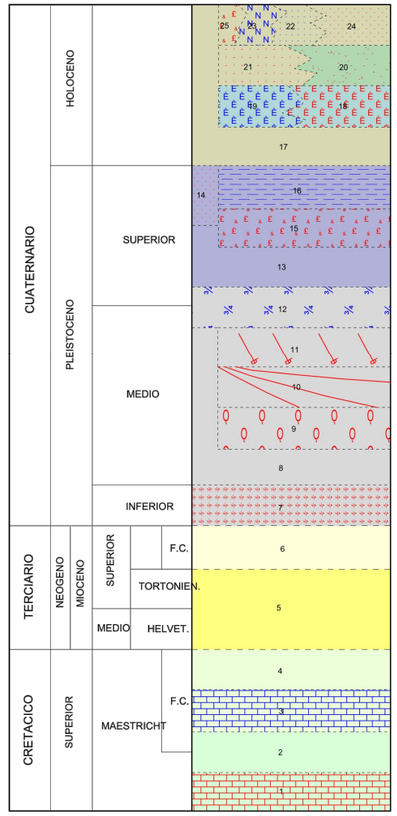
39 PLAYA. Arenas y cantos
38 ALUVIAL. Arenas y cantos
37 SEDM. ANTRÓPICOS. Escombreras
36 DUNAS. Arenas parcialmente fijadas
35 ALUVIAL-COLUVIAL. Arcillas arenosas con cantos
34 CORDÓN LITORAL. Conglomerado marino fosi
33 COLUVIONES. Arcillas rojas con cantos
32 LIMOS PARDOS
31 ALBUFERA. Limos negros
30 TERRAZAS
29 CUBETAS DE DECALCIFICACIÓN. Terra rosa
28 MANTOS DE ARROYADA. Arcillas rojas con niveles de cantos
27 MANTOS DE ARROYADA. Arcillas rojas con niveles de cantos y costras zonales
26 LIMOS DE INUNDACIÓN. Limos grises
25 ABANICO ALUVIAL TIPO DELTAICO. Arcilla arenosa rosa con cantos fluviales
24 TERRAZAS
23 TERRAZAS
22 MANTOS DE ARROYADA. Arcillas rojas con cantos de los mantos aluviales encostrados
21 DEPÓSITOS DE PIE DE MONTE. Arcillas rojas con cantos superficialmente encostrados
20 TERRAZAS
19 TERRAZAS
18 MANTOS ALUVIALES ENCOSTRADOS. Conglomerado
17 COSTRA ZONADA
16 TERRAZAS
15 Arcillas rojas con niveles de cantos encostrados
14 Calizas con gasterópodos y margas
13 Areniscas, margas, arcillas, arenas y niveles de calizas
12 Calcarenitas
11 Calizas, margas, calizas arenosas y calizas margosas
10 Calizas bioclásticas
9 Margas
8 Carniolas y dolomías
7 Margas y arcillas con yesos
6 Calizas y margas
5 Margas y arcillas con yesos
4 Dolomías
3 Argilitas y areniscas
2 Areniscas
1 Areniscas y argilitas

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº721
LEYENDA



44 ALUVIAL-COLUVIAL. Arcillas arenosas con cantos
43 ALUVIAL. Arenas y cantos redondeados
42 FONDO DE RAMBLA. Bloques y cantos subredondeados
41 COLUVIÓN. Arcillas y cantos angulosos
40 TERRAZAS. Arenas limos y cantos
39 TERRAZAS. Arenas limos y cantos
38 CAUCE ABANDONADO. Limos arenosos
37 LIMOS PARDOS FLUVIALES
36 ABANICO ALUVIAL
35 GLACIS DE ACUMULACIÓN. Niveles de arcillas y cantos con costras discontinuas
34 LIMOS DE VERTIENTE. Limos carbonatados con cantos angulosos
33 ARCILLA DE DECALCIFICACIÓN. Arcilla de tonos rojizos, pulverulenta
32 PIE DE MONTE. Arcillas rojas y cantos angulosos, encostrados superficialmente
31 CONO DE DEYECCIÓN. Arcillas rojas con cantos subredondeados, algo cementados
30 COSTRA. Caliza baldosa pulverulenta, sobre Mioceno
29 Calizas lacustres con tubos de algas
28 Margas limolíticas claras y calizas lacustres. Tubos de algas y Gasterópodos
27 Arcillas rojas y margas limolíticas
26 Conglomerados de cantos calcáreos redondeados
25 Areniscas con carbonatos y margas poco compactas
24 Areniscas y margas limolíticas Niveles lumaquélicos de OSTREAS
23 Margas grises con yesos
22 Calizas lacustres y yesos
21 Areniscas y limos arenosos
20 Conglomerados de cantos calcáreos. Niveles de areniscas
19 Calizas lacustres con intraclastos. Margas y margocalizas en la parte superior
18 Alternancia de calizas y margas en bancos finos
17 Calizas micríticas con miliólidos
16 Dolomías
15 Margas dolomíticas y dolomías. Niveles de calizas micríticas
14 Dolomías sacaroides, compactas bien estratificadas; dolomías brechoides, masivas, friables y calizas recristalizadas. Niveles de margas dolomíticas
13 Calizas gravelosas y biodetríticas con Orbitolinas
12 Margas arenosas, biocalcarenitas y calizas micríticas
11 Calizas y margas arenosas con Orbitolinas y Toucasias
10 Arcillas y margas versicolores, calizas con Orbitolinas, arenas y algún nivel conglomerático
9 Arcillas y margas arenosas. Intercalaciones de calizas
8 Calizas micríticas, calizas pisolíticas y/u oolíticas. Niveles intercalados localmente de calizas esparíticas y dolomías. Tramo detrítico en la parte superior
7 Alternancia rítmica de calizas arcillosas grises y margas
6 Margocalizas y margas hojosas y calizas arcillosas. Ammonites, Belemnites, Esponjas y Braquiópodos
5 Calizas microcristalinas budinadas con nódulos limosos y de silex
4 Margas y margocalizas con Braquiópodos
3 Dolomías masivas, oquerosas y brechoides. Calizas microcristalinas, lumaquélicas, en la parte superior
2 Arcillas versicolores con yesos. Intercalaciones de areniscas
1 Dolomías negras. Calizas y margas tableadas a techo

MAPA GEOLÓGICO DE LA SERIE MAGNA (1:50.000)
HOJA Nº722
LEYENDA



25 ALUVIAL. Arenas y limos
24 PLAYA. Arenas
23 DUNAS ACTUALES. Arenas
22 SURCO INTERDUNAR. Arenas
21 ALUVIAL-COLUVIAL. Arcillas arenosas
20 DUNAS LITORALES. Arenas fijadas
19 Limos pardos
18 ALBUFERA. Limos negros
17 TERRAZA
16 LIMOS DE INUNDACIÓN. Limos arenosos
15 MANTOS DE ARROYADA MODERNOS. Arcillas arenosas rojas con cantos de costra
14 TERRAZA
13 TERRAZA
12 COSTRA. 2ª fase de encostramiento
11 MANTO DE ARROYADA ANTIGUO. Arcillas rojas con niveles de cantos y nódulos calcáreos
10 CONO DE DEYECCIÓN. Arcillas rojas encostradas
9 DEPÓSITOS DE PIE DE MONTE. Arcillas rojas con cantos encostrados superficialmente
8 TERRAZA
7 Costra calcárea
6 Calizas y margas
5 Margas arcillas y areniscas
4 Margas grises
3 Calcarenitas algo pisolíticas
2 Margas blancas
1 Calizas con nódulos de sílex

GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

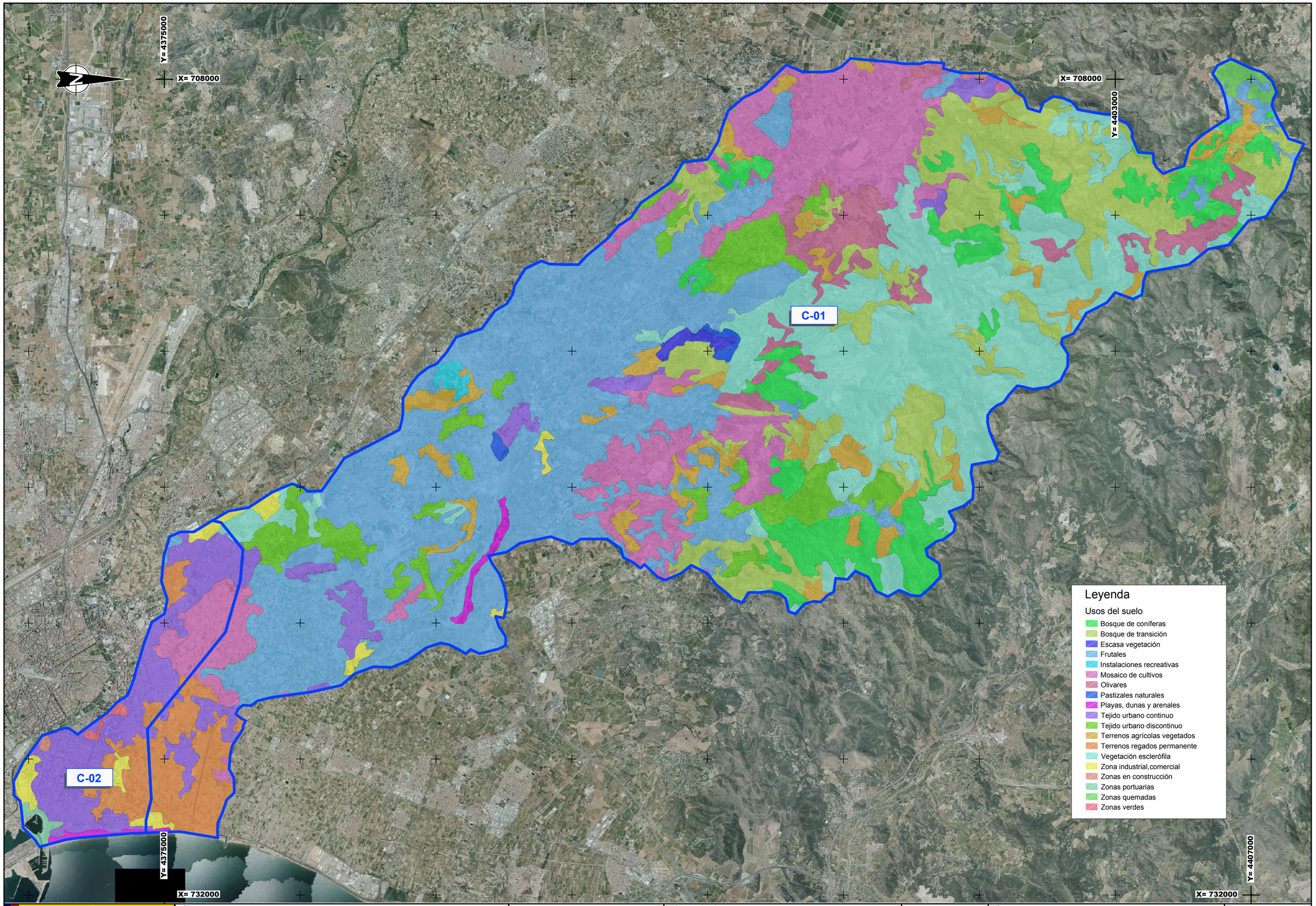
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
s/e Numérica
0 Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
GEOLOGÍA. LEYENDA

Nº DE PLANO
A-11.2
Hoja 3 de 3



GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

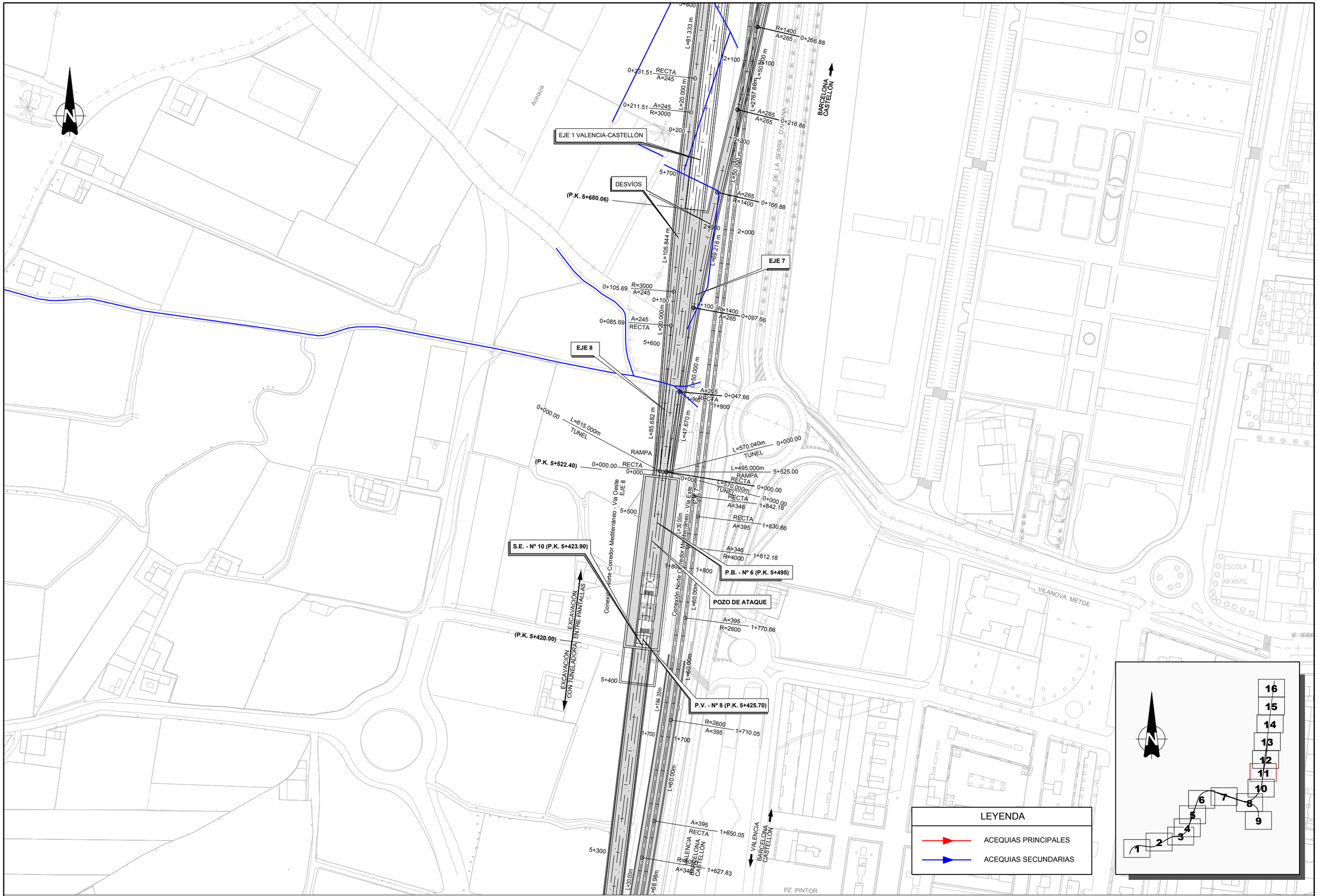
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 100.000
Numérica
0 1 2 3 4 Km
Gráfica

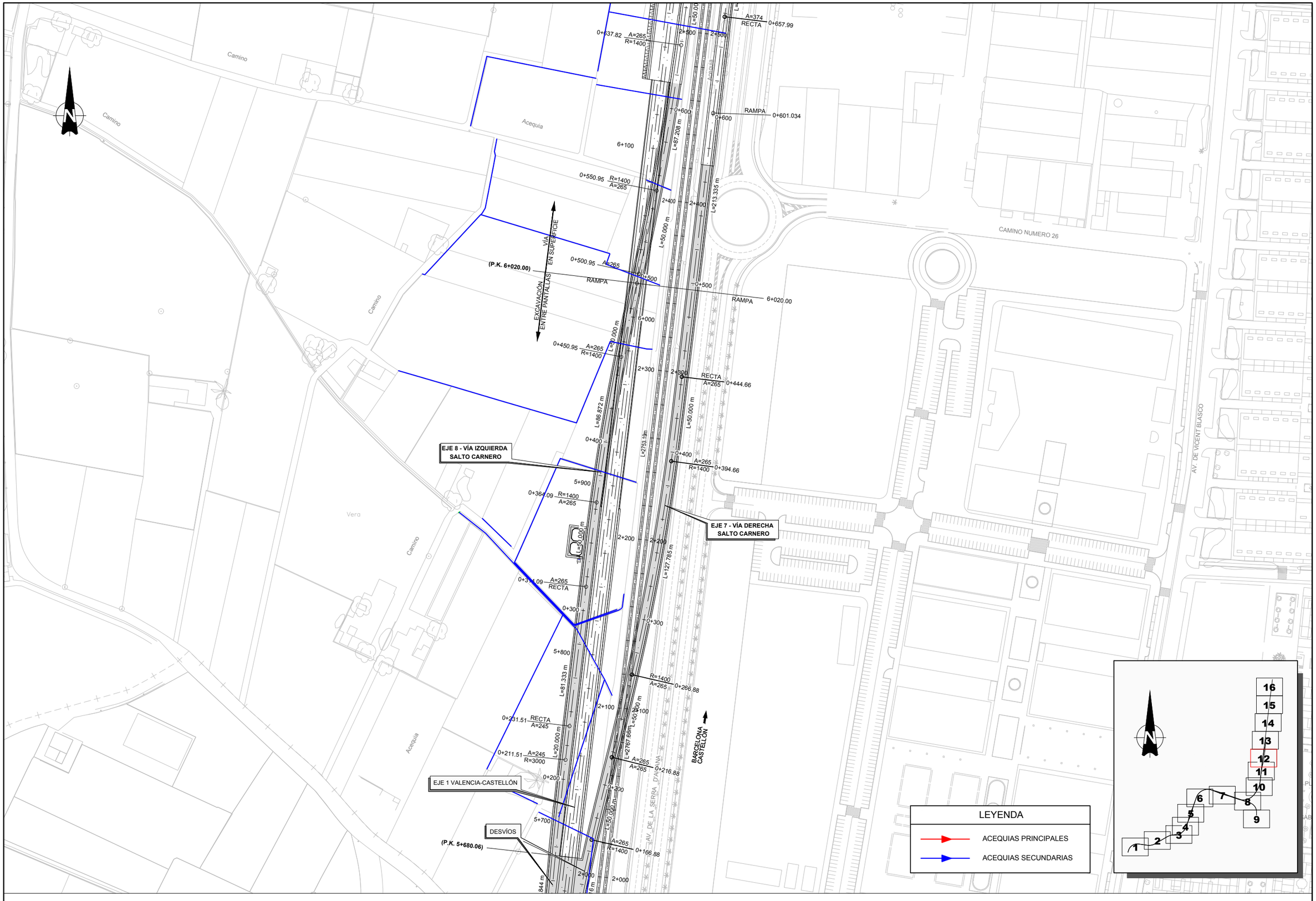
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
USOS DEL SUELO

Nº DE PLANO
A-11.3
Hoja 1 de 1

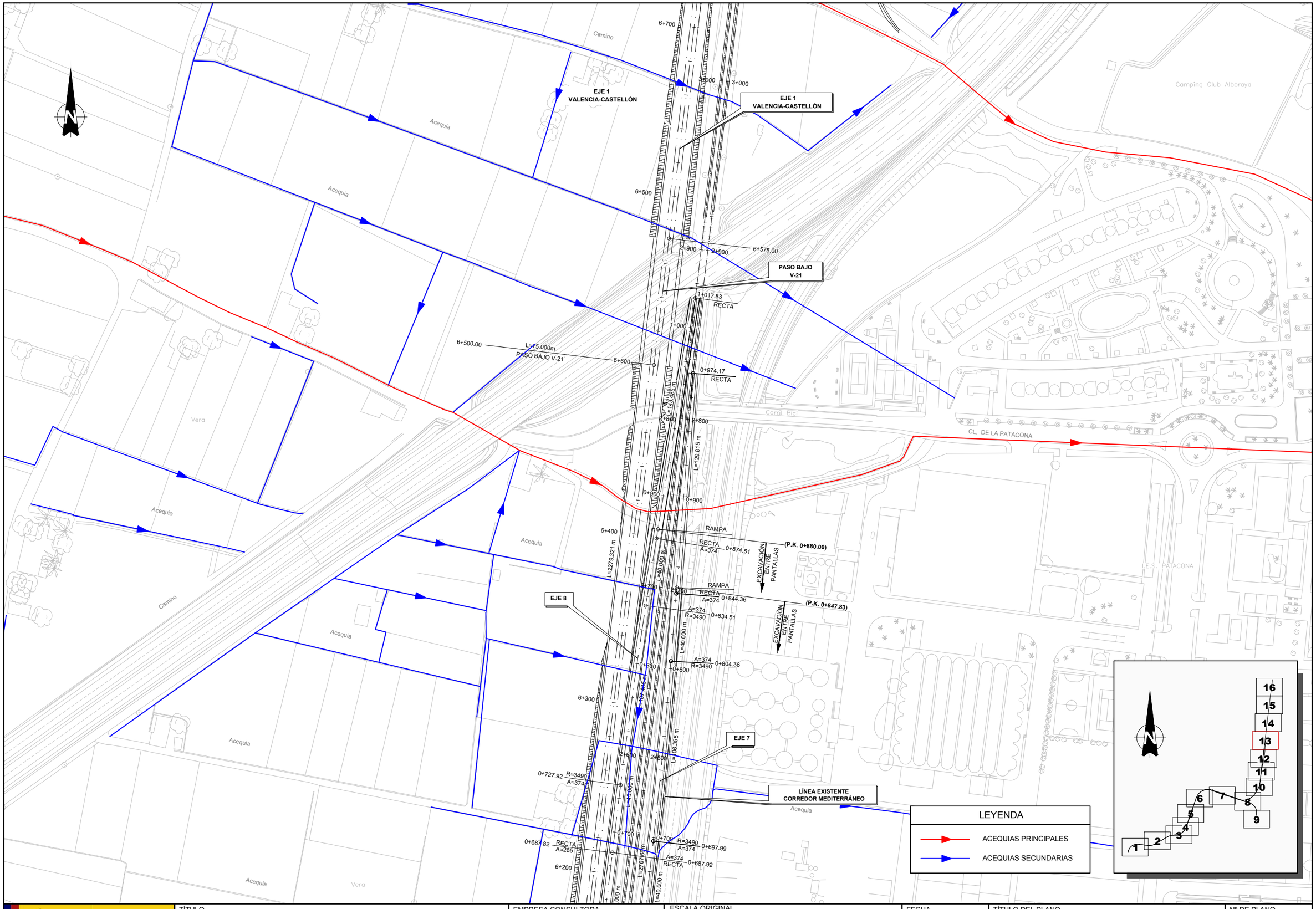


GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.4 Hoja 1 de 6

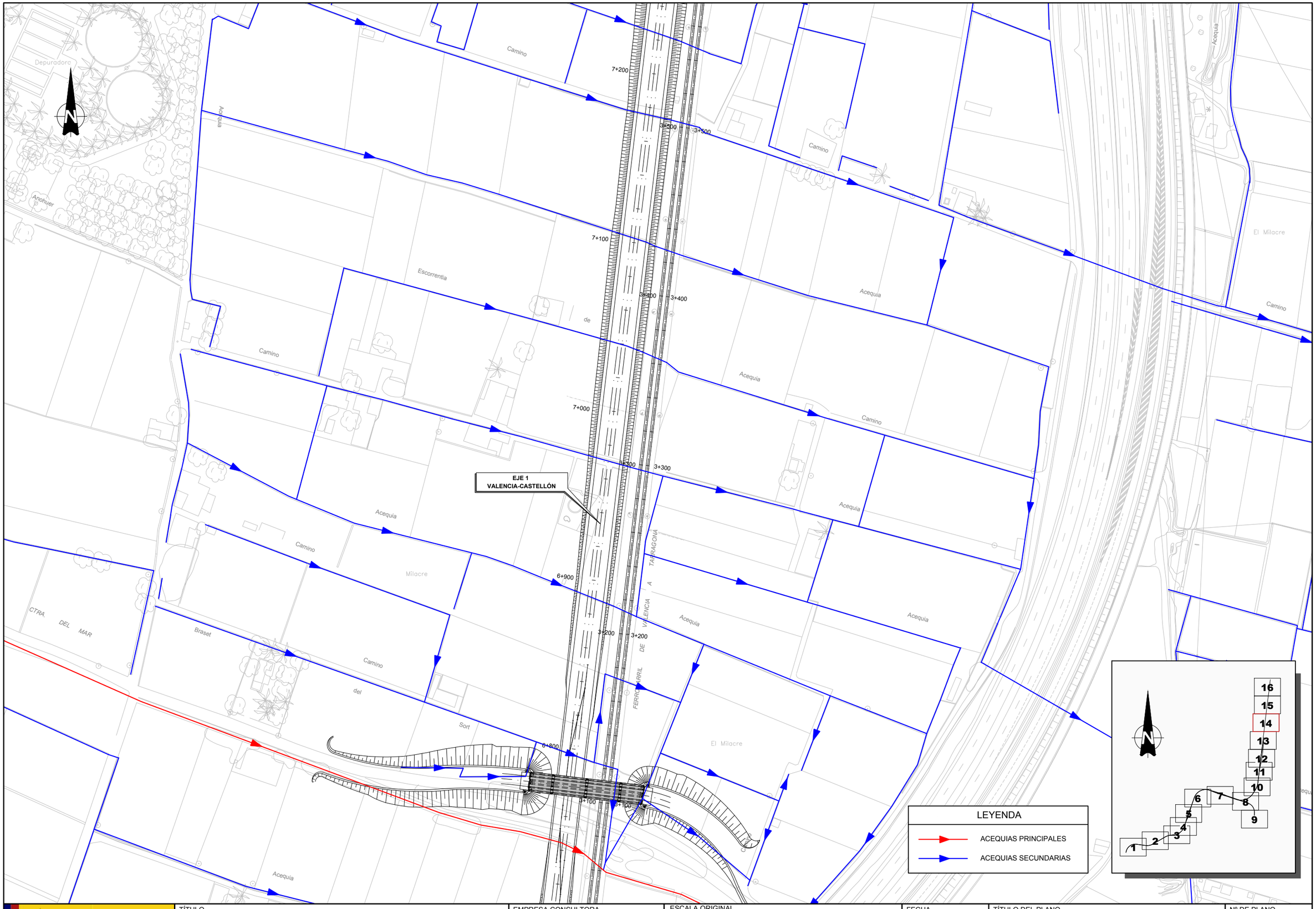


GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

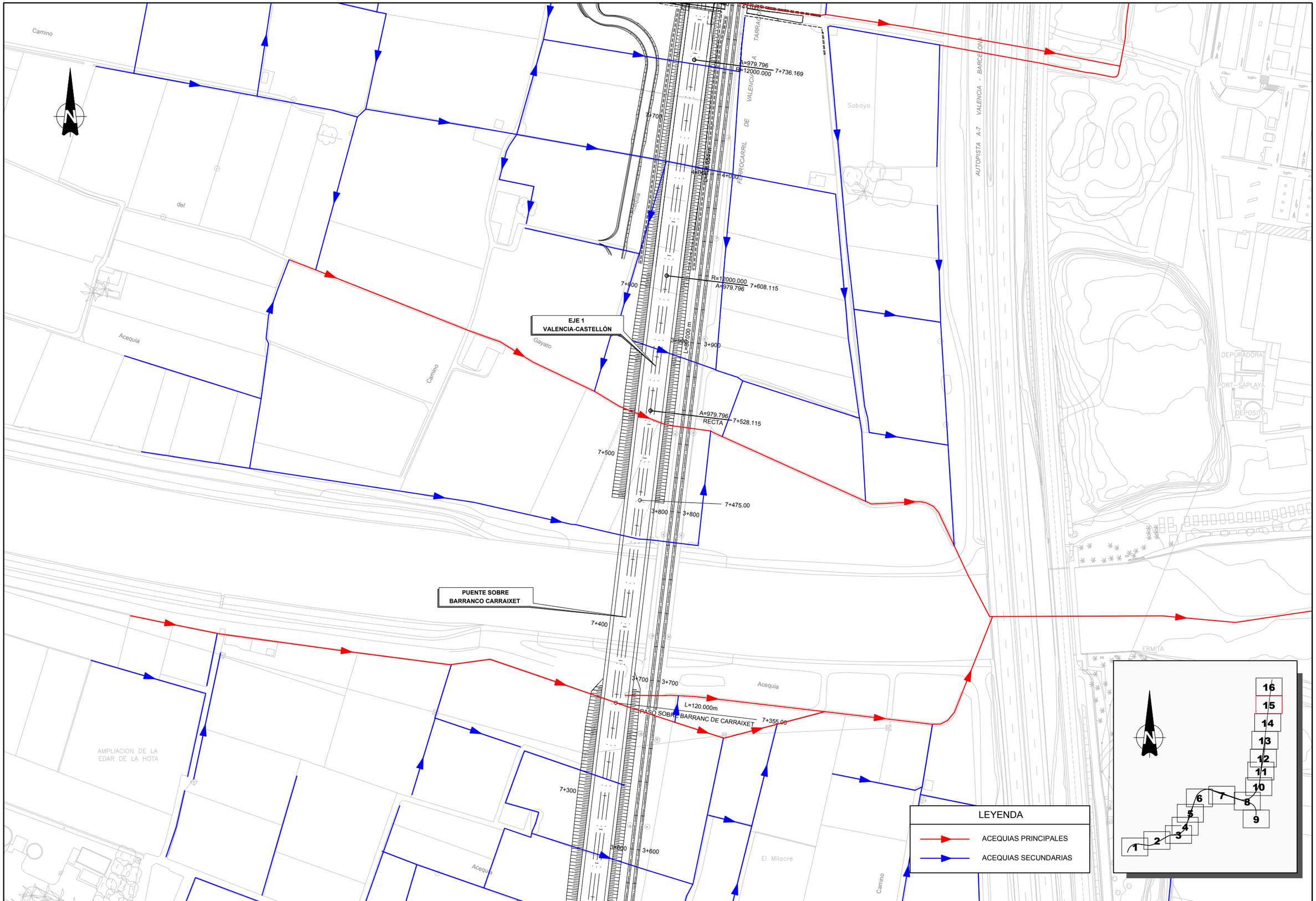
TÍTULO	ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA
EMPRESA CONSULTORA	IDOM
ESCALA ORIGINAL DIN A-3	1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica
FECHA	JUNIO 2021
TÍTULO DEL PLANO	HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE
Nº DE PLANO	A-11.4 Hoja 2 de 6



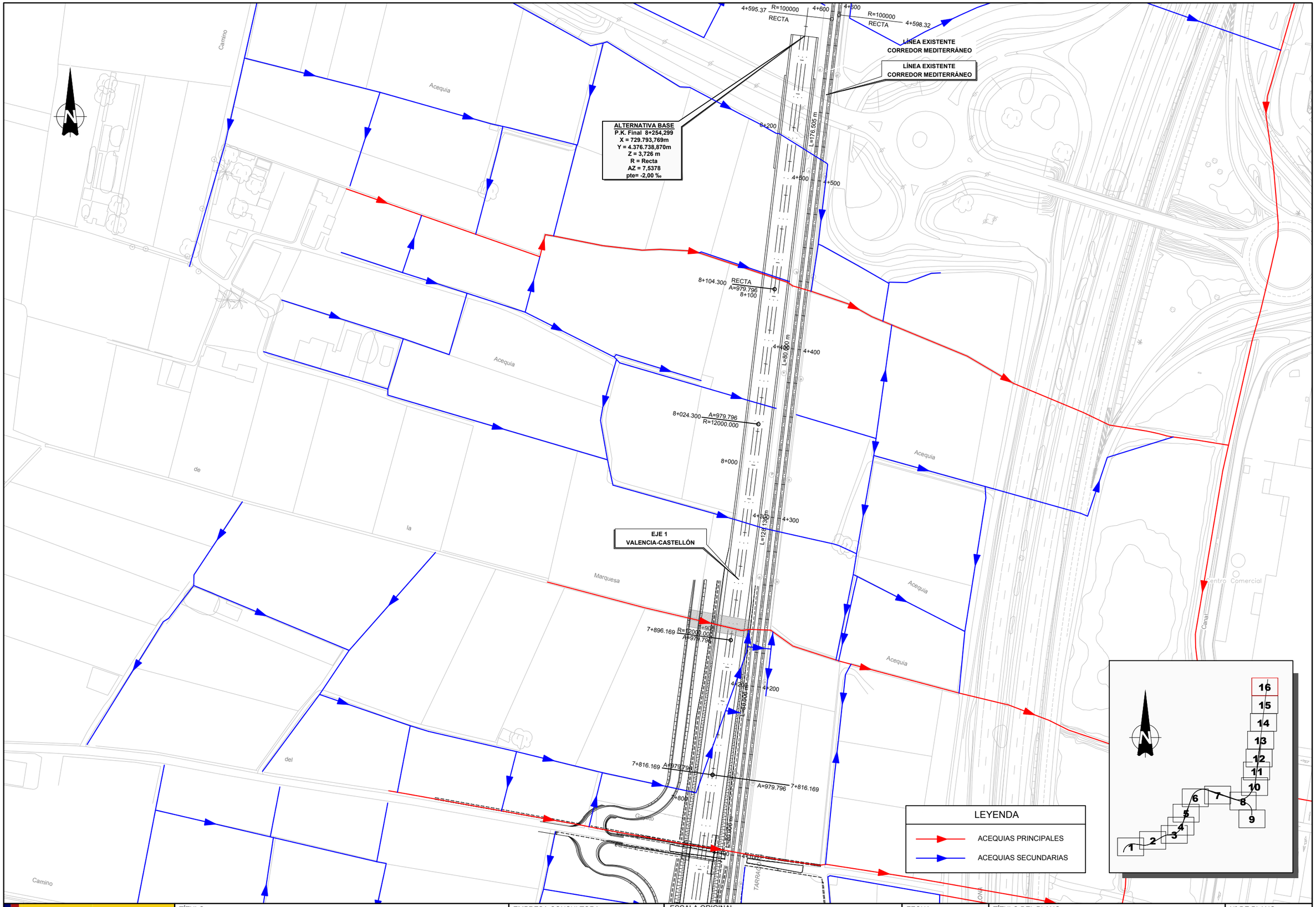
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.4 Hoja 3 de 6



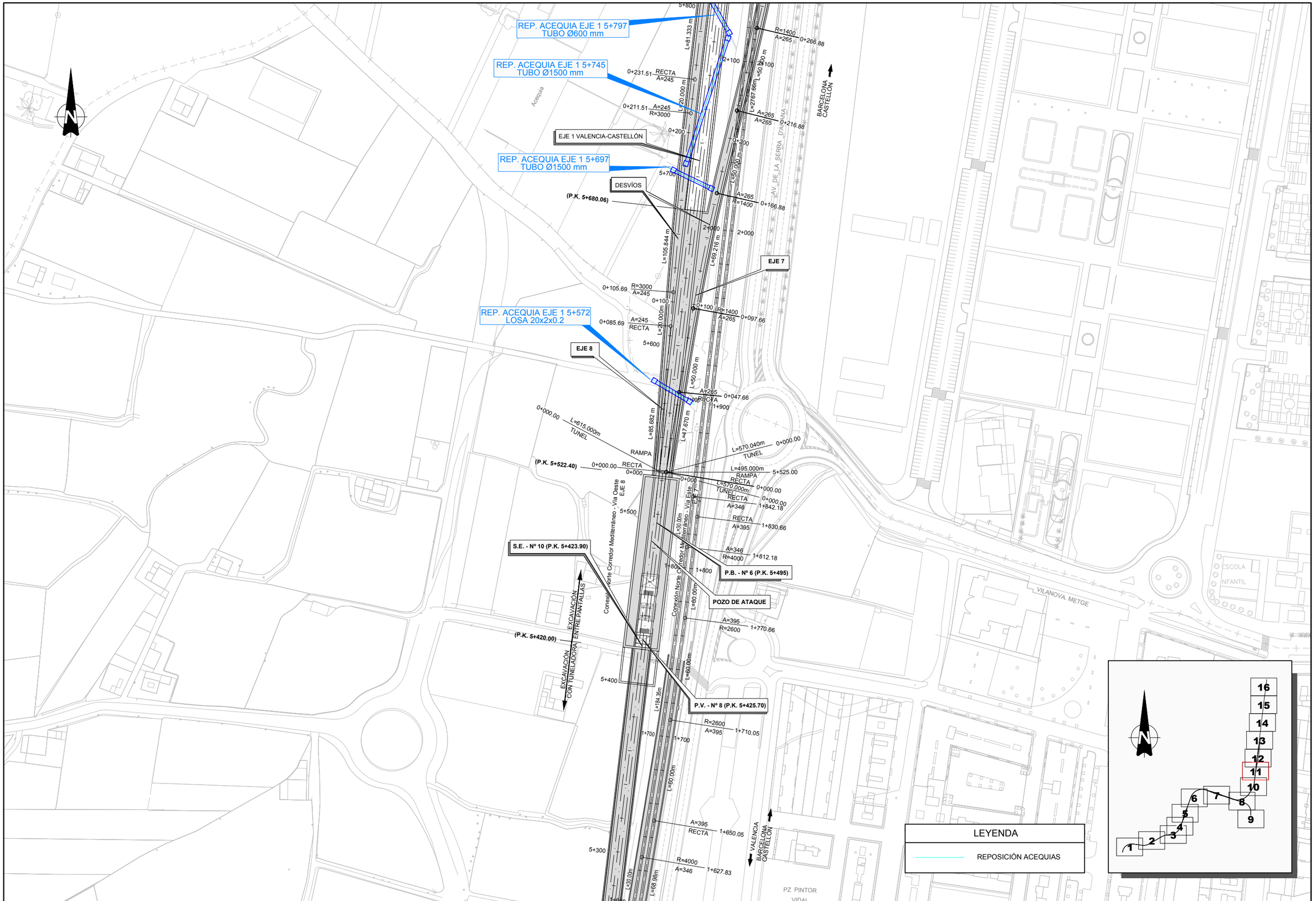
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.4 Hoja 4 de 6



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.4 Hoja 5 de 6



GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO A-11.4 Hoja 6 de 6



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.5 Hoja 1 de 8

REP. ACEQUIA EJE 1 6+174
TUBO Ø800 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+131
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+024
TUBO Ø800 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+983
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+906
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+822
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+797
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+745
TUBO Ø1500 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 5+697
TUBO Ø1500 mm

EJE 8 - VÍA IZQUIERDA
SALTO CARNERO

EJE 7 - VÍA DERECHA
SALTO CARNERO

EJE 1 VALENCIA-CASTELLÓN

DESVÍOS

(P.K. 6+020.00)

(P.K. 5+680.06)

VÍA EN SUPERFICIE

EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS

RAMPA

RECTA

CAMINO NUMERO 26

AV. DE VICENT BLASCO

AV. DE LA SERRA D'ALMINA

BARCELONA
CASTELLÓN

Camino

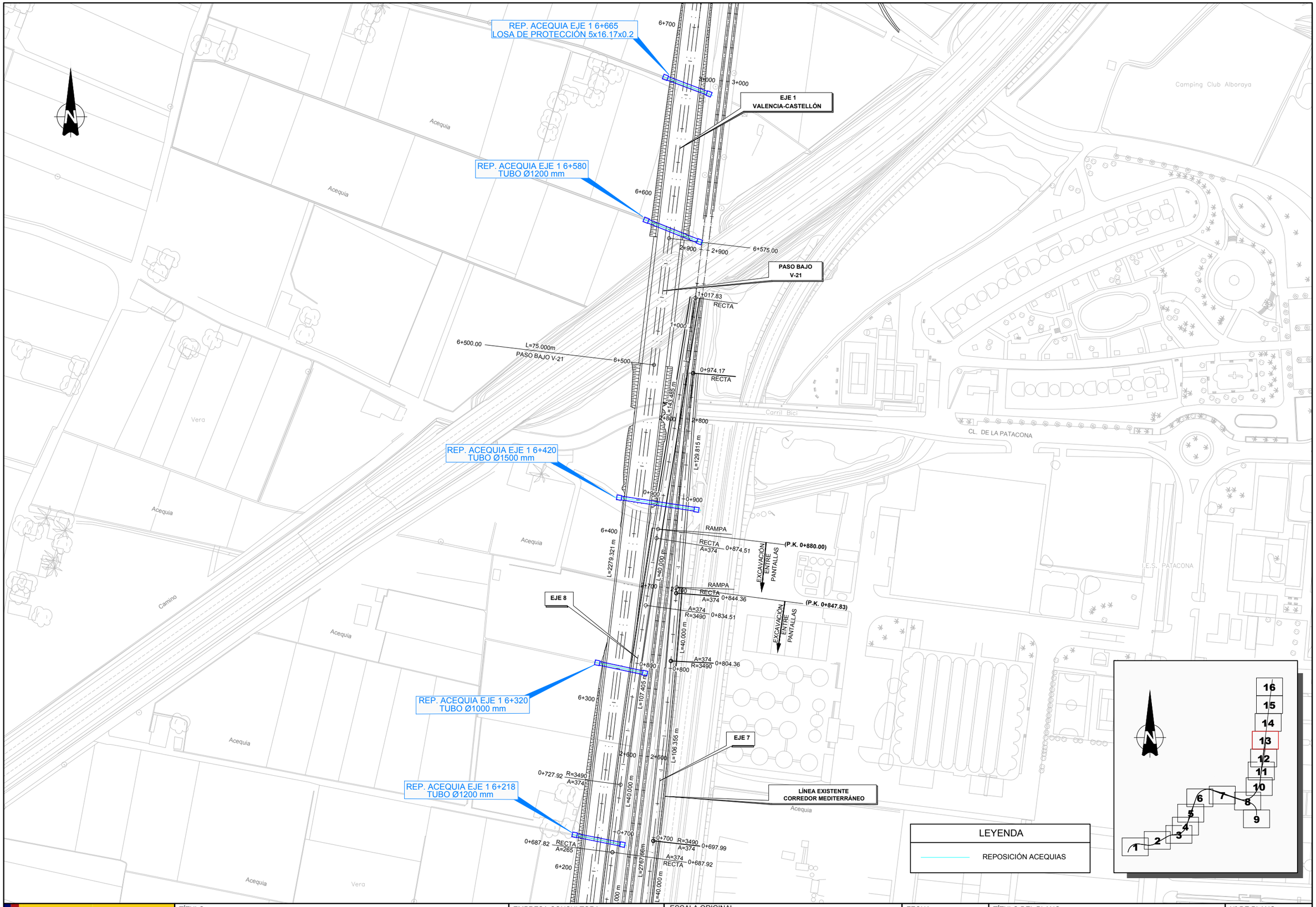
Vera

Acequia

LEYENDA

REPOSICIÓN ACEQUIAS

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.5 Hoja 2 de 8



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO: A-11.5 Hoja 3 de 8

REP. ACEQUIA EJE 1 7+223
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 7+175
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 7+002
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 7+039
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+971
LOSA DE PROTECCIÓN 5x20.24x0.2

REP. ACEQUIA EJE 1 6+889
TUBO Ø1500 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+796
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+766
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 1 6+743
LOSA 20x5x0.2

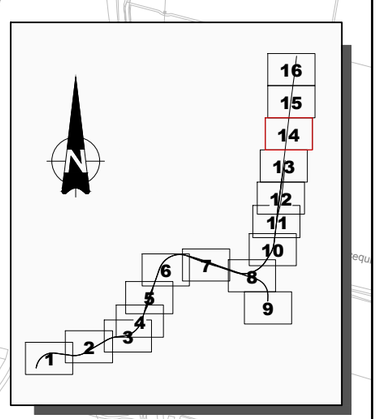
EJE 1
VALENCIA-CASTELLÓN

7+200
7+100
7+000
6+900
6+800
3+500
3+400
3+300
3+200
3+100

Depuradora
Camino
Acequia
Anohuer
Esq
de
Milacre
CTRA. DEL MAR
Braset
del
Sort
TARRAGONA A VALENCIA DE FERROCARRIL
El Milacre

LEYENDA

REPOSICIÓN ACEQUIAS



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

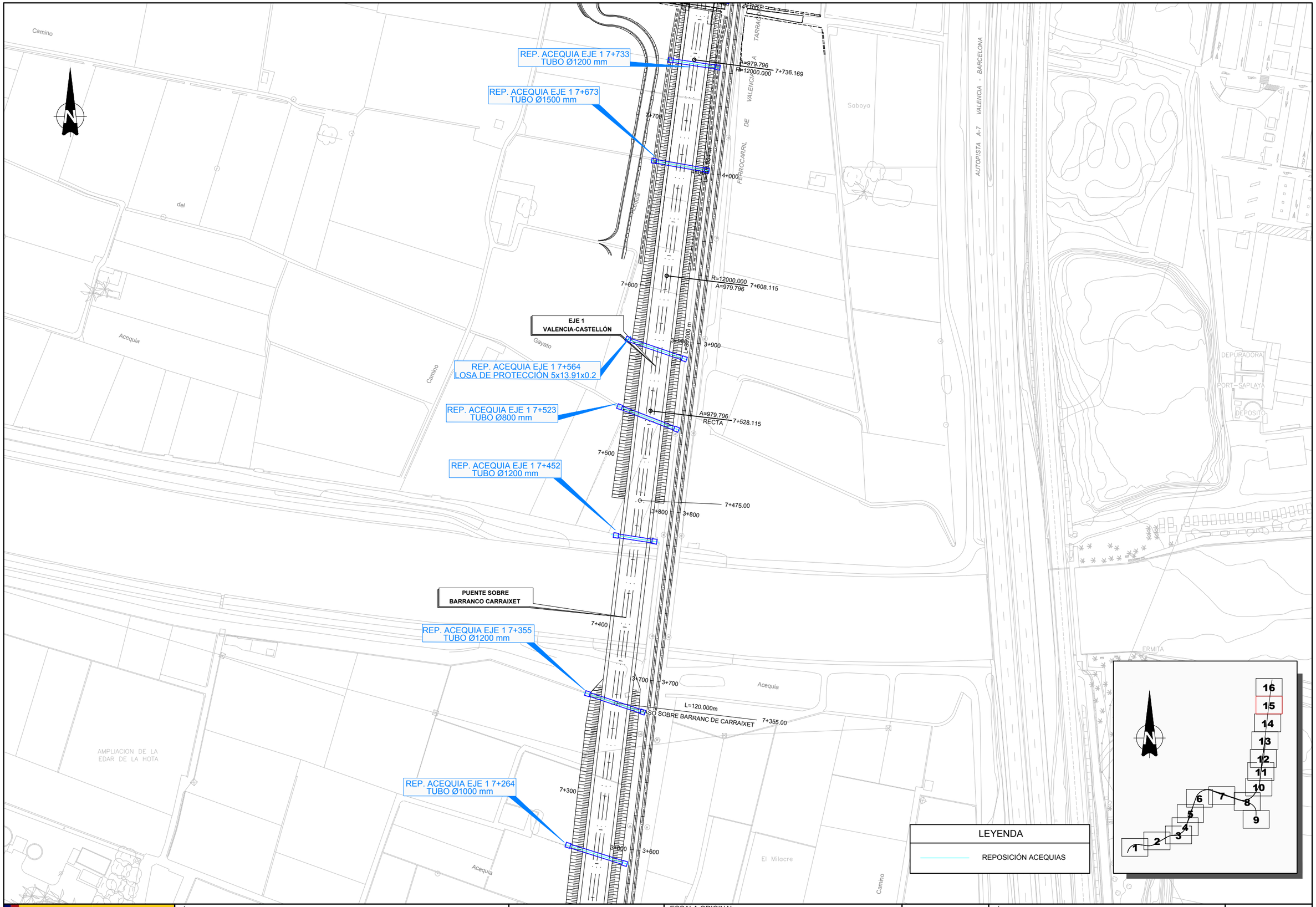
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 2.000
Numérica
0 20 40 60 80 m
Gráfica

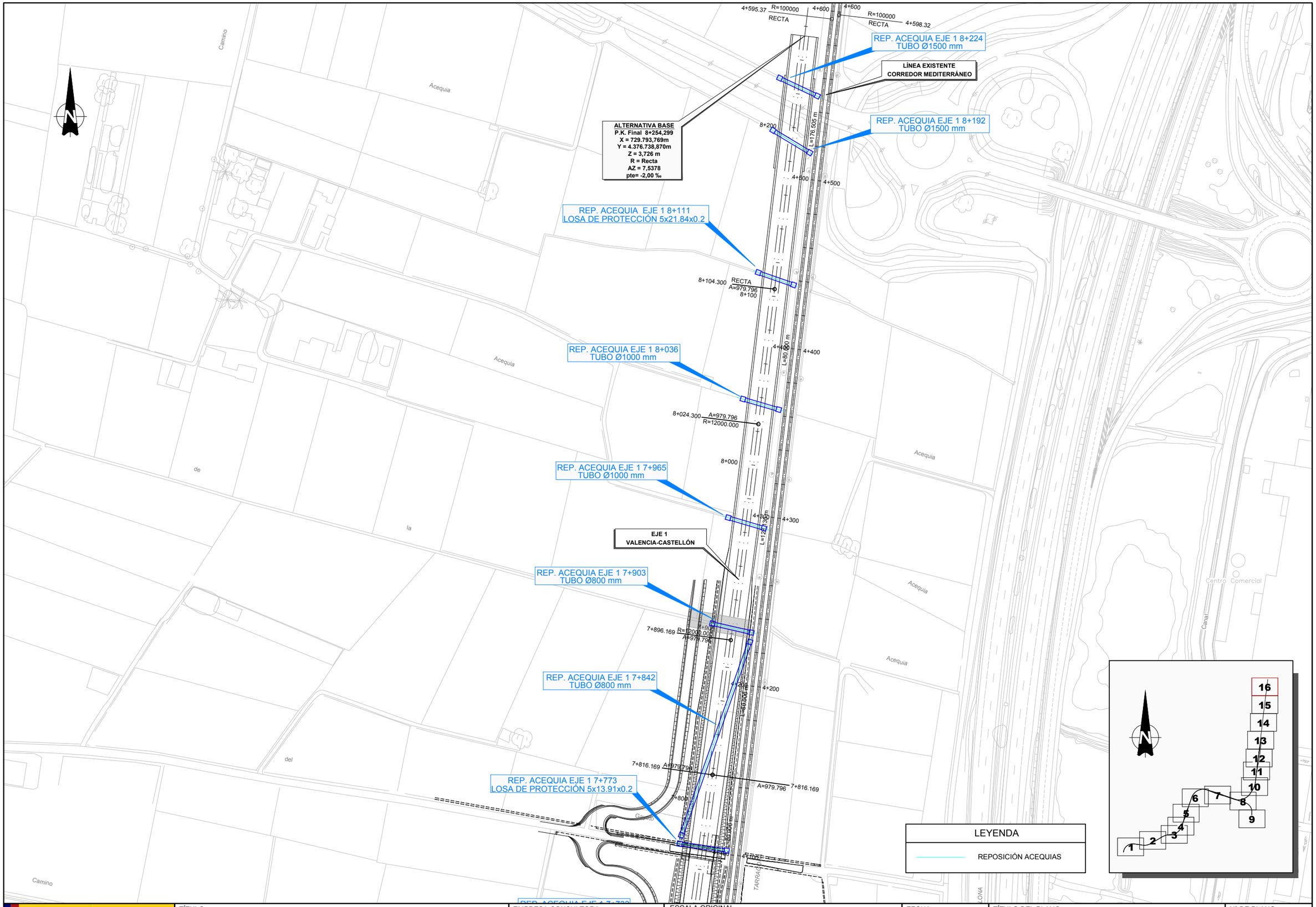
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE

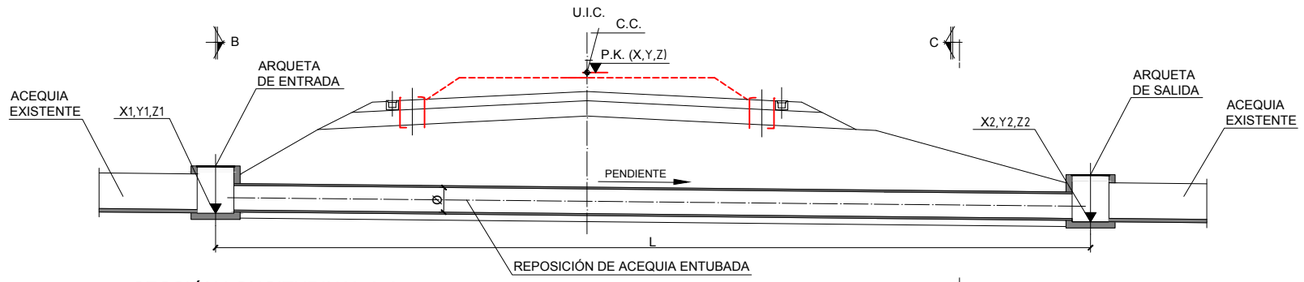
Nº DE PLANO
A-11.5
Hoja 4 de 8



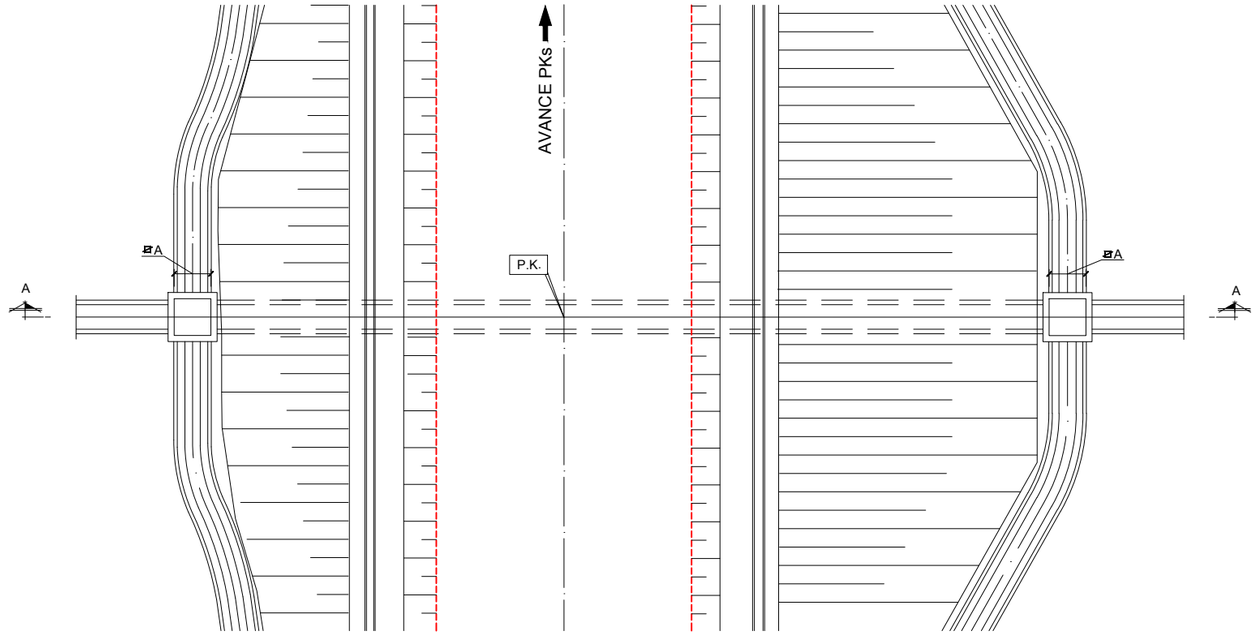
GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE	Nº DE PLANO A-11.5 Hoja 5 de 8



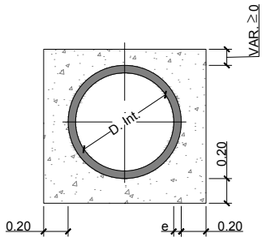
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE; Nº DE PLANO: A-11.5; Hoja 6 de 8



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



PLANTA. TUBO BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



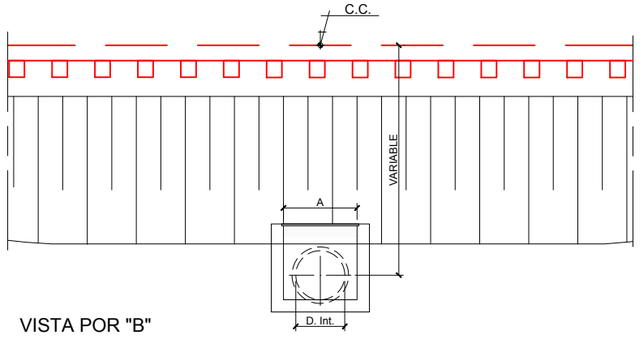
SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/50

D INT.	ESPESOR MÍNIMO (e) (mm).
600	75
800	92
1000	109
1200	125
1500	150

ESPESOR MÍNIMO SEGÚN NORMA SEGÚN:
UNE EN 1916:2002/AC 2008

CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	



VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

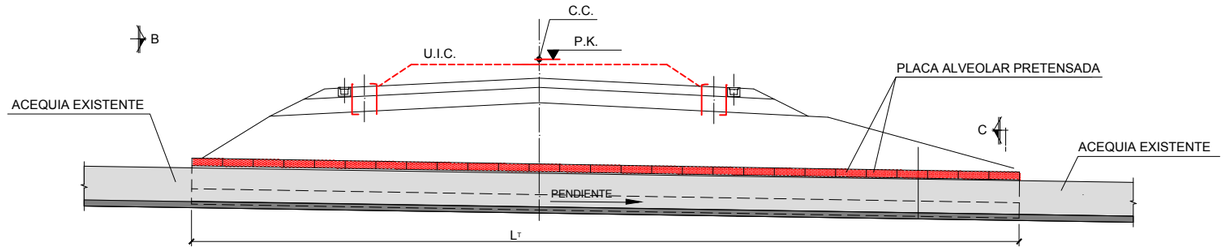
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
INDICADAS Numérica
0 Gráfica

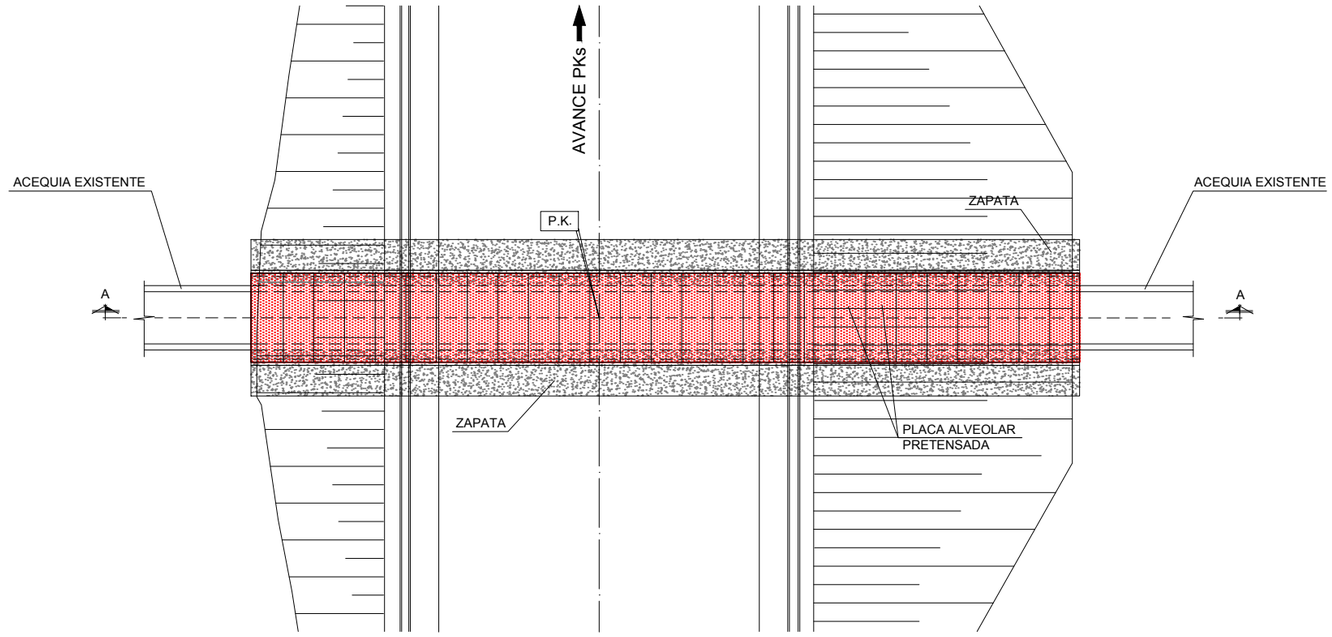
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE.
SECCIONES TIPO

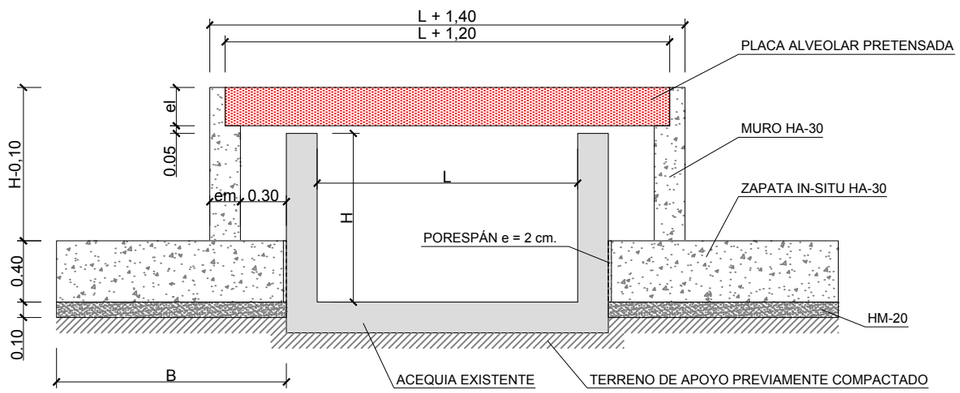
Nº DE PLANO
A-11.5
Hoja 7 de 8



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



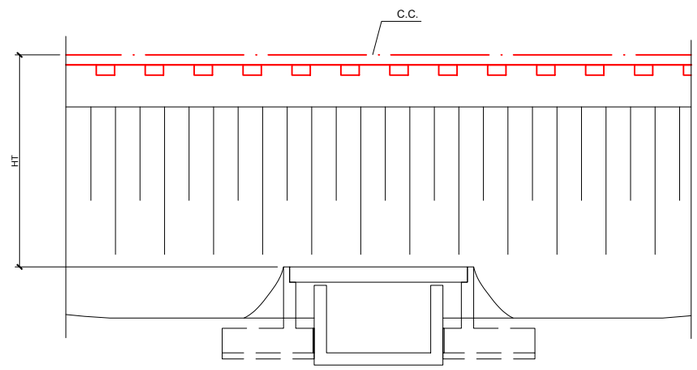
PLANTA. LOSA BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/40

CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	



VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

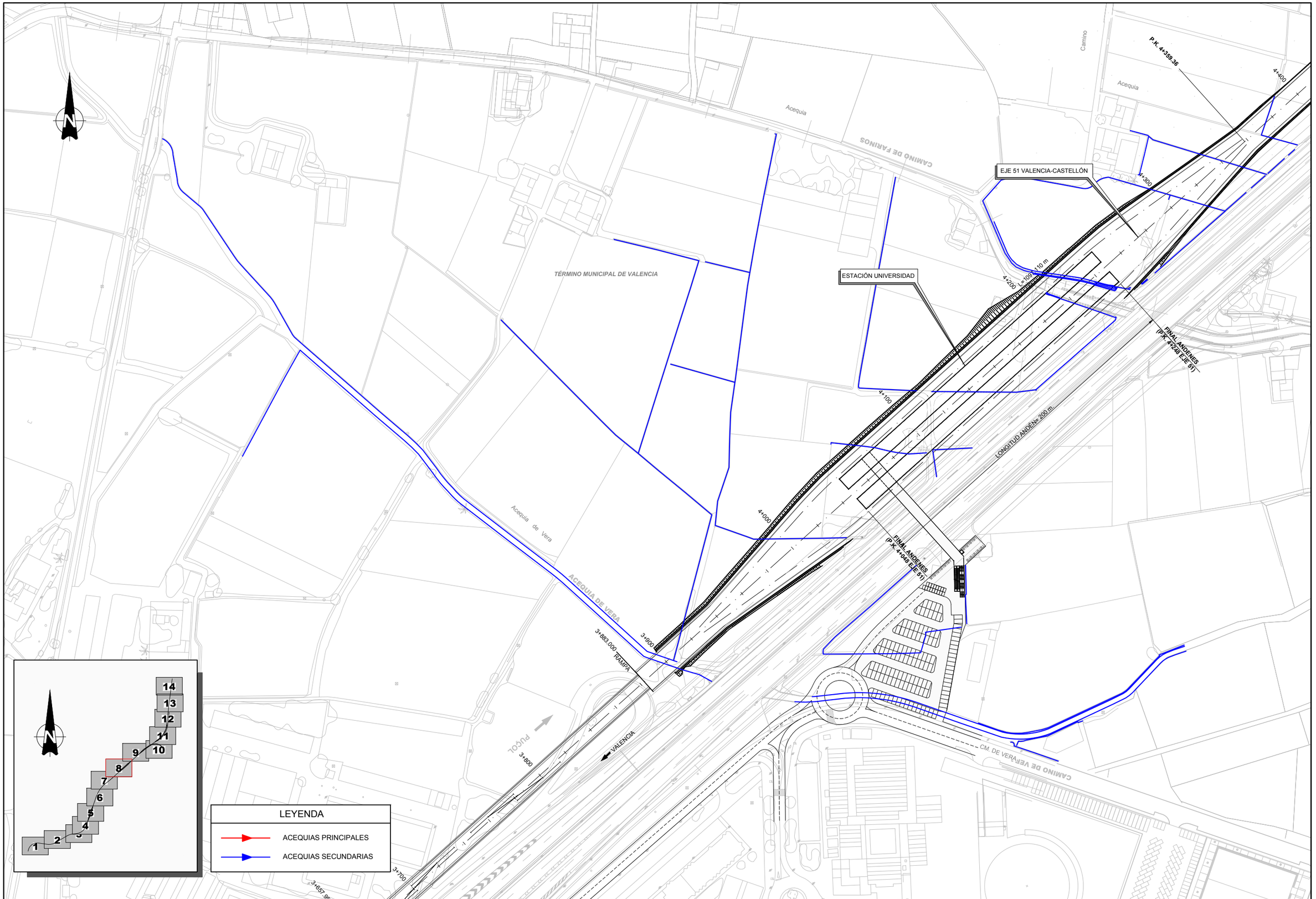
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
INDICADAS Numérica
0 Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA BASE.
SECCIONES TIPO

Nº DE PLANO
A-11.5
Hoja 8 de 8



GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

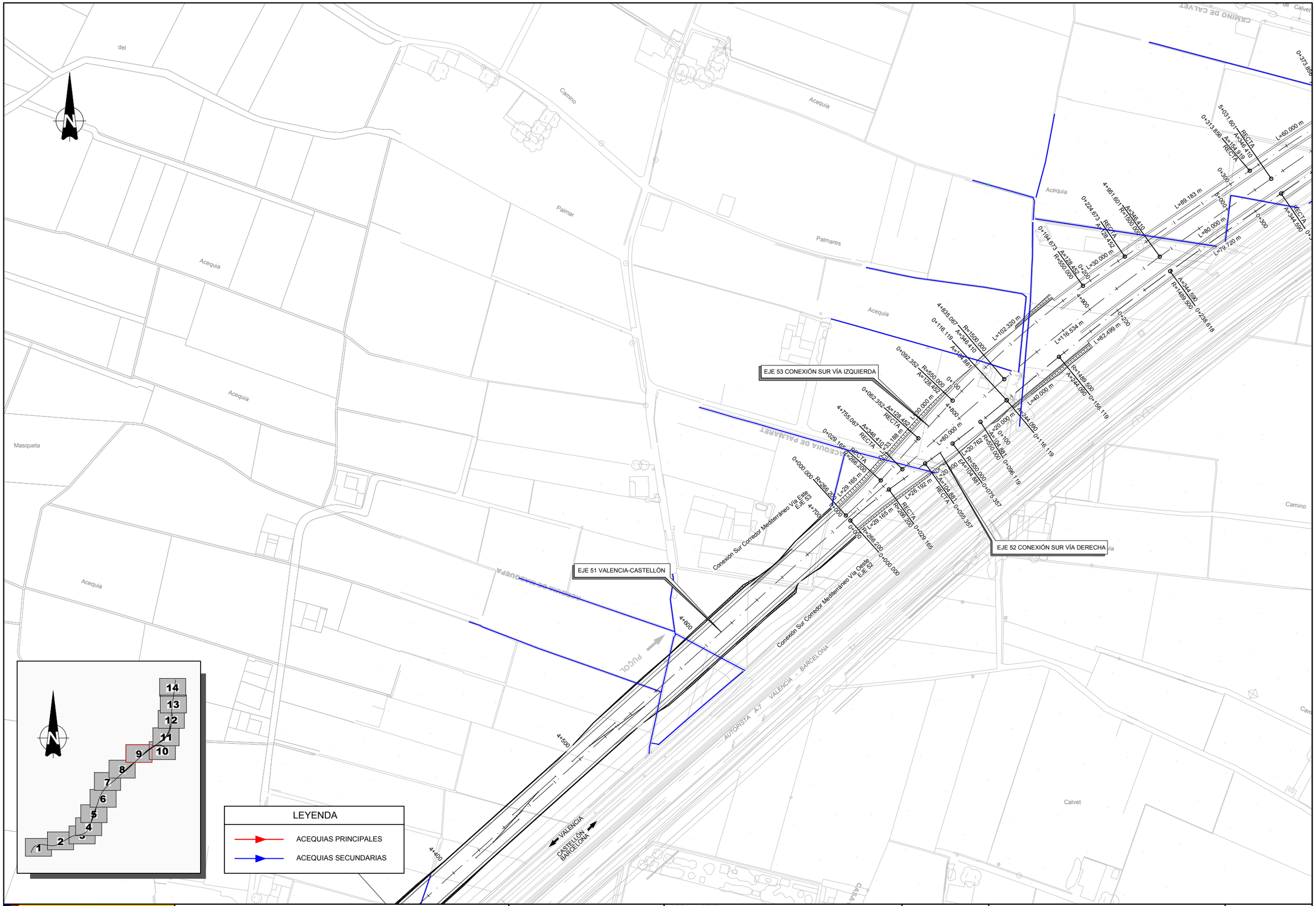
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
1: 2.000 Numérica
0 20 40 60 80 m Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C

Nº DE PLANO
A-11.6
Hoja 1 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO	EMPRESA CONSULTORA	ESCALA ORIGINAL DIN A-3	FECHA	TÍTULO DEL PLANO	Nº DE PLANO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	IDOM	1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	JUNIO 2021	HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	A-11.6 Hoja 2 de 7

PASO BAJO V-21

CONEXIÓN SUR CORREDOR MEDITERRÁNEO

P.B. - Nº 5 - EJE 52 - (P.K. 0+539.78)
P.B. - Nº 5 - EJE 53 - (P.K. 0+548.02)

EJE 52

EJE 53

EJES CONEXIÓN SUR

Conexión Norte Corredor Mediterráneo Vía Oeste - EJE 55

Conexión Norte Corredor Mediterráneo Vía Este - EJE 54

CASTELLÓN BARCELONA

VALENCIA

CAMINO NUMERO 26

Camino de Calvet

CAMINO DE CALVET

ACEQUIA MAYOR

Camino

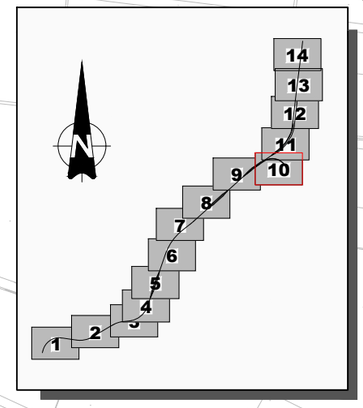
Acequia

Vera

CTRA.

L=2767.66m

L=2753.19m

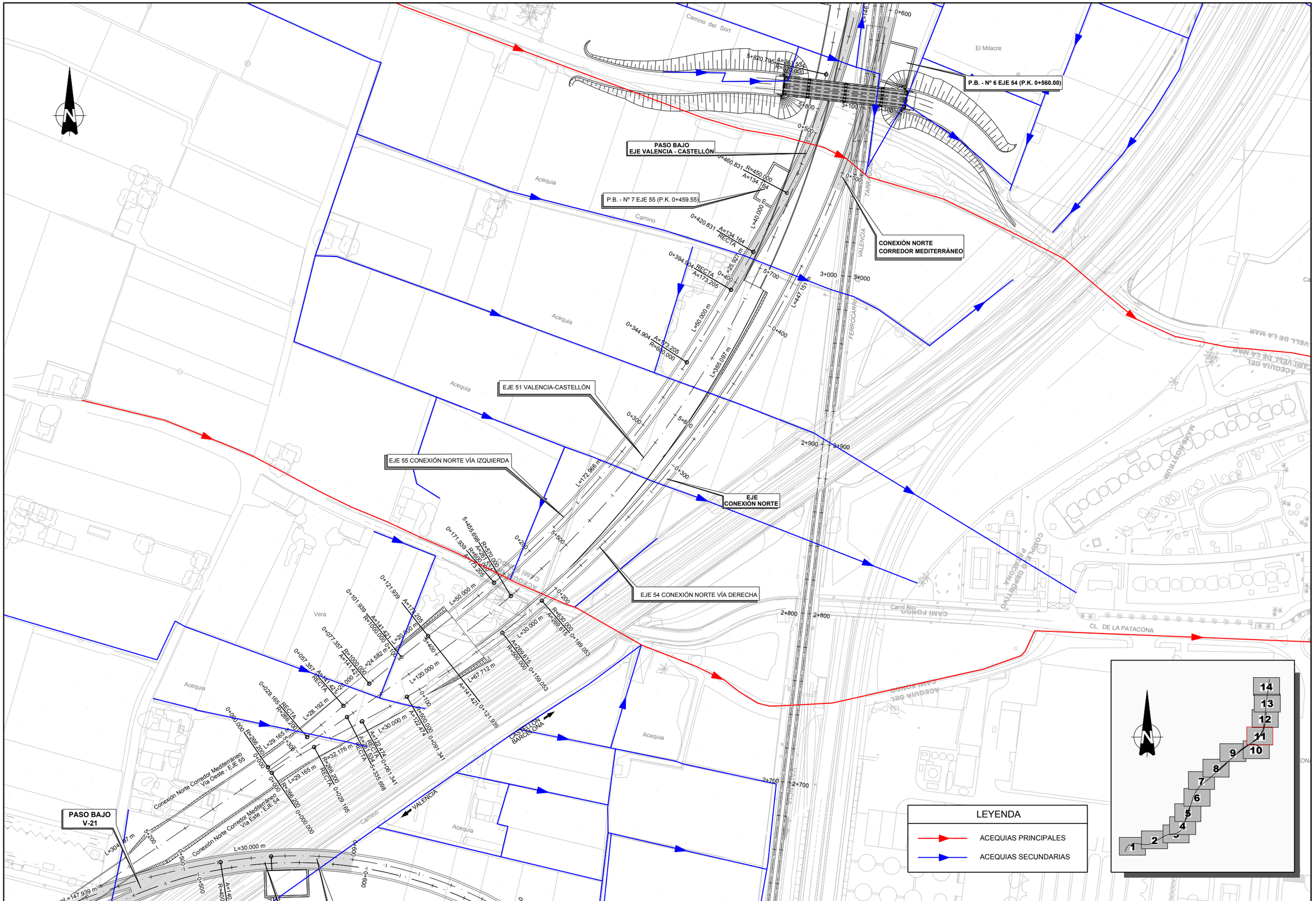


LEYENDA

ACEQUIAS PRINCIPALES

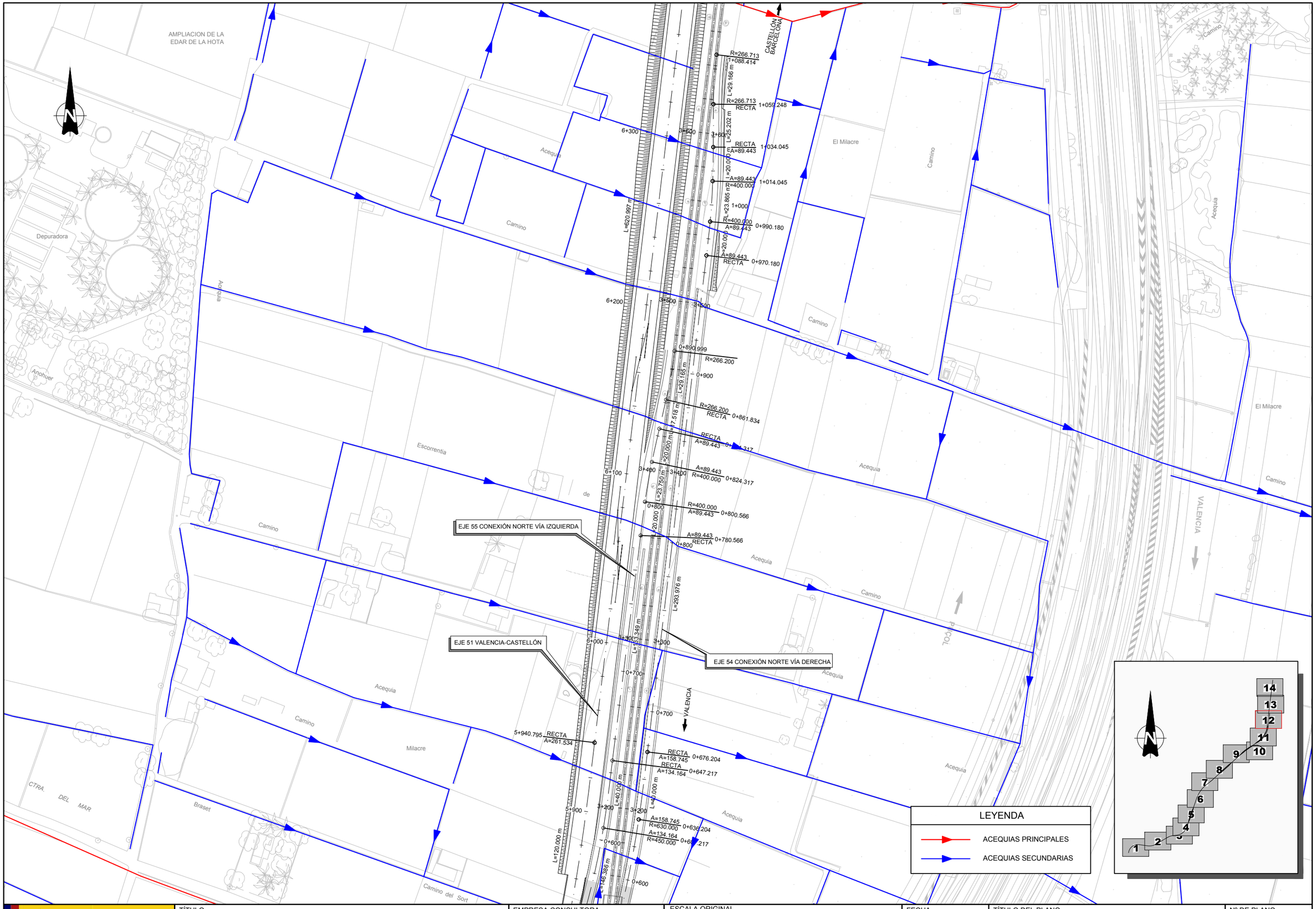
ACEQUIAS SECUNDARIAS

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.6 Hoja 3 de 7

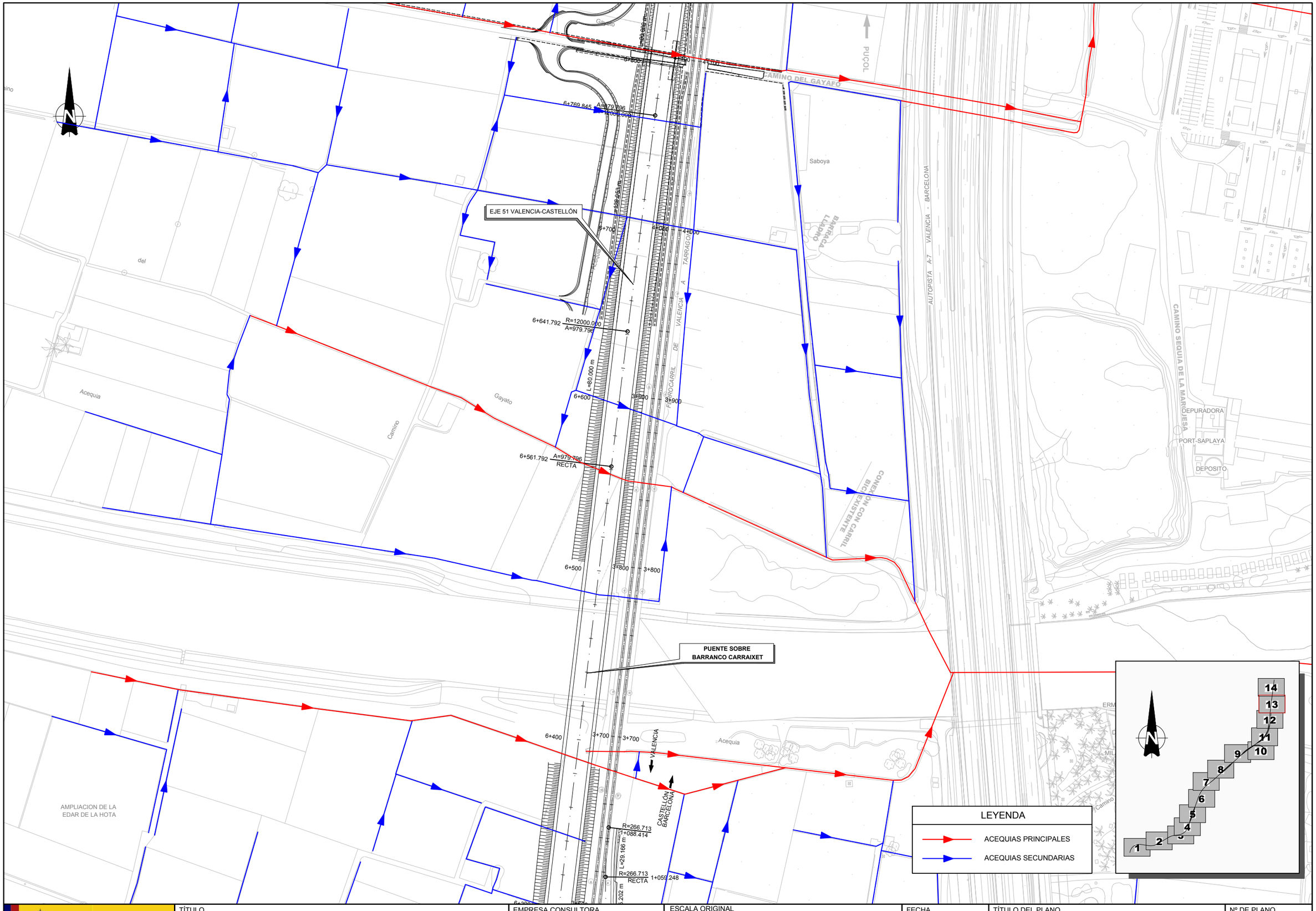


GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

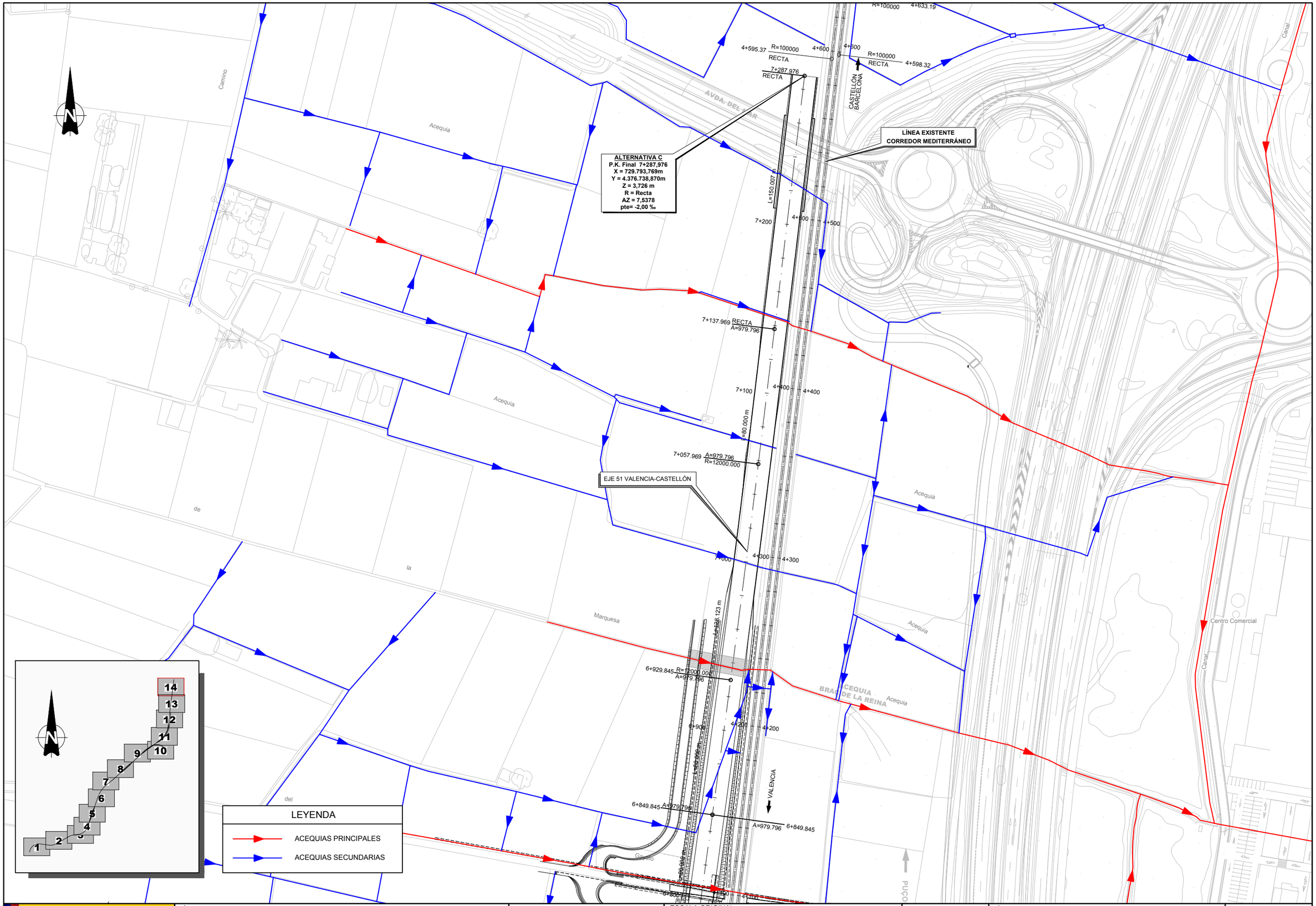
TÍTULO	ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA
EMPRESA CONSULTORA	IDOM
ESCALA ORIGINAL DIN A-3	1: 2.000 Numérica — 0 20 40 60 80 m Gráfica
FECHA	JUNIO 2021
TÍTULO DEL PLANO	HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C
Nº DE PLANO	A-11.6
Hoja	4 de 7



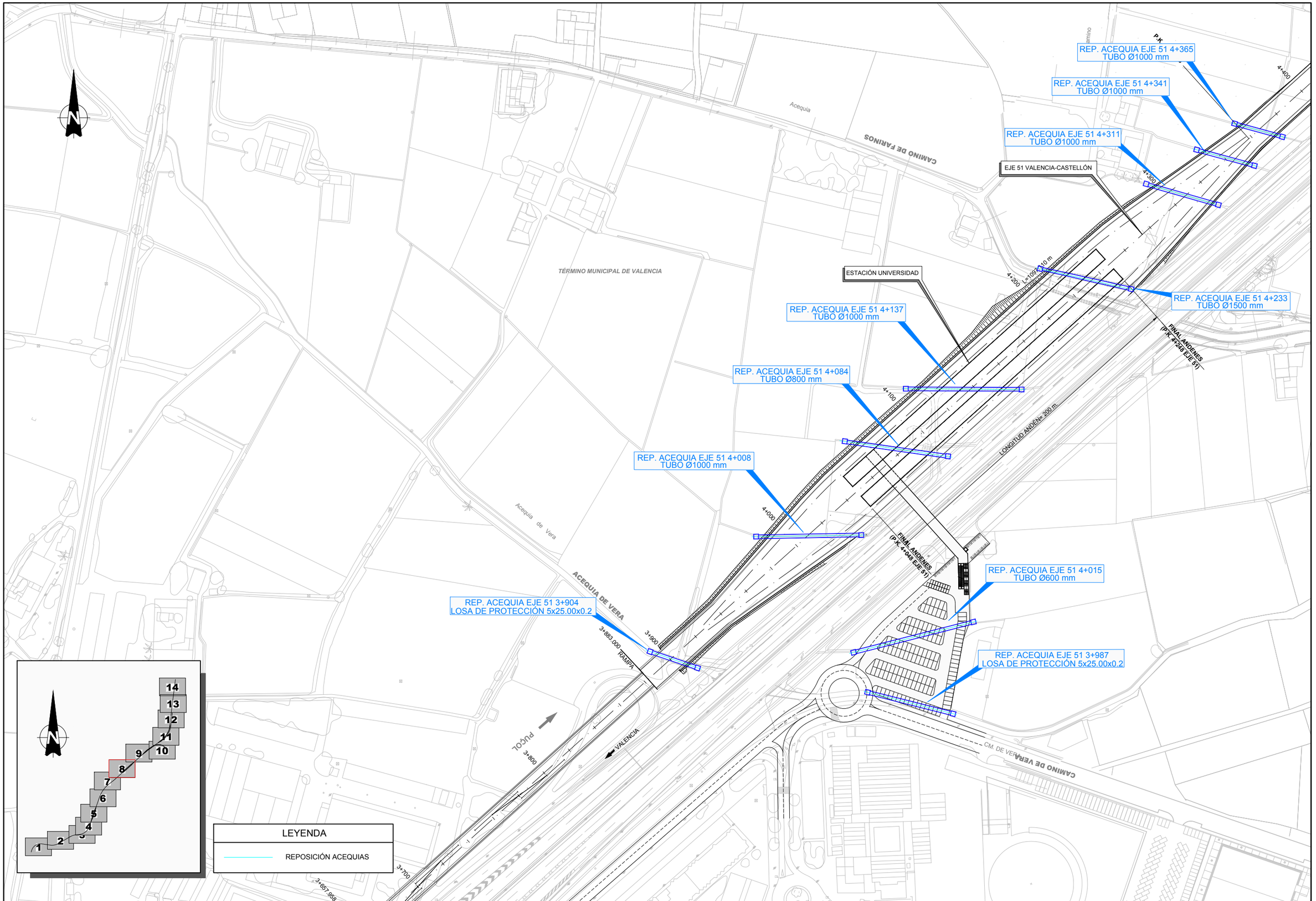
GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO A-11.6 Hoja 5 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.6 Hoja 6 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA C
					Nº DE PLANO A-11.6 Hoja 7 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.7 Hoja 1 de 9

REP. ACEQUIA EJE 51 4+967
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 4+842
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 52 0+300
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 4+759
LOSA DE PROTECCIÓN 20x24.17x0.2

REP. ACEQUIA EJE 51 4+655
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 4+565
TUBO Ø1500 mm

REP. ACEQUIA EJE 514+597
TUBO Ø1500 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 4+365
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 4+341
TUBO Ø1000 mm

EJE 53 CONEXIÓN SUR VÍA IZQUIERDA

EJE 52 CONEXIÓN SUR VÍA DERECHA

EJE 51 VALENCIA-CASTELLÓN

ACEQUIA DE PALMARET

ACEQUIA DE MASQUEFA

Conexión Sur Corredor Mediterráneo Vía Ancha EJE 53

Conexión Sur Corredor Mediterráneo Vía Ancha EJE 52

AUTOPISTA A-7 VALENCIA-BARCELONA

PUCOL

VALENCIA

CASTELLÓN

BARCELONA

Acequia

Camino

Palmar

Palmares

Masqueta

Calvet

LEYENDA

REPOSICIÓN ACEQUIAS

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.7 Hoja 2 de 9

REP. ACEQUIA EJE 51 5+223
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 5+157
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 5+314
TUBO Ø600 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 5+110
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 52 0+300
TUBO Ø1200 mm

PASO BAJO
V-21

CONEXIÓN SUR CORREDOR
MEDITERRÁNEO

P.B. - Nº 5 - EJE 52 - (P.K. 0+539.78)
P.B. - Nº 5 - EJE 53 - (P.K. 0+548.02)

EJE 53

EJE 52

EJES CONEXIÓN SUR

CAMINO NUMERO 26

VALENCIA

CASTELLÓN
BARCELONA

ACEQUIA MAYOR

CAMINO DE CALVET

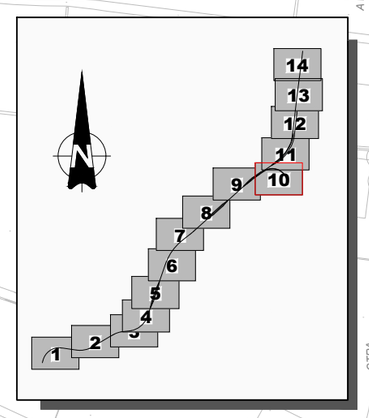
Camino de Calvet

Camino

Acequia

Vera

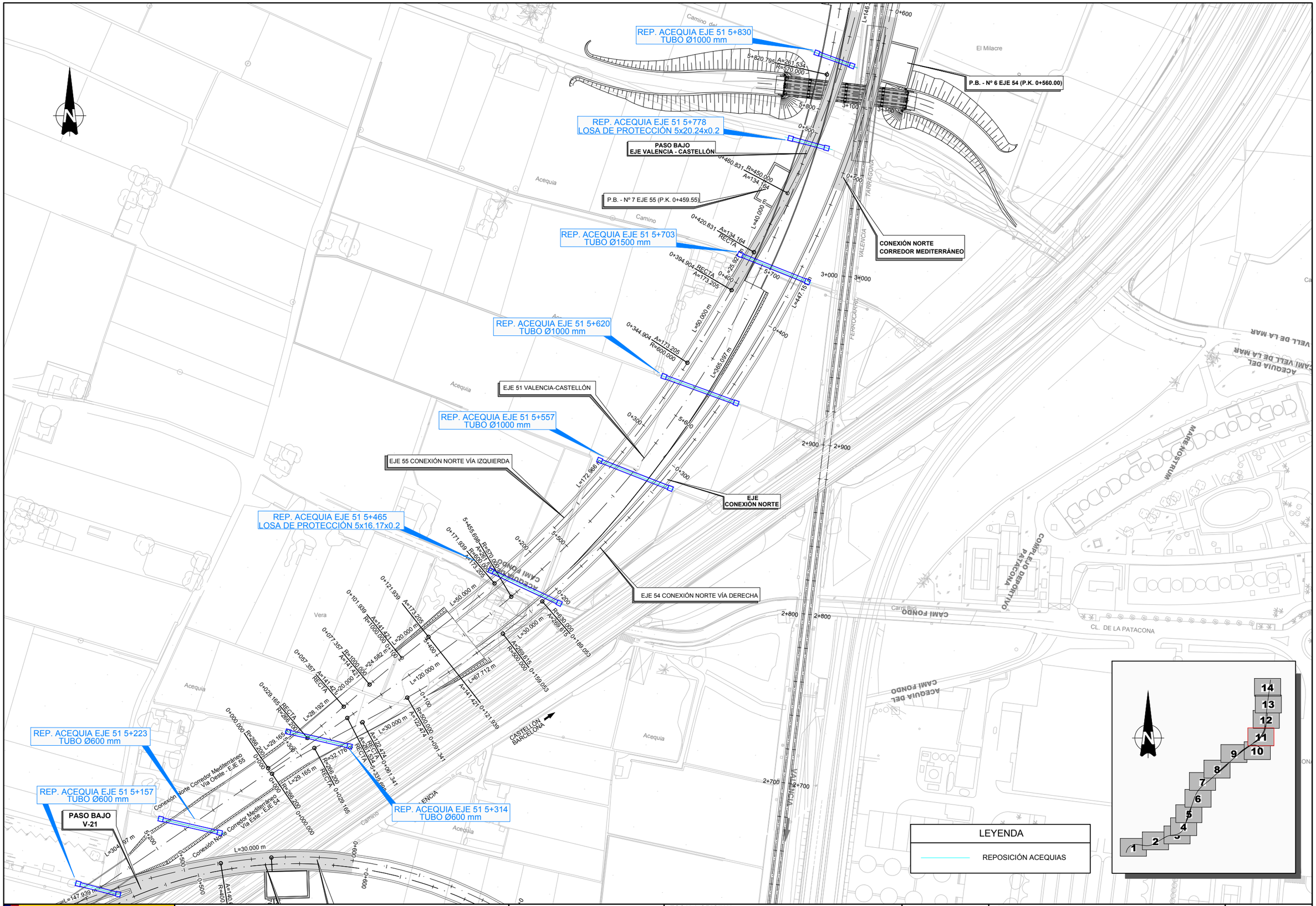
CTRA.



LEYENDA

REPOSICIÓN ACEQUIAS

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.7 Hoja 3 de 9



GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C
					Nº DE PLANO A-11.7 Hoja 4 de 9

REP. ACEQUIA EJE 51 6+343
TUBO Ø800 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 6+297
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 6+257
TUBO Ø1000 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 6+209
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 6+136
TUBO Ø1500 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 6+073
TUBO Ø800 mm

EJE 55 CONEXIÓN NORTE VÍA IZQUIERDA

REP. ACEQUIA EJE 51 6+004
TUBO Ø1000 mm

EJE 51 VALENCIA-CASTELLÓN

EJE 54 CONEXIÓN NORTE VÍA DERECHA

REP. ACEQUIA EJE 51 5+923
TUBO Ø1200 mm

REP. ACEQUIA EJE 51 5+883
TUBO Ø600 mm

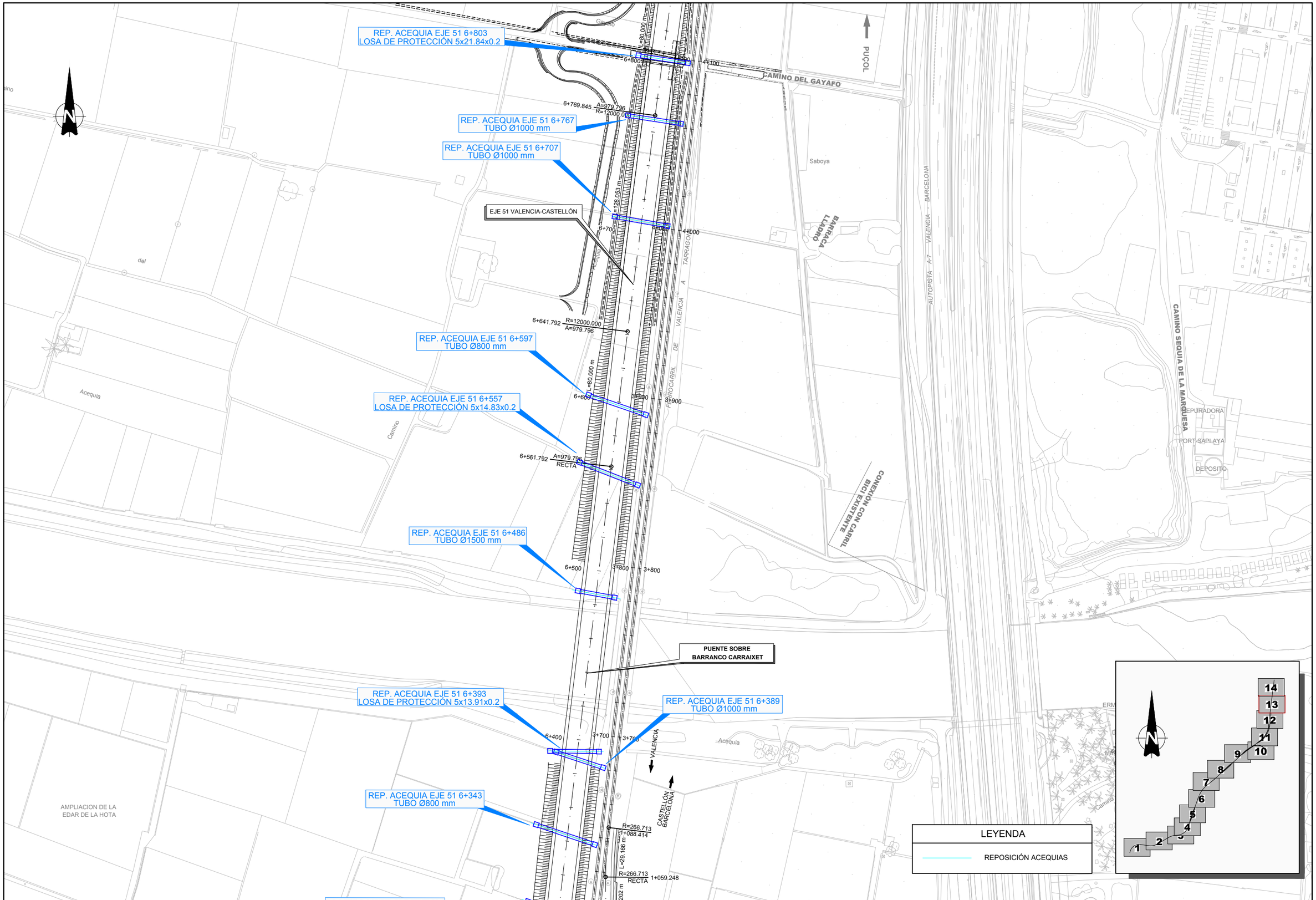
REP. ACEQUIA EJE 51 5+830

AMPLIACION DE LA EDAR DE LA HOTA
Depuradora
Anohuer
Acequia
Camino
El Milacre
Milacre
Braset
CTRA. DEL MAR
CASTELLÓN BARCELONA
VALENCIA
PUIGCOL

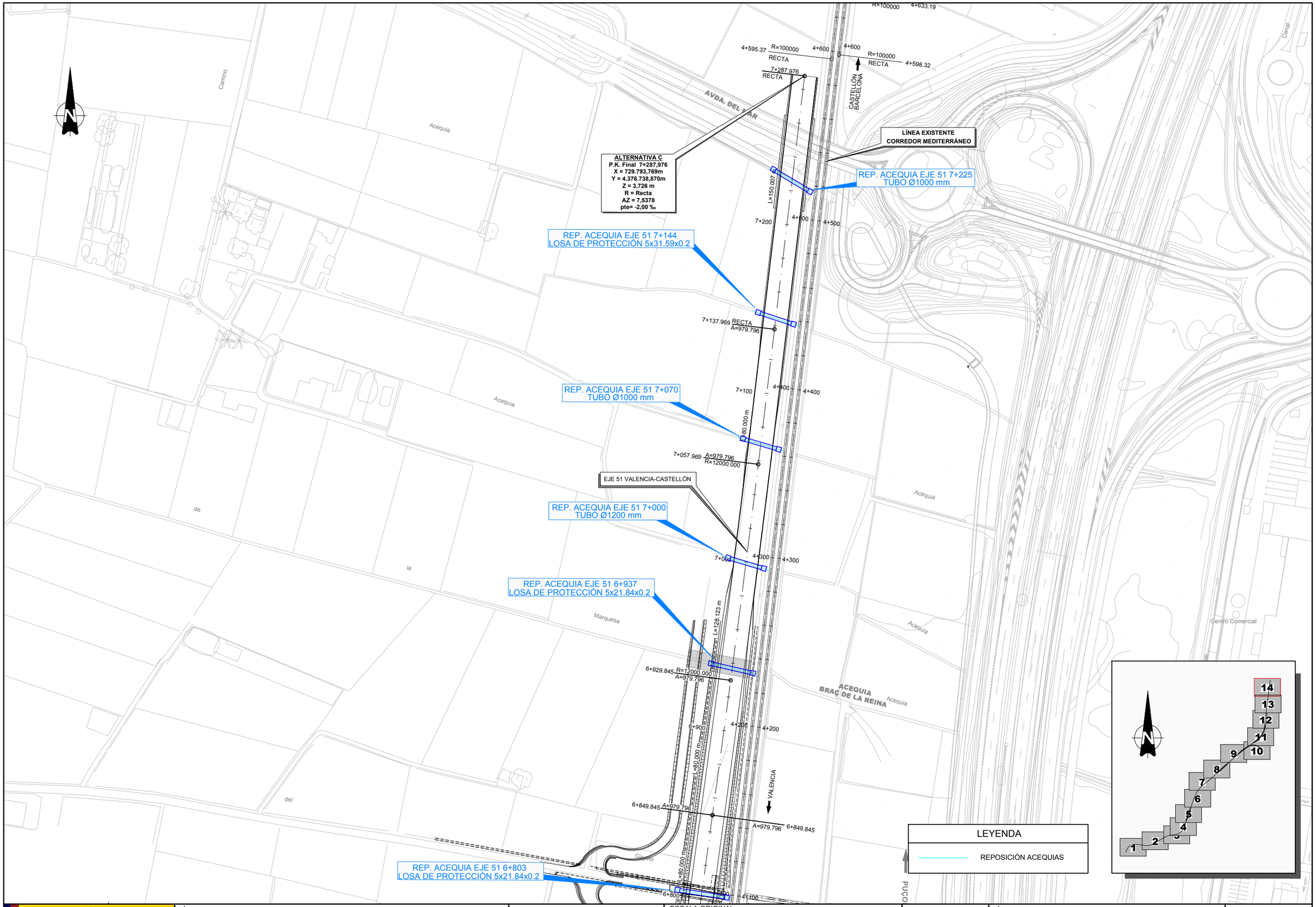
LEYENDA

REPOSICIÓN ACEQUIAS

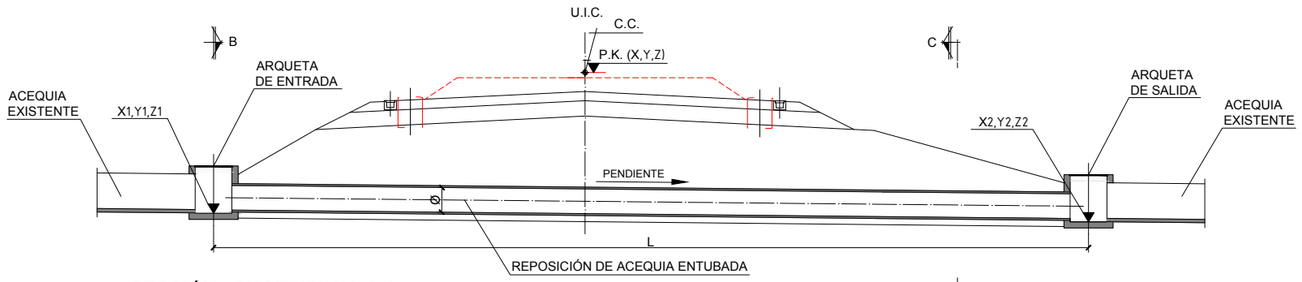
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; Gráfica 0 20 40 60 80 m	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.7 Hoja 5 de 9



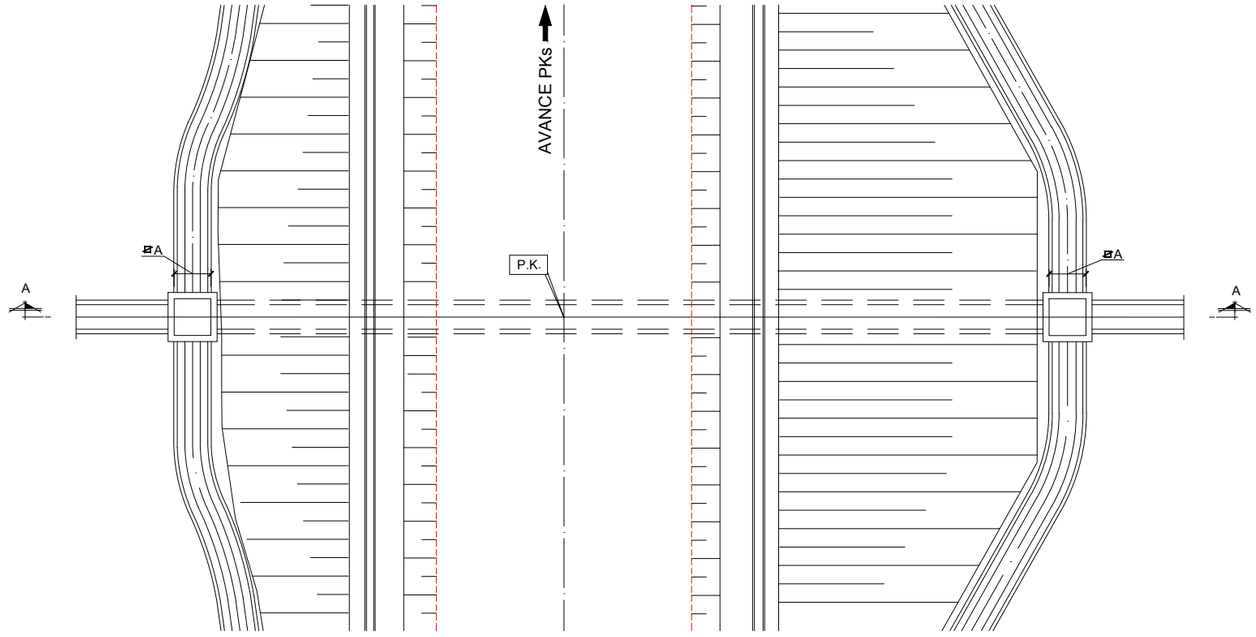
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C	Nº DE PLANO: A-11.7 Hoja 6 de 9



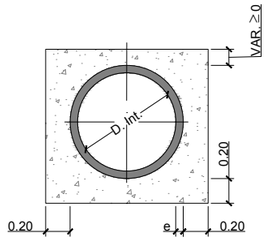
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C — Nº DE PLANO: A-11.7 — Hoja 7 de 9



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



PLANTA. TUBO BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



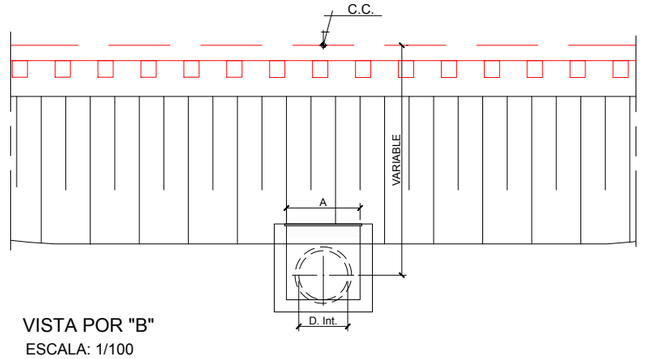
SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/50

D INT.	ESPESOR MÍNIMO (e) (mm).
600	75
800	92
1000	109
1200	125
1500	150

ESPESOR MÍNIMO SEGÚN NORMA SEGÚN:
UNE EN 1916:2002/AC 2008

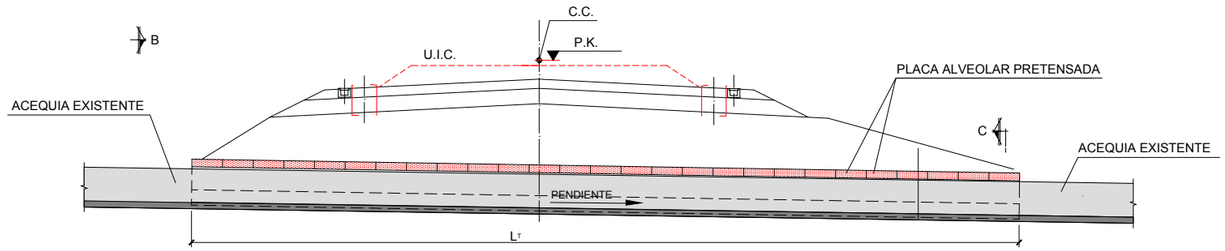
CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	

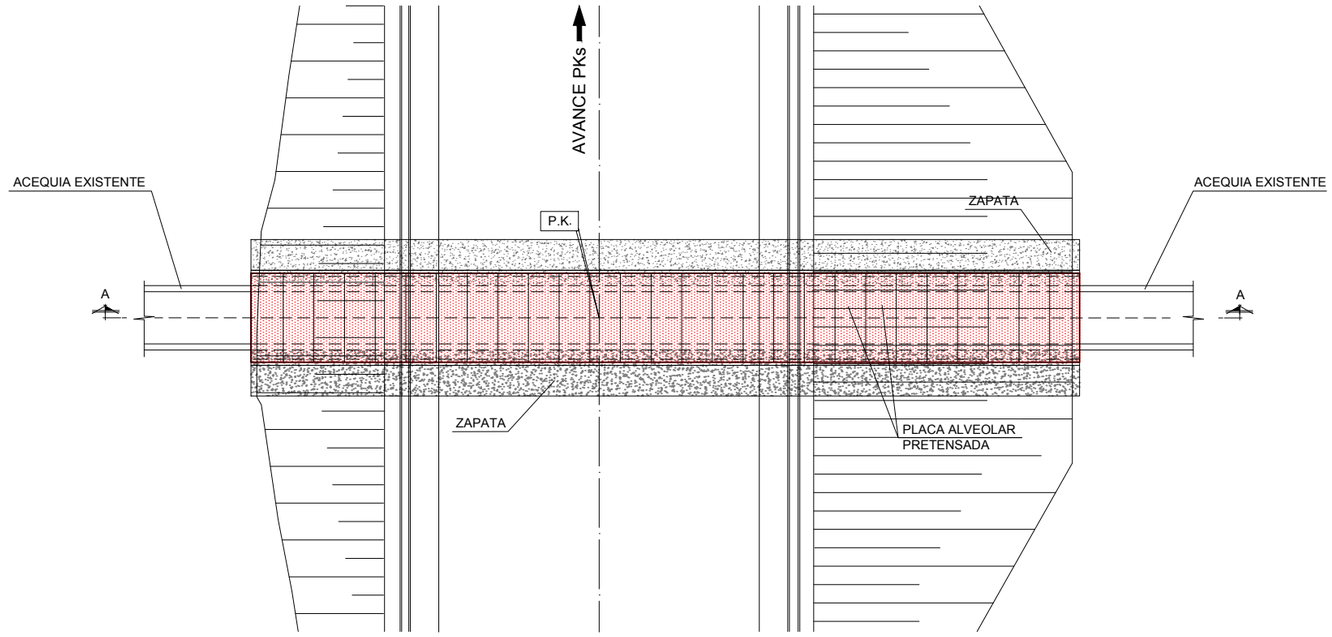


VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

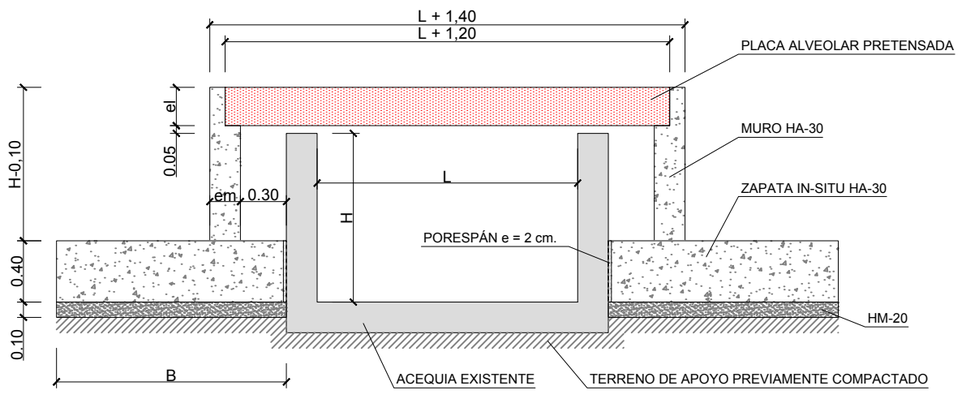
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 — INDICADAS Numérica; Gráfica 0	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C. SECCIONES TIPO	Nº DE PLANO: A-11.7 — Hoja 8 de 9



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



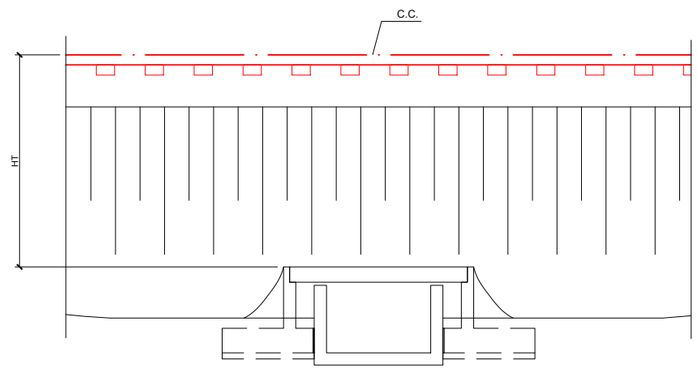
PLANTA. LOSA BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/40

CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	



VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR
DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
INDICADAS
Numérica
0
Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

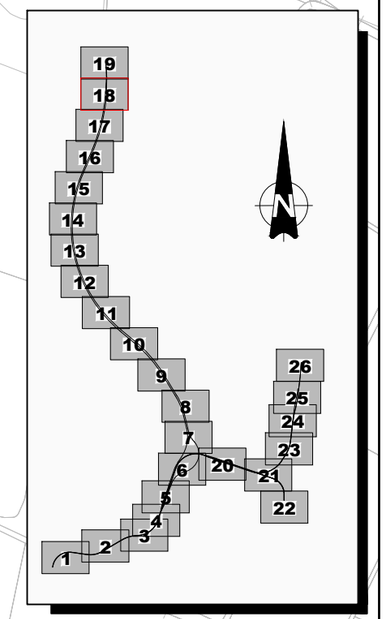
TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA C.
SECCIONES TIPO

Nº DE PLANO
A-11.7
Hoja 9 de 9

7+700
7+900
7+678.812 RECTA A=606.151
L=114.910 m
L=128.919 m
7+600
RECTA R=1200.000 7+806.339
7+800
7+549.893 A=606.151 R=2850.000
L=103.998 m
CV - 304 Camino de Vinalesa
EJE 57 VALENCIA - CASTELLÓN (VIA DERECHA)
7+500
EJE 58 VALENCIA - CASTELLÓN (VÍA IZQUIERDA)
7+700
R=1200.000 R=3017.600 7+702.342
Camino
VÍA EN SUPERFICIE
7+400
(P.K. 7+380.00)
7+380.000 RAMPA
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
7+600
RAMPA 7+560.000
VÍA EN SUPERFICIE
(P.K. 7+560.00)
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
(P.K. 7+293.14)
7+300
7+500
Camino
P.B. - Nº 10 (P.K. 7+480) EJE 57
S.E. - Nº 23 (P.K. 7+403) EJE 57
POZO DE ATAQUE
P.V. - Nº 20 (P.K. 7+403) EJE 57
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
(P.K. 7+188.33)
7+200
7+189.33
EXCAVACIÓN TUNELADORA
7+400

LEYENDA

- ACEQUIAS PRINCIPALES
- ACEQUIAS SECUNDARIAS



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

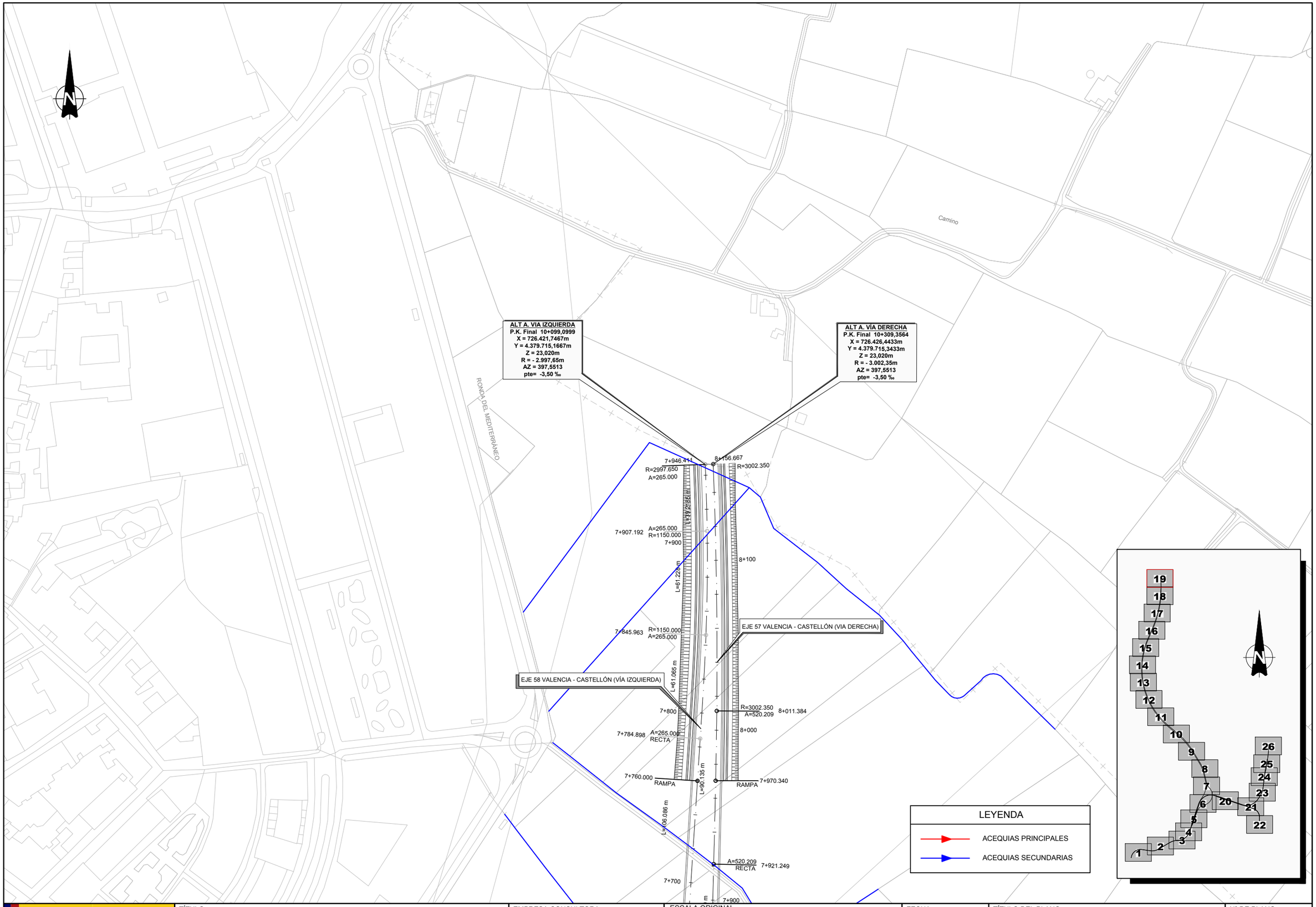
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
1: 2.000 Numérica
0 20 40 60 80 m Gráfica

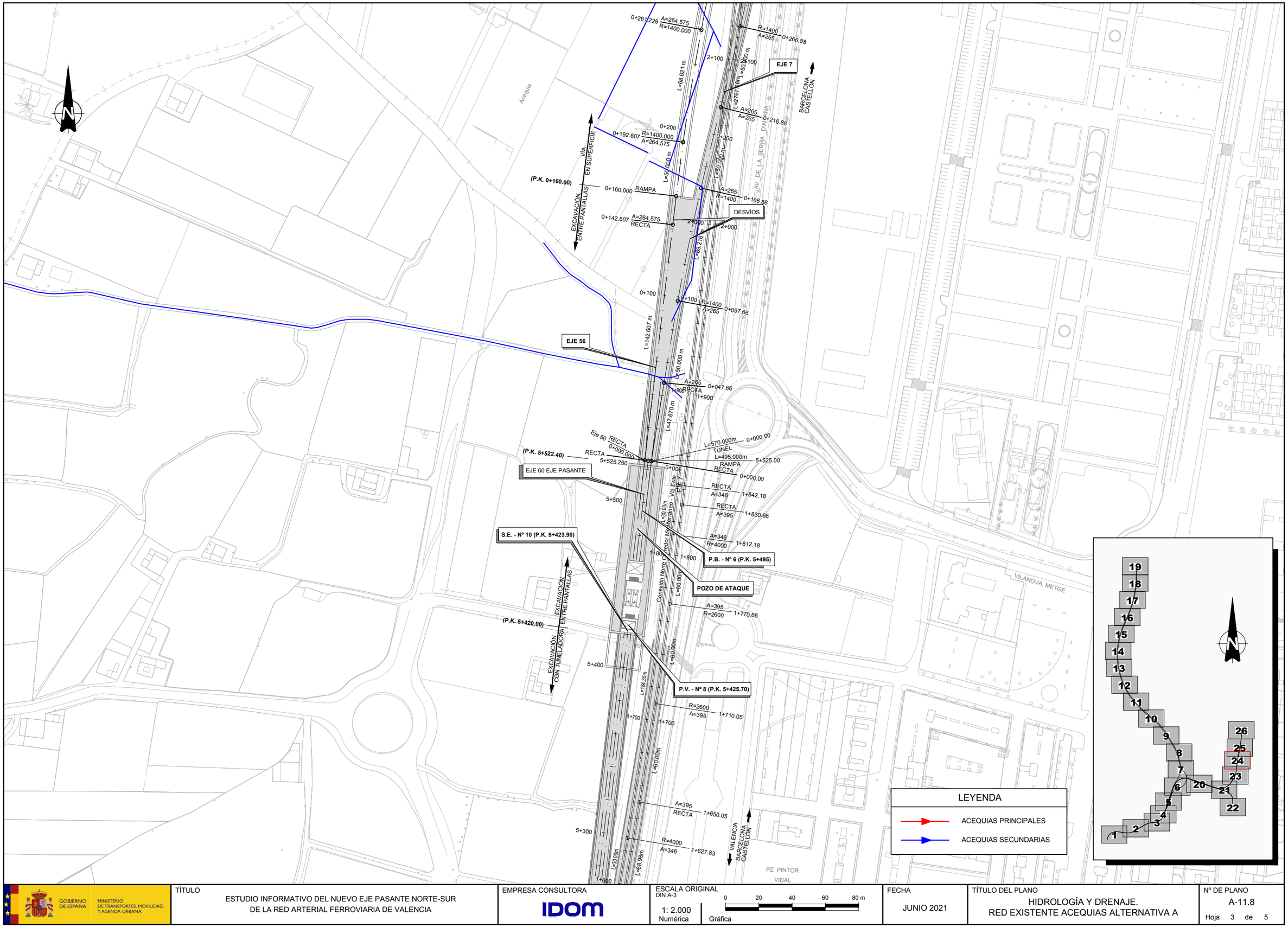
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.8
Hoja 1 de 5



GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA A	Nº DE PLANO: A-11.8 Hoja 2 de 5



GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

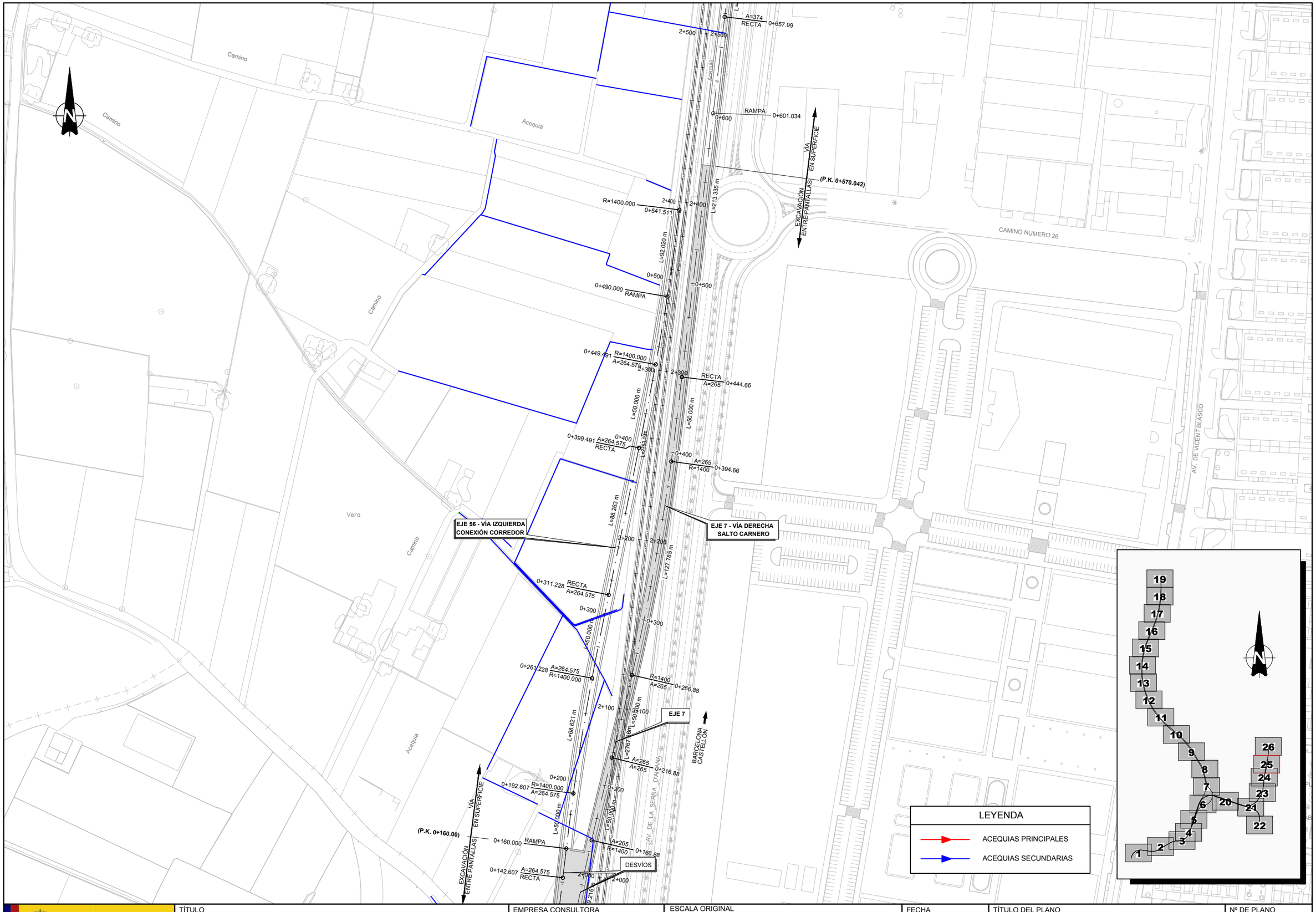
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
1: 2.000 Numérica
0 20 40 60 80 m Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.8
Hoja 3 de 5



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

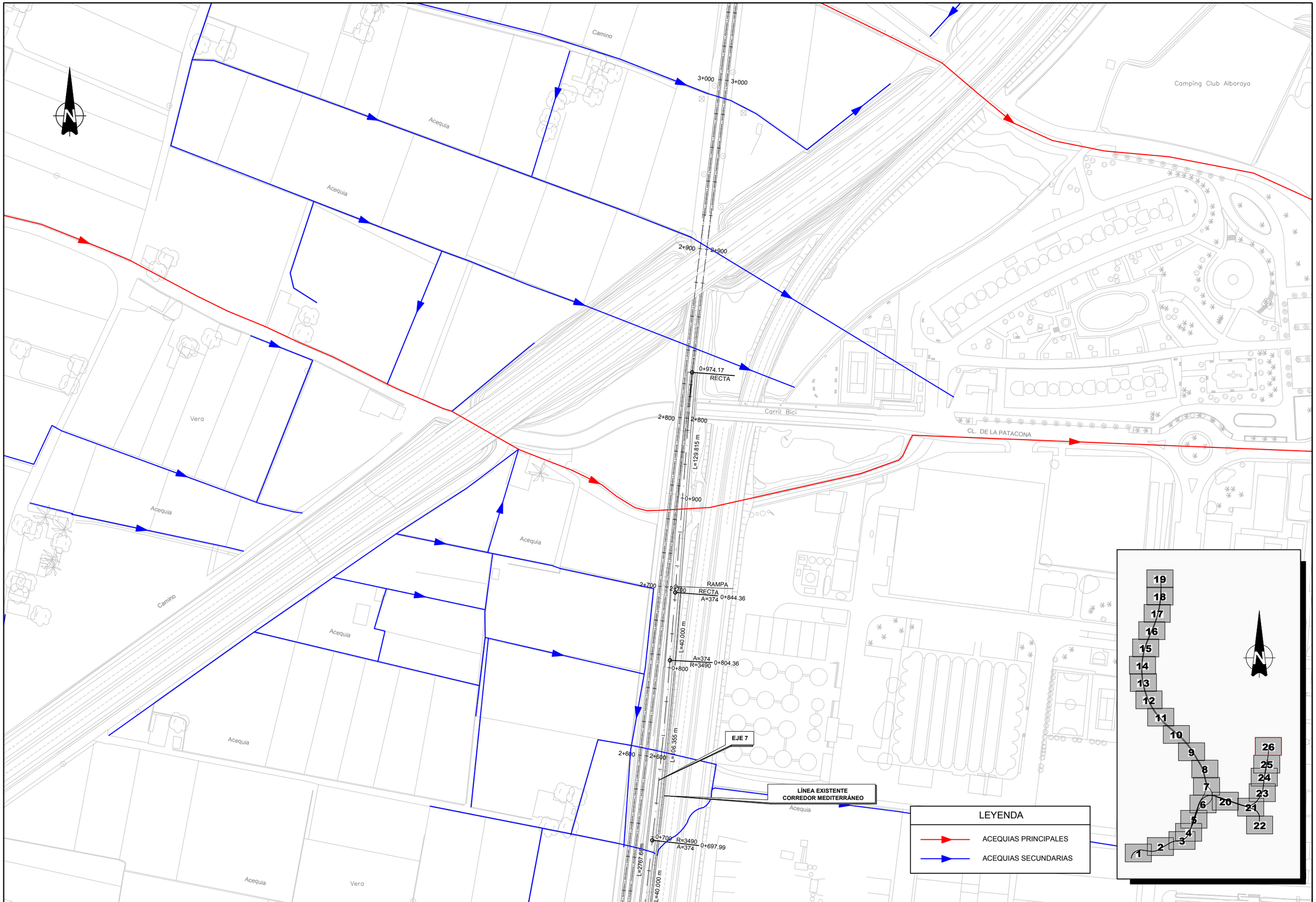
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
1: 2.000 Numérica
0 20 40 60 80 m Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.8
Hoja 4 de 5



GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

EMPRESA CONSULTORA
IDOM

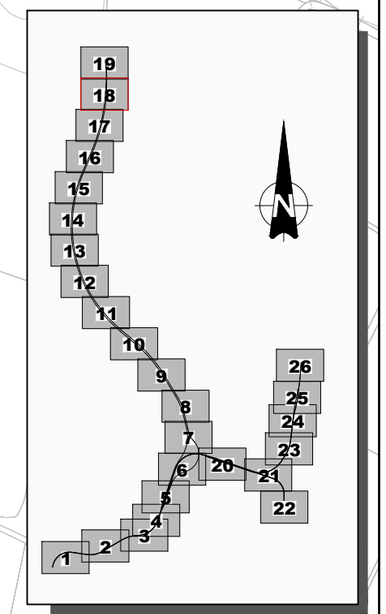
ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 2.000
Numérica
0 20 40 60 80 m
Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
RED EXISTENTE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.8
Hoja 5 de 5

7+700
7+900
7+678.812 RECTA A=606.151
L=114.910 m
L=128.919 m
7+600
RECTA R=1200.000
7+806.339
7+800
REP. ACEQUIA EJE 58 7+600 - EJE 57 7+780 Ø800mm
7+549.893 A=606.151 R=2850.000
L=103.998 m
EJE 57 VALENCIA - CASTELLÓN (VIA DERECHA)
CV - 304 Camino de Vinalesa
REP. ACEQUIA EJE 58 7+520 - EJE 57 7+710 Ø800mm
7+500
EJE 58 VALENCIA - CASTELLÓN (VÍA IZQUIERDA)
7+700
R=1200.000
R=3017.600
7+702.342
Camino
7+400
7+600
(P.K. 7+380.00)
VÍA EN SUPERFICIE
7+380.000 RAMPA
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
REP. ACEQUIA EJE 57 7+558 Ø800mm
RAMPA 7+560.000
(P.K. 7+560.00)
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
REP. ACEQUIA EJE 58 7+345 - EJE 57 7+530 Ø800mm
(P.K. 7+293.14)
7+300
7+500
REP. ACEQUIA EJE 58 7+270 - EJE 57 7+450 Ø1000mm
Camino
P.B. - Nº 10 (P.K. 7+480) EJE 57
S.E. - Nº 23 (P.K. 7+403) EJE 57
POZO DE ATAQUE
P.V. - Nº 20 (P.K. 7+403) EJE 57
(P.K. 7+188.33)
EXCAVACIÓN ENTRE PANTALLAS
EXCAVACIÓN TUNELADORA
7+200
7+189.33
7+400



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

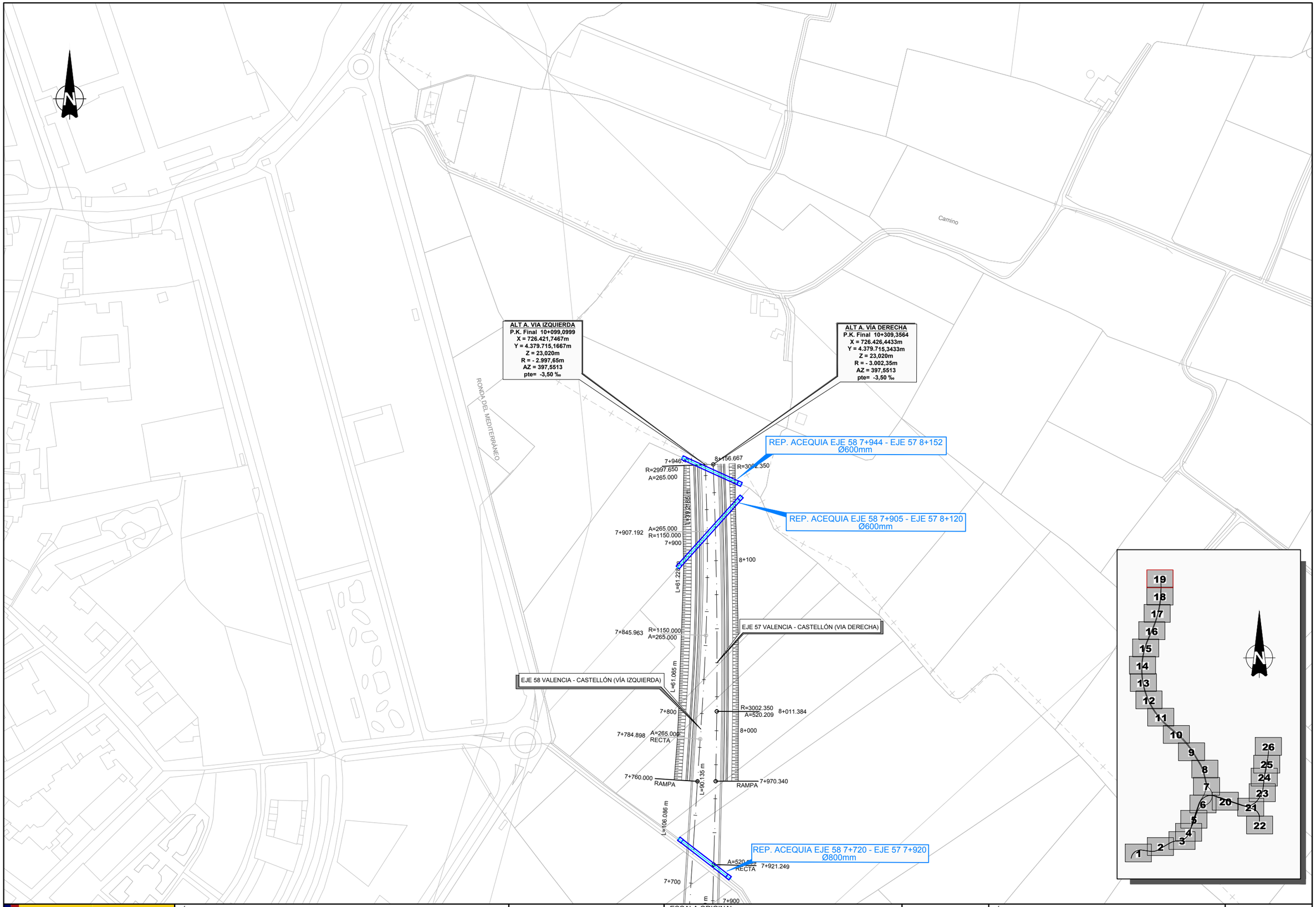
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
1: 2.000 Numérica
0 20 40 60 80 m Gráfica

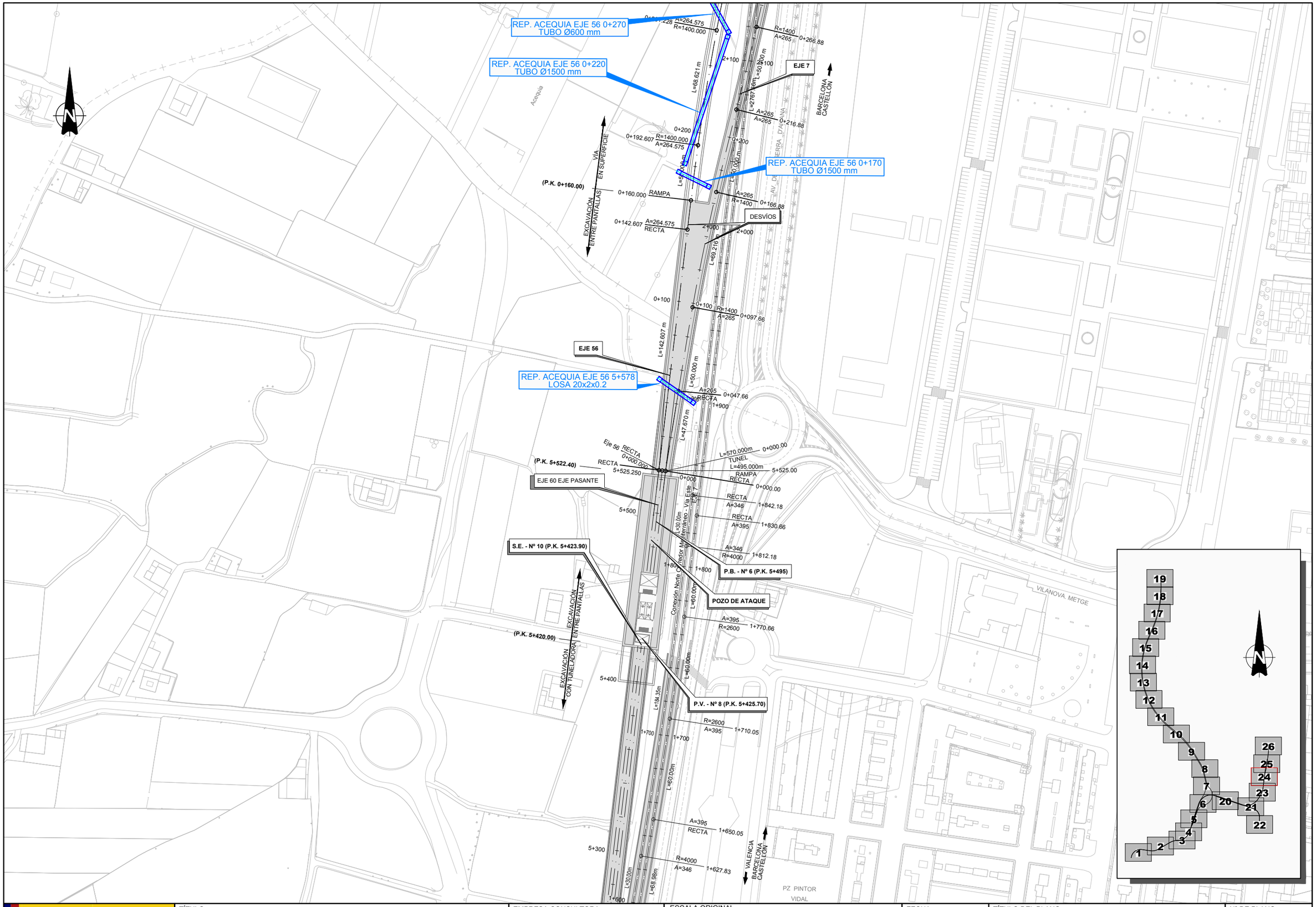
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.9
Hoja 1 de 7

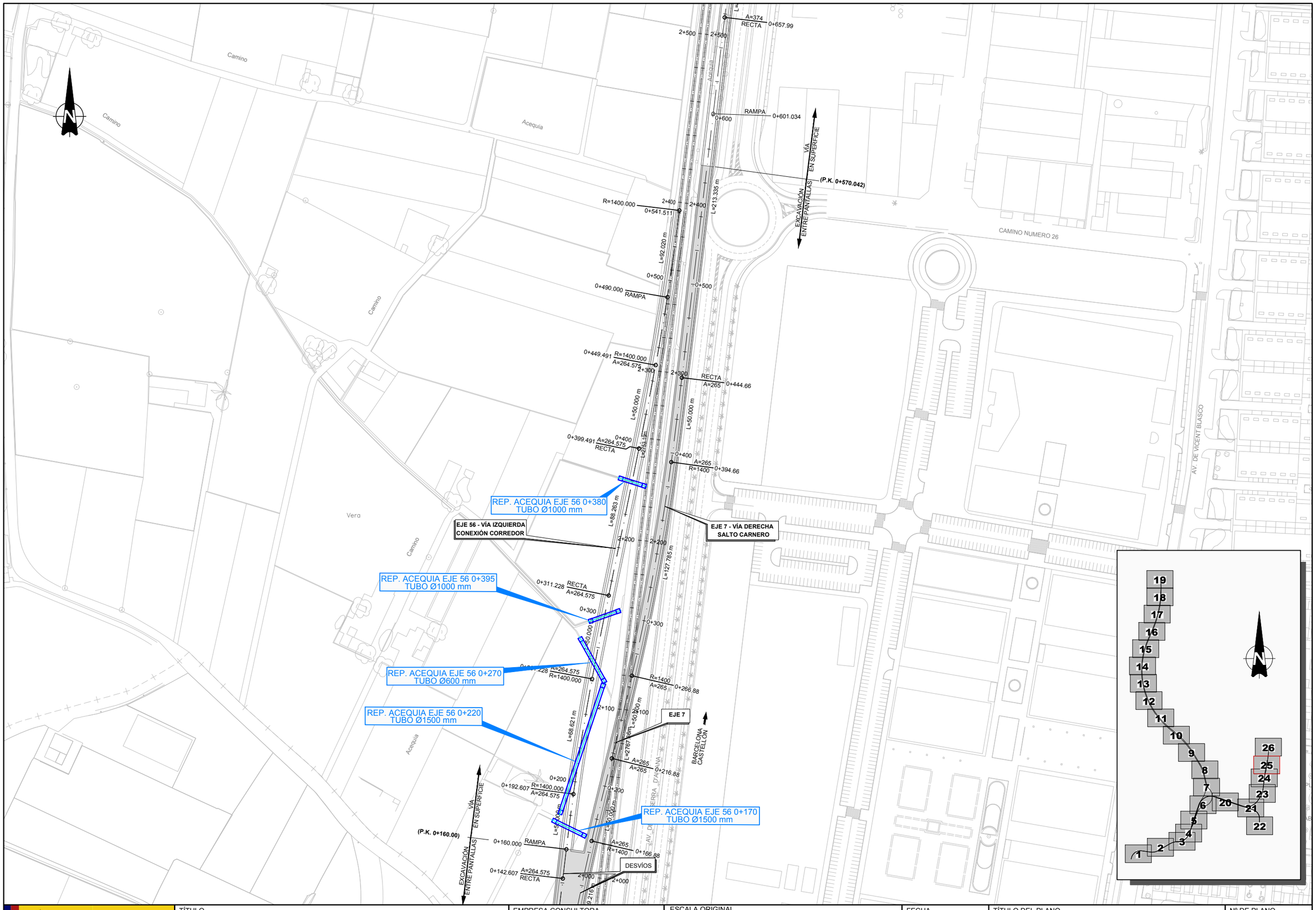


GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3: 1: 2.000 Numérica; 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A; Nº DE PLANO: A-11.9; Hoja 2 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA / MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 1: 2.000 Numérica 0 20 40 60 80 m Gráfica	FECHA JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.9
Hoja 3 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR
DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

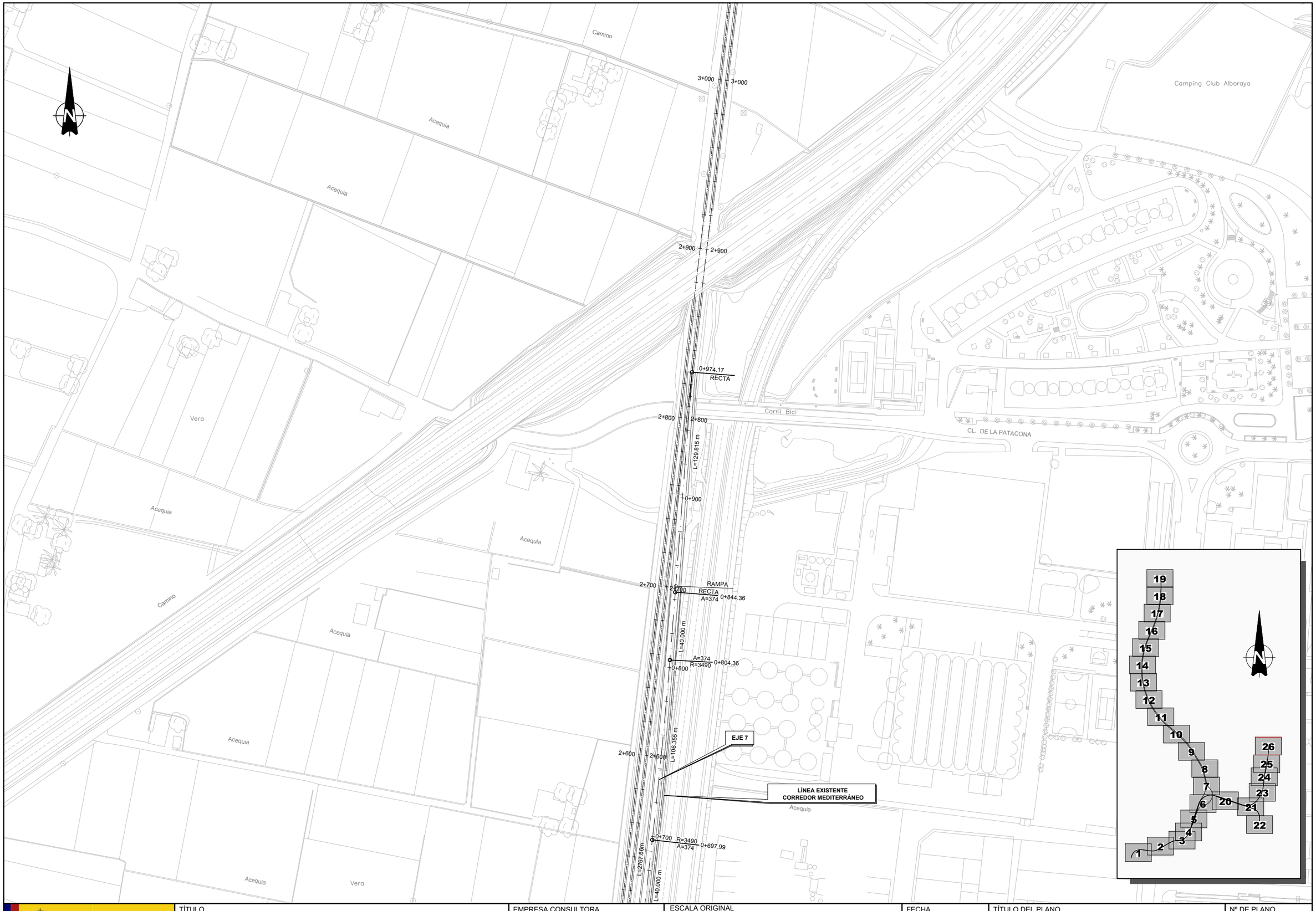
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 2.000
Numérica
0 20 40 60 80 m
Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

Nº DE PLANO
A-11.9
Hoja 4 de 7



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

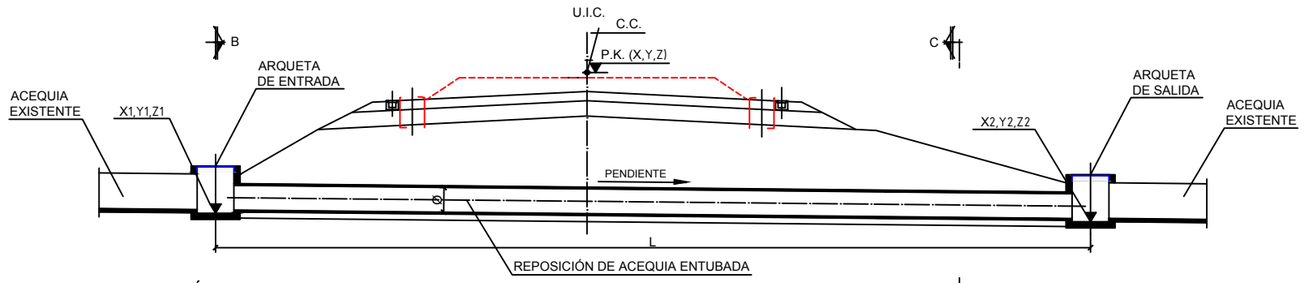
EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL
DIN A-3
1: 2.000
Numérica
0 20 40 60 80 m
Gráfica

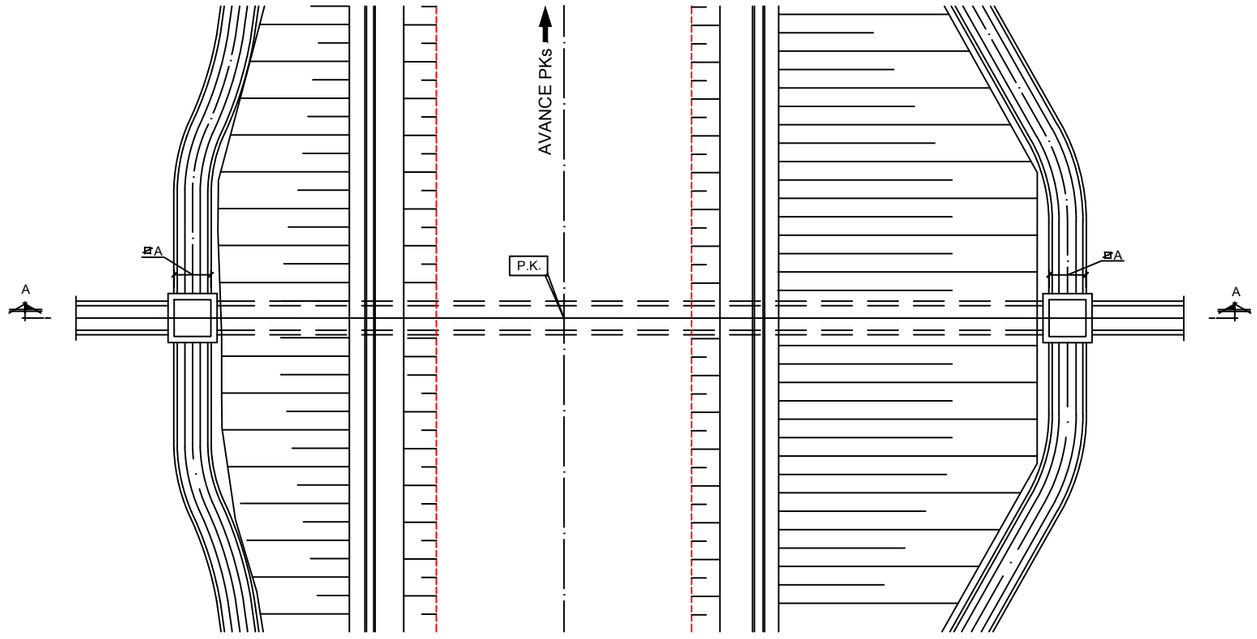
FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A

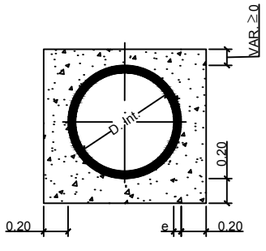
Nº DE PLANO
A-11.9
Hoja 5 de 7



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



PLANTA. TUBO BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



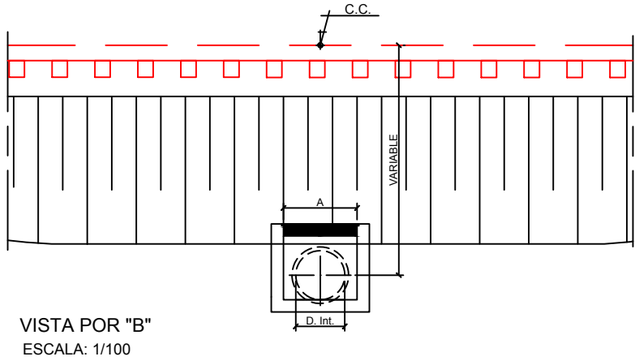
SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/50

D INT.	ESPESOR MÍNIMO (e) (mm).
600	75
800	92
1000	109
1200	125
1500	150

ESPESOR MÍNIMO SEGÚN NORMA SEGÚN:
UNE EN 1916:2002/AC 2008

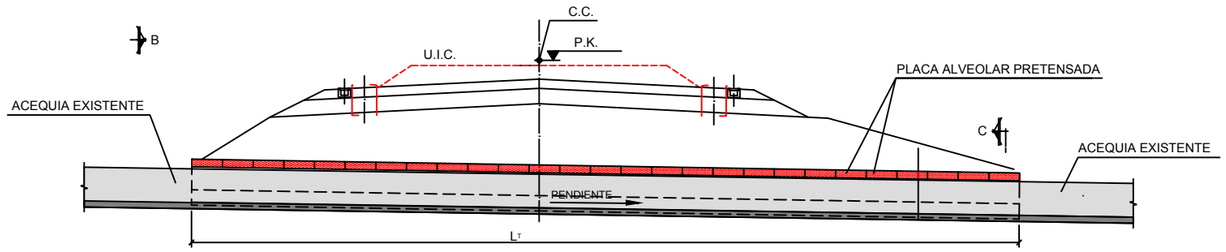
CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	

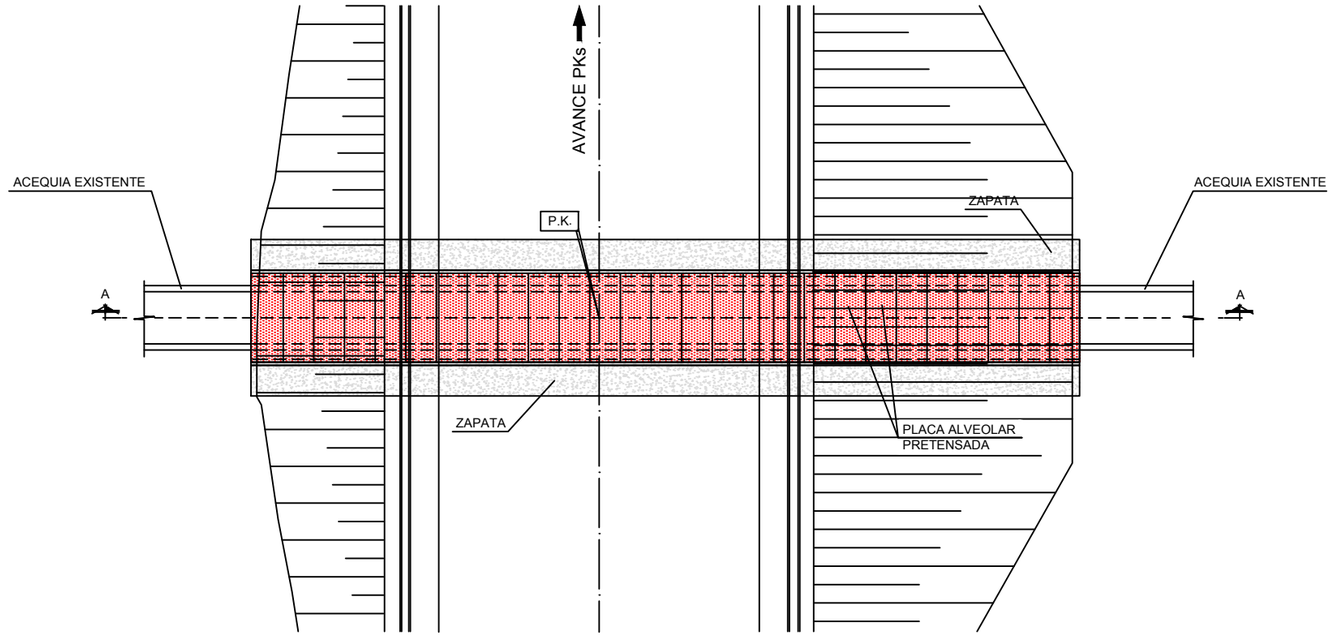


VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

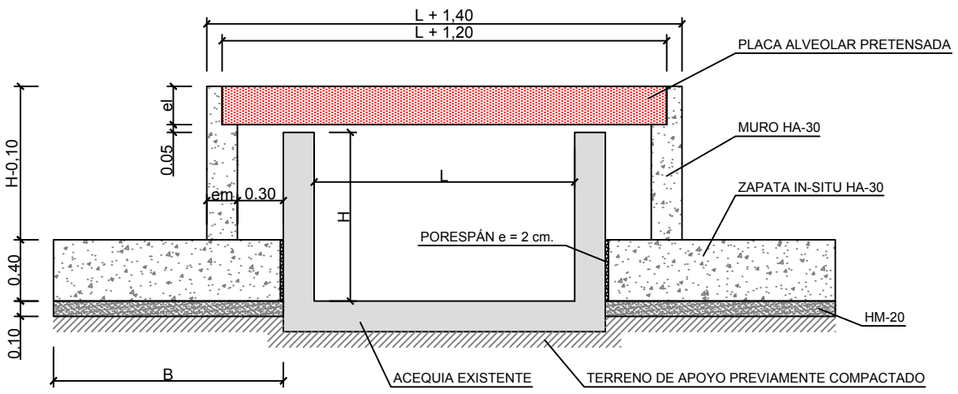
GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	TÍTULO: ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA	EMPRESA CONSULTORA: IDOM	ESCALA ORIGINAL DIN A-3 — INDICADAS Numérica; Gráfica 0	FECHA: JUNIO 2021	TÍTULO DEL PLANO: HIDROLOGÍA Y DRENAJE. REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A. SECCIONES TIPO	Nº DE PLANO: A-11.9 — Hoja 6 de 7



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
ESCALA: 1/200



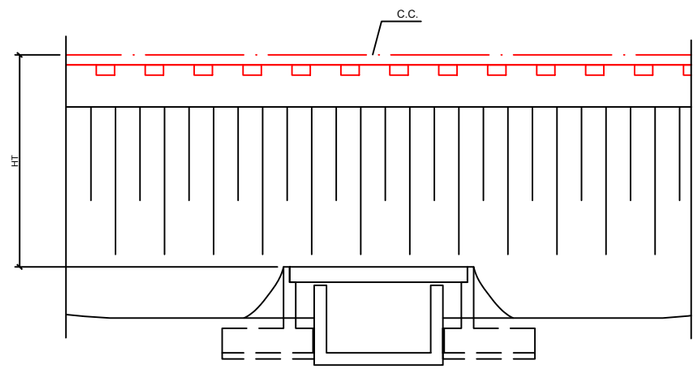
PLANTA. LOSA BAJO PLATAFORMA ANCHO UIC
ESCALA: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL C-C
ESCALA: 1/40

CUADRO DE HORMIGONES
IN SITU SEGUN EHE

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
HORMIGÓN	HA-30/P/20/IIa+Qa
HORMIGON DE LIMPIEZA	HL 150
ACERO	B 500 SD
RECUBRIMIENTO MURO 40 mm.	
RECUBRIMIENTO CIMENTACIÓN 50 mm.	



VISTA POR "B"
ESCALA: 1/100

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

TÍTULO
ESTUDIO INFORMATIVO DEL NUEVO EJE PASANTE NORTE-SUR DE LA RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA

EMPRESA CONSULTORA
IDOM

ESCALA ORIGINAL DIN A-3
INDICADAS Numérica
0 Gráfica

FECHA
JUNIO 2021

TÍTULO DEL PLANO
HIDROLOGÍA Y DRENAJE.
REPOSICIÓN DE ACEQUIAS ALTERNATIVA A.
SECCIONES TIPO

Nº DE PLANO
A-11.9
Hoja 7 de 7