



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño de la modificación del sistema de drenaje del
proyecto del nuevo canal de acceso ferroviario de alta
velocidad a la ciudad de València

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Marín Yuste, Aurora

Tutor/a: Cassiraga, Eduardo Fabián

Cotutor/a externo: Peris Pisa, David

CURSO ACADÉMICO: 2025/2026



-TRABAJO FINAL DE MÁSTER-

DISEÑO DE LA MODIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL PROYECTO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO FERROVIARIO A LA CIUDAD DE VALENCIA

MARÍN YUSTE, AURORA

MÁSTER EN CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

TUTOR DE EMPRESA: DAVID PERIS PISA

TUTOR UPV: EDUARDO CASSIRAGA

CURSO: 2025-2026



ÍNDICE

1	Introducción	1
2	Normativa.....	2
3	Antecedentes.....	2
3.1	Drenaje longitudinal	3
3.2	Estaciones de bombeo	4
4	Objeto	6
4.1	Rampa dirección Estación del Nord (rampa 1)	6
4.2	Rampa dirección Estación Joaquín Sorolla (rampa 2)	8
4.3	Túnel para futura conexión de las vías UIC con el nivel -2 de la Estación Central	9
5	Drenaje longitudinal	9
5.1	Caudales de escorrentía	9
5.2	Dimensionamiento del drenaje longitudinal	15
5.3	Evacuación de escorrentía por gravedad	19
5.4	Conexión del drenaje en la Rampa 1 con el Pozo 5	22
5.5	Conexión del drenaje en la Rampa 2 con el Pozo 4	22
6	Pozos de bombeo	23
6.1	Caudales de extracción	23

6.2	Volumen de los pozos	23
6.3	Bombeos necesarios	24
6.4	Comprobación de volumen mínimo para correcto funcionamiento de bombeos	27
6.5	Geometría de los pozos.....	28
6.6	Geometría Pozo de bombeo 4.....	28
6.7	Geometría Pozo de bombeo 5.....	29
6.8	Geometría Pozo de bombeo 6.....	30
7	Análisis de alternativas de vertido del Pozo 6	31
7.1	Variables y condicionantes a considerar.....	32
7.2	Alternativa 1: Reinyección en acuífero	32
7.3	Alternativa 2: Depósito de almacenamiento para riego bajo calzada.....	33
7.4	Alternativa 3: Depósito en futura zona verde	35
7.5	Alternativa 4: Vertido directo al colector	36
7.6	Comparación de alternativas.....	37
7.7	Alternativa seleccionada	37
8	Bibliografía.....	38

PLANOS

1 Introducción

El presente documento se enmarca en el proyecto del Canal de Acceso Ferroviario de Valencia, actuación estratégica destinada a la integración urbana de la red ferroviaria y la mejora de la capacidad del sistema, para adecuarlo a la creciente demanda del servicio ferroviario, coordinándose con la ampliación y remodelación de la Estación Joaquín Sorolla cuyas actuaciones se recogen en otro proyecto.

Este Trabajo Final de Máster se ha desarrollado en la empresa Typsa, la cual ha sido adjudicada en UTE con otras dos empresas para la Asistencia Técnica para el control y seguimiento de las obras de, entre otros, el proyecto del Canal de Acceso Ferroviario de Valencia.

Este proyecto forma parte del Plan de Integración Ferroviaria de Valencia, que incluye el actual proyecto del canal antes mencionado, además del futuro soterramiento de la Estación Central y la ejecución de un túnel pasante que conecte la Estación Central con las vías en dirección Castellón/Barcelona pasando por debajo de la ciudad.



Figura 1. Imagen de la Red Arterial Ferroviaria de Valencia en situación futura. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

A grandes rasgos, la actuación consiste en la construcción de un túnel de unos 1.200 metros de longitud, con inicio en los túneles ya ejecutados en el Nudo Sur, a la altura de la Avenida Fernando Abril Martorell, y prolongándose hasta superar el actual viaducto de Giorgeta, el cual se desmantelará, donde se iniciarán las rampas que permitan conectar el túnel con las estaciones actuales en superficie de Joaquín Sorolla y Valencia Nord (Figura 2).

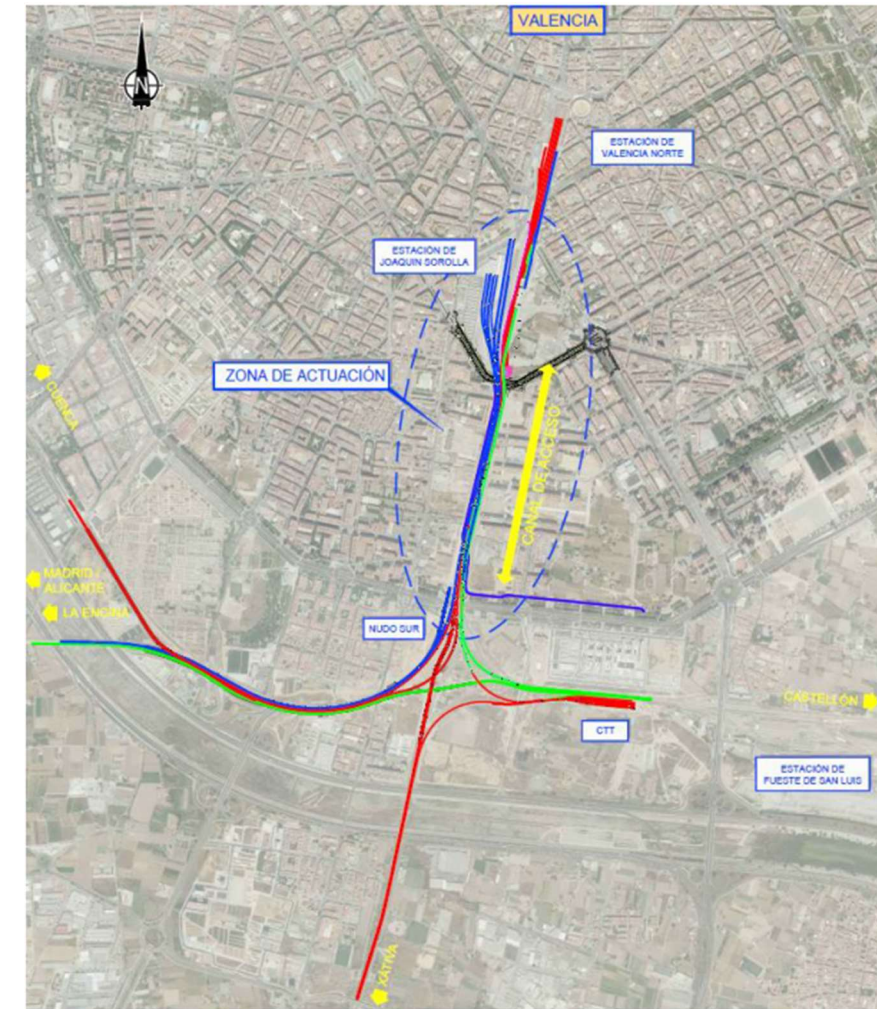


Figura 2. Emplazamiento del proyecto. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

La construcción de los túneles del canal se lleva a cabo mediante el método constructivo denominado “cut&cover”. Es un método de construcción para túneles superficiales, que consiste en la ejecución desde superficie de las pantallas de hormigón armado que formarán las paredes del túnel, realizando a continuación la losa superior unida a estas pantallas. Cuando la losa de cubierta y las pantallas están terminadas, se restituye la superficie ya liberada para su uso y se puede avanzar con el vaciado del túnel hasta el nivel adecuado, la ejecución de las losas inferiores y el montaje de vía.

También se ejecutan una serie de tapones de jet grouting bajo las losas de fondo del canal generando un estrato de terreno “mejorado”, dando como resultado una capa de terreno de muy baja permeabilidad y con cierta capacidad resistente. Esta capa permite, por un lado, reducir enormemente los caudales de bombeo al tener baja permeabilidad, reduciendo las infiltraciones en el canal, tanto en fase de ejecución como en fase de servicio. Por otro lado, dado a que tiene cierta capacidad resistente, estos tapones de jet grouting ayudan a que no se produzca levantamiento de fondo de la losa inferior. Cabe destacar que el paso del flujo transversal del acuífero no queda interrumpido, pues las pantallas internas del canal se ejecutan alternas, dejando

espacio entre ellas. Por tanto, de esta forma se puede ajustar la profundidad de las pantallas a empotramientos mínimos y se elimina el riesgo de levantamiento de fondo.

Estas inyecciones de jet grouting también se realizan a modo de columnas entre las pantallas y los edificios existentes, en las zonas donde estos están muy próximos entre sí. De esta forma se cumple una doble función: se evita que haya asentamientos inasumibles en los edificios y además se reducen notablemente los empujes que transmite la carga de estos edificios a las pantallas.

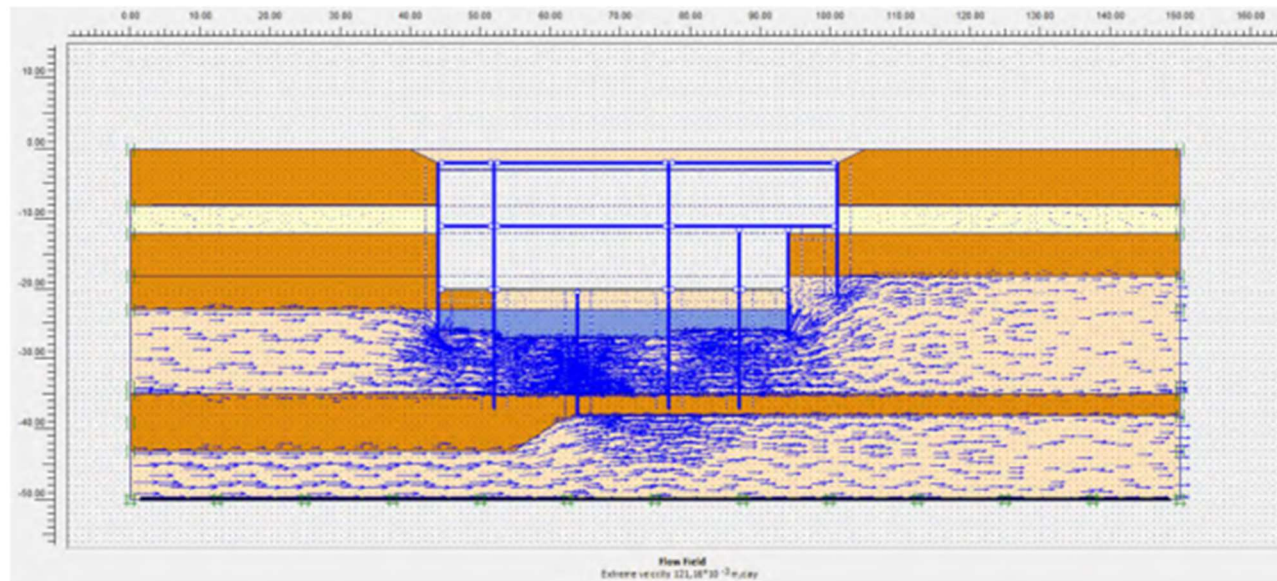


Figura 3. Sección tipo de la estructura del canal, con tapones de jet grouting (en azul claro) y flujo de agua bajo los mismos. Fuente: PROYECTO MODIFICADO Nº2 DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

En lo que respecta al tema que aborda este documento, el drenaje en las infraestructuras ferroviarias es un aspecto clave para asegurar tanto la seguridad en la circulación de los trenes como la vida útil de las estructuras asociadas. La correcta evacuación de permite evitar daños en la superestructura, así como posibles interrupciones en la explotación del servicio. De forma más concreta, el sistema de drenaje persigue tres objetivos principales:

- Facilitar la evacuación del agua a lo largo de la vía para que esta mantenga un funcionamiento correcto en cualquier situación meteorológica (drenaje longitudinal).
- Evitar que las obras ferroviarias actúen como un obstáculo al flujo natural del agua, previniendo daños en las zonas colindantes y en los servicios asociados (drenaje transversal). No obstante, dado que la plataforma ferroviaria discurre en gran parte de forma soterrada, el análisis de este tipo de drenaje resulta muy limitado.
- Reducir los efectos negativos derivados de la saturación del terreno, como la disminución de la vida útil de la vía o el incremento de los costes de conservación causados por su deterioro (drenaje de la plataforma).

En este sentido, el proyecto prevé un drenaje longitudinal a lo largo de las vías y una composición de la plataforma que permite el drenaje de la misma, como se desarrollará en el apartado de Antecedentes.

Sin embargo, durante la ejecución de las obras se han producido una serie de modificaciones respecto al proyecto original que obligan a comprobar y realizar modificaciones en los sistemas de drenaje previstos, entre las cuales tendrán afección en el presente trabajo las siguientes: por una parte, la completa ejecución de un túnel que en un futuro conectará con el nivel -2 de Estación Central, del cual sólo estaba previsto la ejecución de las pantallas y la losa superior (sin ejecutar la excavación ni la losa de fondo). Finalmente se ha decidido ejecutar la excavación y la estructura en su totalidad, y también se ha decidido diseñar y ejecutar de su pozo de bombeo, en adelante Pozo 6.

Por otra parte, se ha producido la alteración del diseño de las rampas de salida hacia la Estació del Nord (en adelante Rampa 1) y Estación Joaquín Sorolla (en adelante Rampa 2), como se definirá en los siguientes apartados. Estas modificaciones afectan a la alineación y pendiente de algunos tramos del túnel, surgiendo la necesidad de redefinir el sistema de drenaje previsto y determinar los nuevos caudales de extracción de los pozos de bombeo para su diseño.

En el presente documento se estudiarán los cambios que se han comentado, modificando convenientemente el sistema de drenaje para adaptarlo a los mismos, asegurando que se siguen cumpliendo todos los requisitos que se exigen en el proyecto y en la normativa expuestos anteriormente.

2 Normativa

Se detallan a continuación las normas y publicaciones que se consideran de aplicación para el diseño del drenaje:

- Normas ADIF:
 - NAP 1-2-0.3+M1 Hidrología y Drenaje.
 - NAP 2-3-1.0 Túneles.
 - NAP 1-2-0.4 Diseño, Construcción y Mantenimiento de Pozos de Bombeo
- Norma 5.2-IC DRENAJE SUPERFICIAL de la Instrucción de Carreteras, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (2016).
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes. PG-3 (2004).
- Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia. (2015).

3 Antecedentes

El proyecto constructivo original incluye un anejo de drenaje, cuyo objetivo es definir las obras necesarias para recoger la escorrentía superficial en el ámbito del canal ferroviario y evacuarla a través de pozos de bombeo.

En cuanto al drenaje, el proyecto estima los caudales a desaguar procedentes tanto de la precipitación (fuera del canal), como de la infiltración (dentro del canal). Luego diseña un sistema de drenaje longitudinal mediante elementos como cunetas, canaletas, caces, drenes y colectores, que conducen el agua recogida hacia unos pozos de bombeo que se encargan de extraer el agua a través de bombas de impulsión.

Por una parte, la estimación del caudal procedente de la precipitación se realiza siguiendo la norma 5.2-IC DRENAJE SUPERFICIAL de la Instrucción de Carreteras, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (2016), teniendo en cuenta para los cálculos que Adif establece un período de retorno de 50 años, tanto para el drenaje de la plataforma y márgenes, como para el drenaje por bombeo.

Por otra parte, para tener en cuenta la infiltración, el proyecto indica que “*el número de juntas defectuosas no suele superar el 8%. Las juntas claramente defectuosas en las que brotan caudales fuertes, generalmente con arrastre de finos, no son admisibles por lo que se tratarán convenientemente. Las juntas con fugas admisibles corresponden a aperturas del orden del milímetro lo cual conduce a un caudal máximo de fugas de aproximadamente 0,5 l/s en 100 m de túnel*”.

El estudio pluviométrico se ha realizado consultando la estación pluviométrica 8416- VALENCIA, que en el momento de la toma de datos contenía información de las precipitaciones desde el 1937 hasta el 2019.

Para determinar la precipitación de diseño (Pd), de esta estación se ha obtenido los registros del máximo valor anual de la precipitación máxima en 24 h y se han seleccionado aquellos con años completos o, aun teniendo menos meses, tienen un registro significativo (valor superior a la media de datos de años completos).

Tras validar estos datos, se han ajustado estadísticamente mediante las leyes de distribución Gumbel y SQRT-ET, dando como resultado la precipitación de diseño, según el período de retorno, mostrado en la siguiente tabla:

ESTACIÓN	PERIODOS DE RETORNO	MÁXIMAS PRECIPITACIONES				
		GUMBEL (MOMENTOS)	GUMBEL (MAX. VEROSIMILITUD)	SQRT-ET	MAPA	Pd SELECCIONADAS
8416 VALENCIA	2	70	70	66	66	66
	5	109	104	104	98	104
	10	135	127	134	122	134
	25	168	158	175	155	175
	50	192	178	208	183	208
	100	216	200	245	211	245
	500	272	249	338	285	338

Figura 4. Pd obtenidos mediante las diferentes leyes de distribución y para cada período de retorno. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

El valor de Pd empleado en proyecto es de 134mm, para un período de retorno de 10 años y ajustado mediante la Ley de distribución SQRT-ET. Luego se han calculado caudales de las cuencas para T=50 años siguiendo el método racional propuesto en la norma 5.2-I.C, el cual se describirá en próximos apartados.

Cabe destacar que el estudio de drenaje transversal queda muy limitado, al tratarse de una plataforma ferroviaria que discurre básicamente soterrada, ya que la zona se caracteriza por tener una orografía suave y marcadamente urbanizada. Además, los antiguos cauces existentes se encuentran canalizados a través de colectores dentro del sistema de drenaje pluvial del Ayuntamiento de Valencia. Por tanto, estos condicionantes motivan que el flujo sea difuso siendo suficiente el drenaje longitudinal proyectado para evacuar la escorrentía.

3.1 Drenaje longitudinal

Para conducir estos caudales, el proyecto inicial contempla un sistema de drenaje longitudinal basado en la recogida de aguas mediante cunetas, canaletas, caces, drenes y colectores, dependiendo del tipo de plataforma.

Las secciones que se deberán tener en cuenta en este documento son, por una parte, la sección de la plataforma en las rampas de salida a las estaciones, la cual está formada por sección completa de vía balasto, cuyo drenaje transversal está previsto mediante tubos drenes (Ø315mm) que recogerán el agua de precipitación, conectados cada 50 metros a un colector (Ø400mm) que pasa por debajo del tubo dren (Figura 5).

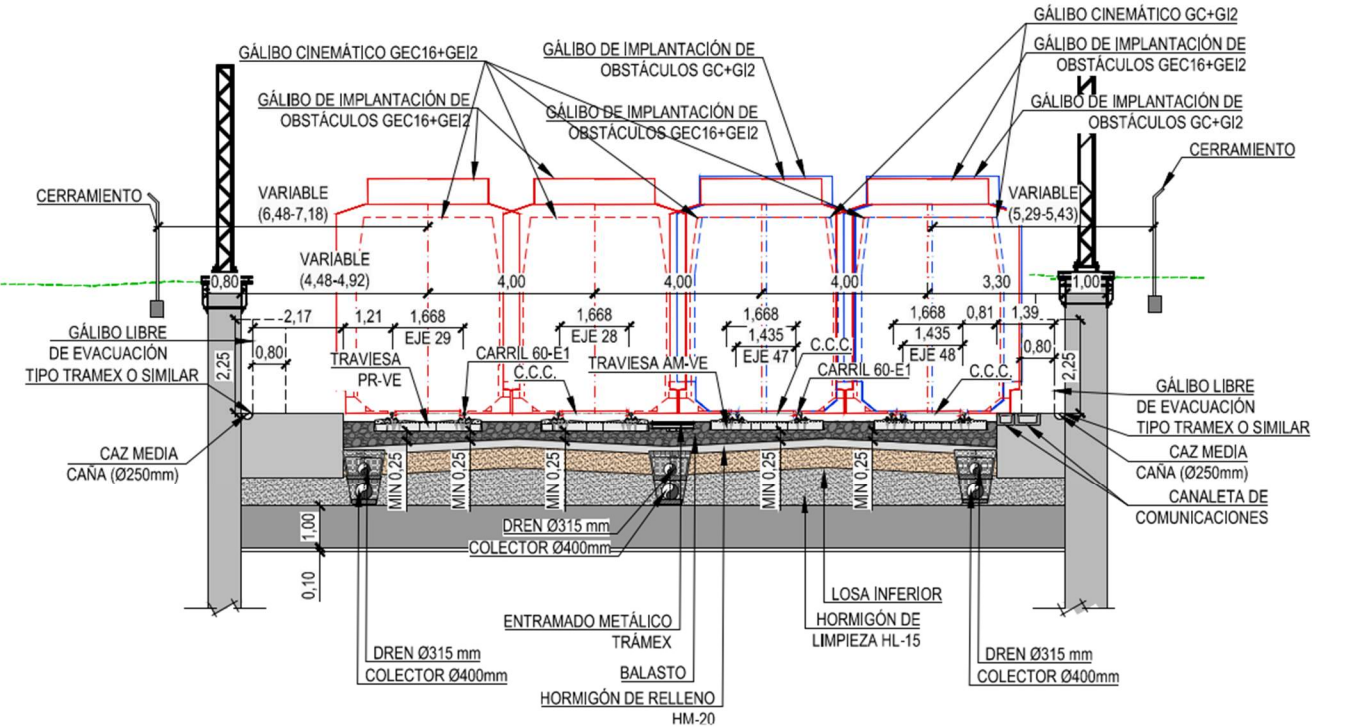
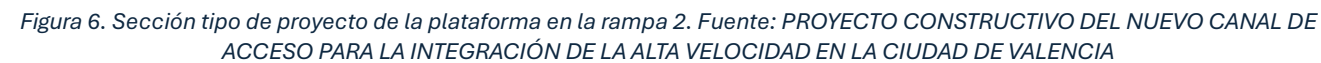


Figura 5. Sección tipo de proyecto de la plataforma en la rampa 1. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA



Technical drawing of a drainage system for a roof terrace, showing three cross-sections of the structure. The drawing includes labels for various components such as 'GÁLBULO DE IMPLANTACIÓN DE OBSTÁCULOS UNIFORME GC-G2', 'GÁLBULO CINEMÁTICO GC-G2', 'GÁLBULO LIBRE DE EVACUACIÓN', 'CAZ MEDIA', 'CANALETA DE COMUNICACIONES', 'TUBO DREN PVC Ø15mm', 'BALASTO', 'HORMIGÓN DE RELLENO HM-20', 'LOSA INFERIOR', 'HORMIGÓN DE LIMPIEZA HL-15', 'LOSA SUPERIOR', 'ENTRAMADO METÁLICO TRAMEX', 'HORMIGÓN DE RELLENO HM-20', 'LOSA INFERIOR', 'HORMIGÓN DE LIMPIEZA HL-15', 'ENTRAMADO METÁLICO', and 'ESTRADO'. Dimensions are provided for various components, including heights and widths. The drawing is divided into three sections by vertical lines, each showing a different type of drainage structure.

Figura 7. Sección tipo de proyecto de la plataforma en el último tramo del túnel. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

3.2 Estaciones de bombeo

El caudal que recoge el drenaje longitudinal se deriva a una serie de pozos de bombeo dispuestos en el punto bajo o lo más cerca posible al mismo.

En proyecto se han previsto los siguientes puntos para instalar los pozos de bombeo que evacúen las aguas recogidas:

- Estación de Bombeo 1 Vía Derecha Corredor Mediterráneo PK 0+440 EJE 48: Evacúa el caudal procedente de las rampas de las siguientes vías:
 - Ramal acceso a nuevo CTT.
 - Vía acceso CTT – Conexión con Vía derecha de Xàtiva.
 - Vías izquierda y derecha del Corredor Mediterráneo.

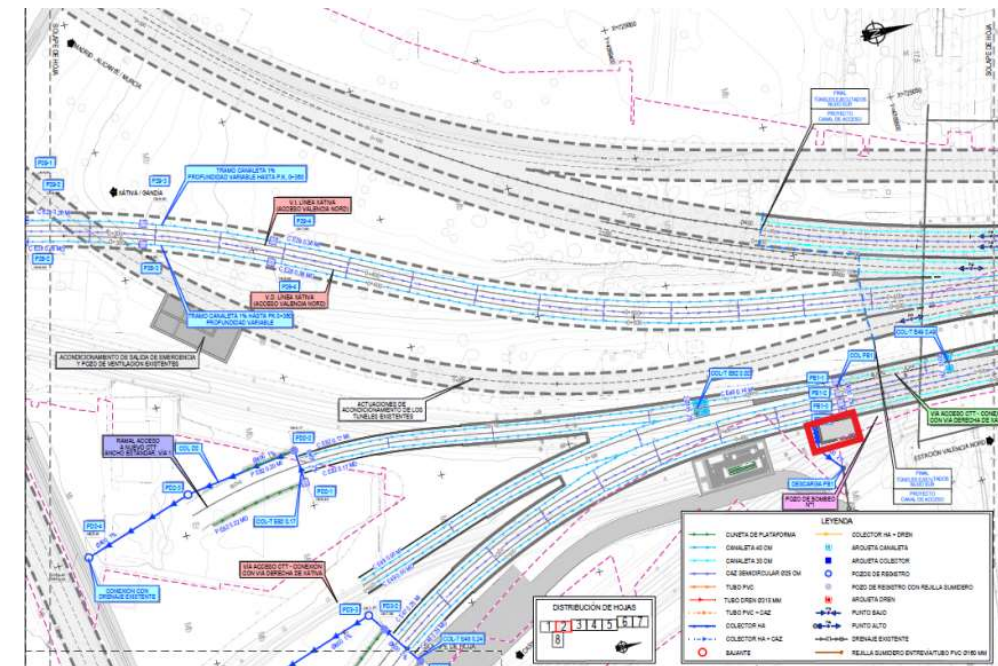


Figura 8. Ubicación pozo bombeo 1. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

- Estación de Bombeo 2. Vía Izquierda Corredor Levante PK 0+323 EJE 50: Situada dentro del canal ferroviario, evacúa el caudal procedente de los puntos bajos de las vías generados por el paso del colector sur por encima de éstas.

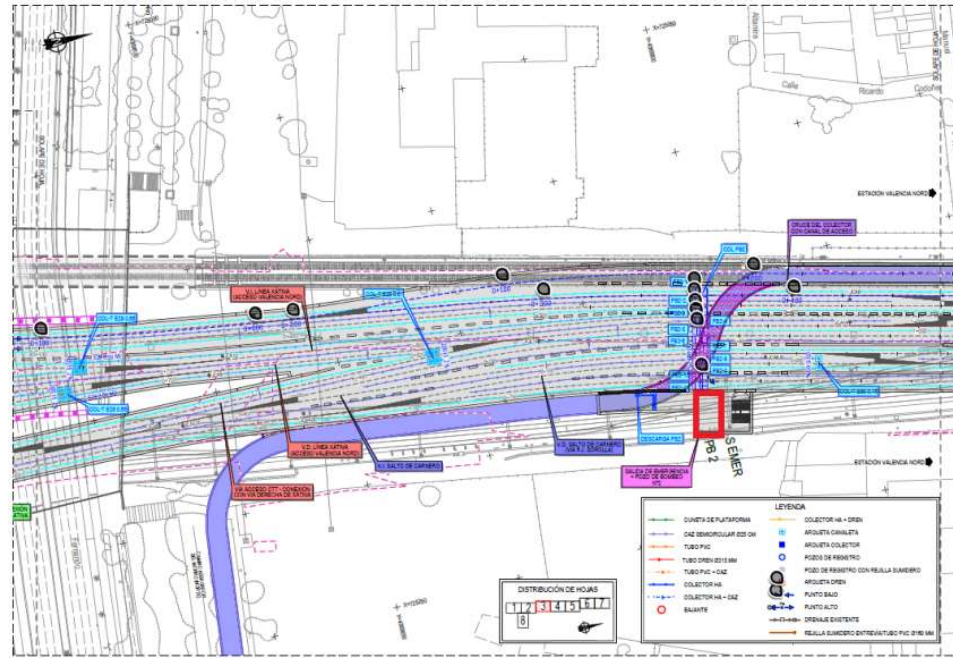


Figura 9. Ubicación pozo bombeo 2. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

- Estación de Bombeo 3. Vía Izquierda Salto de Carnero PK 0+418 EJE 88. Situada dentro del canal ferroviario, evacúa el caudal procedente del punto bajo de las vías del salto de carnero. La estación se encuentra desplazada unos metros respecto del punto bajo de las vías donde existe espacio para alojar el depósito y las bombas.

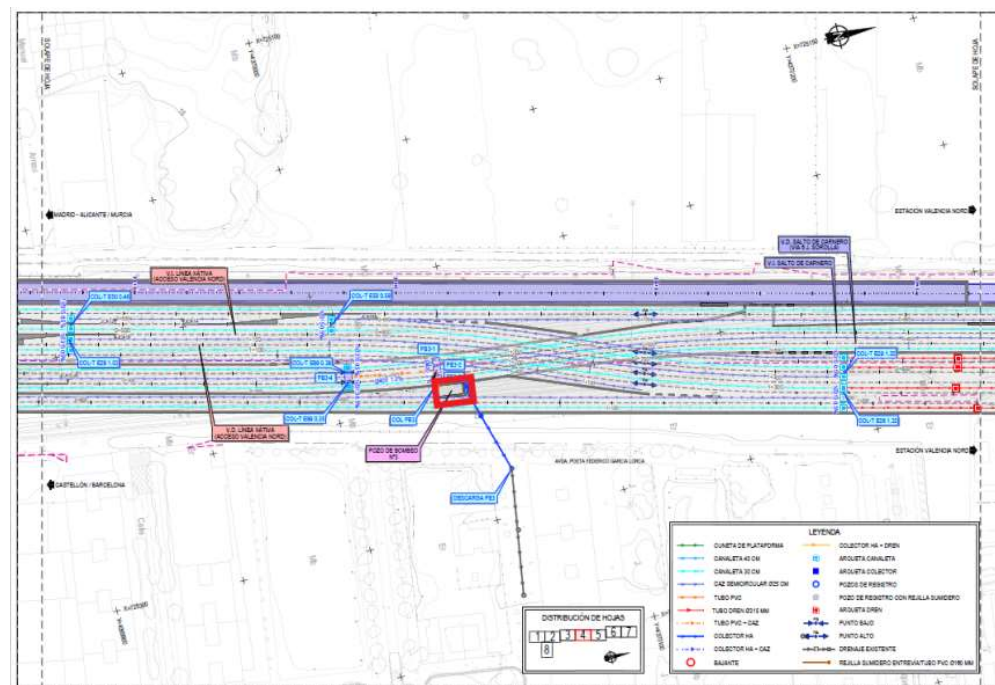


Figura 10. Ubicación pozo bombeo 3. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

- Estación de Bombeo 4. Vía izquierda Corredor Levante PK 1+207 EJE 50. Evacúa el caudal procedente de parte de la rampa de salida del canal ferroviario hacia la estación de Joaquín Sorolla.

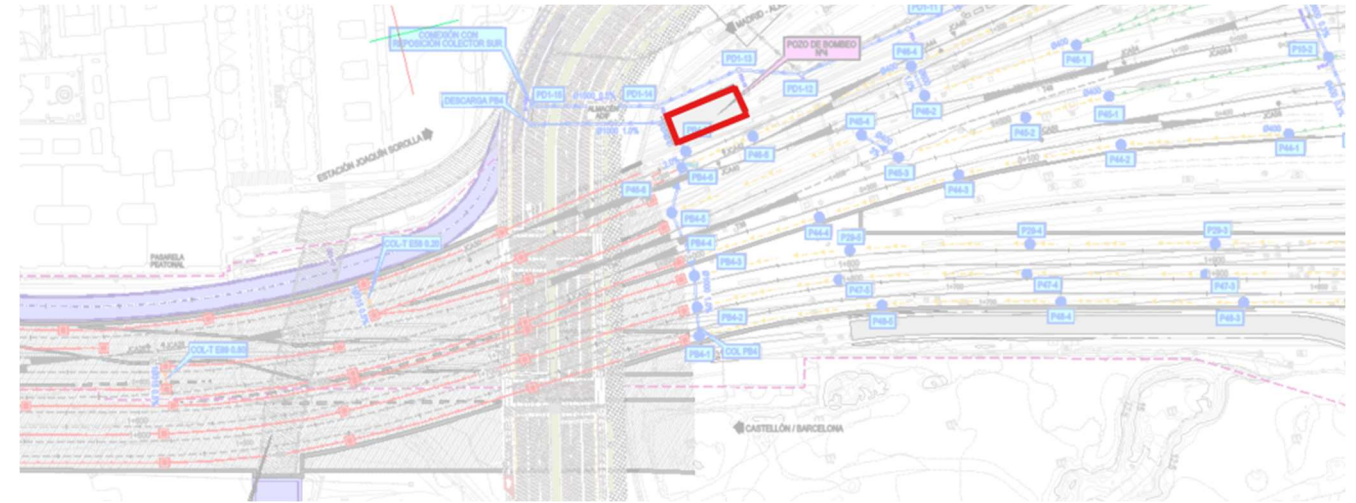


Figura 11. Ubicación pozo bombeo 4. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

En cuanto a la capacidad de estos depósitos, el proyecto indica que habitualmente se dimensiona para una interrupción del suministro eléctrico de 3-4 horas. Sin embargo, esta opción sería inviable, ya que se han obtenido caudales en las rampas en el entorno de 1m³/s.

En consecuencia, para los bombeos 1, 2 y 4 se ha adoptado una capacidad mínima en los depósitos de bombeo suficiente para almacenar el caudal que llega al pozo hasta llegar al tiempo de concentración, tiempo en el cual se llega al caudal máximo. Por tanto, se dimensiona el depósito como si durante la fase de crecimiento del hidrograma el volumen almacenado correspondiera al área bajo dicho hidrograma, despreciando la contribución del bombeo, a efectos de garantizar una capacidad mínima de almacenamiento.

Bajo estas condiciones, el comportamiento global de la cuenca se representa mediante un hidrograma triangular, definido desde el inicio de la precipitación hasta la llegada al caudal pico, cuya base coincide con el tiempo de concentración. Por tanto, el volumen de este hidrograma que corresponde con el volumen necesario del pozo, se calcula con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{1}{2} * Q * T_c$$

Calculando Q y T_c con los datos globales de la cuenca (no por subcuencas como se realiza para el dimensionamiento del drenaje longitudinal).

Luego se dimensionará el sistema de bombeo para que sea capaz de evacuar, al menos, el caudal de diseño. Asimismo, se ha previsto una doble acometida eléctrica, con el fin de garantizar el suministro en caso de fallo, instalándose además bombas de reserva, como se verá en apartados posteriores de dimensionamiento.

Con todo, en el proyecto se han obtenido los siguientes volúmenes de almacenamiento a partir de dicha expresión, resultando:

VOLUMEN MÍNIMO DEPÓSITO DE BOMBEO		
ESTACIÓN	Q50 (l/s)	VOLUMEN DEPÓSITO (m³)
BOMBEO Nº 1	962	295
BOMBEO Nº 2	600	411
BOMBEO Nº 4	1.610	951

Figura 12. Volúmenes de depósito necesario para los pozos de bombeo. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

En el caso de la estación de bombeo nº3, que sólo recibe caudal de infiltración, se determina la capacidad mínima del depósito de bombeo según la mayor de las siguientes condiciones:

- 100 m³ como capacidad mínima, según norma NAP 2-3-1.0 + M1 TÚNELES.
- 800 litros por minuto durante 2 horas, agua necesaria a suministrar en la extinción de un incendio, según norma NAP 2-3-1.0 + M1 TÚNELES.
- 2 horas de caudal de escorrentía o filtración, con el fin de prever cortes de energía durante ese periodo de tiempo

La condición más restrictiva es la primera de ellas, por lo que se establece una capacidad mínima para este pozo de 100m³.

Cabe destacar que también se ha calculado el volumen mínimo para asegurar el buen funcionamiento de las bombas, pero en todos los casos este volumen resulta inferior al calculado con el criterio anterior, por lo que se toma este último volumen quedando del lado de la seguridad.

Luego en uno de los apéndices del proyecto se determinan las bombas que se emplean para la extracción de los caudales de diseño, y la altura manométrica necesaria en función de las pérdidas de las mismas. En las bombas para extraer los nuevos caudales de diseño se explicarán estos parámetros y los bombeos necesarios.

4 Objeto

El objeto del presente trabajo es el análisis, diseño y justificación de las soluciones de drenaje asociadas a las modificaciones introducidas durante la ejecución del Canal de Acceso Ferroviario de Valencia. En particular, se abordan las siguientes modificaciones respecto al proyecto constructivo original:

4.1 Rampa dirección Estación del Nord (rampa 1)

La evacuación del agua de la zona correspondiente a las rampas de acceso a Joaquín Sorolla y a la Estación del Nord estaba prevista mediante su conexión al pozo de bombeo 4 (Figura 11). Con la configuración inicial (Figura 13), los puntos bajos de ambas rampas prácticamente coincidían y se podía ejecutar un colector embebido en la losa que uniera los puntos bajos con el pozo de bombeo.

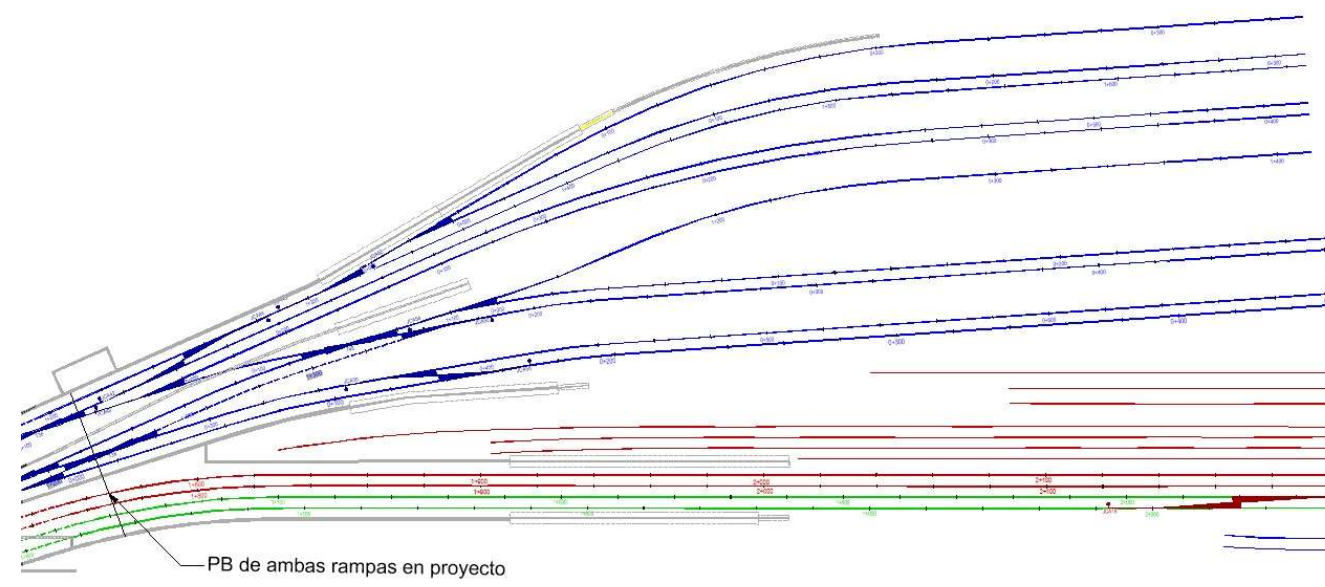


Figura 13. Planta de configuración de la rampa y punto bajo de la misma en proyecto. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

Sin embargo, se ha introducido una modificación respecto a la solución de proyecto con el objetivo de mantener en servicio el puente de Giorgeta durante más tiempo. Aunque la ejecución del canal requiere igualmente el desmantelamiento de este puente para poder construir completamente las pantallas y las losas, las pantallas se ejecutan en una fase previa a las losas.

Con el trazado inicialmente previsto, era necesario ejecutar determinadas pantallas que interferían con las pilas del puente, como se ve en la Figura 14, lo que obligaba a su demolición en fases anteriores del proyecto. Con la nueva configuración, se pueden realizar completamente las pantallas de ambas rampas sin afectar a las pilas del puente Giorgeta (Figura 15).

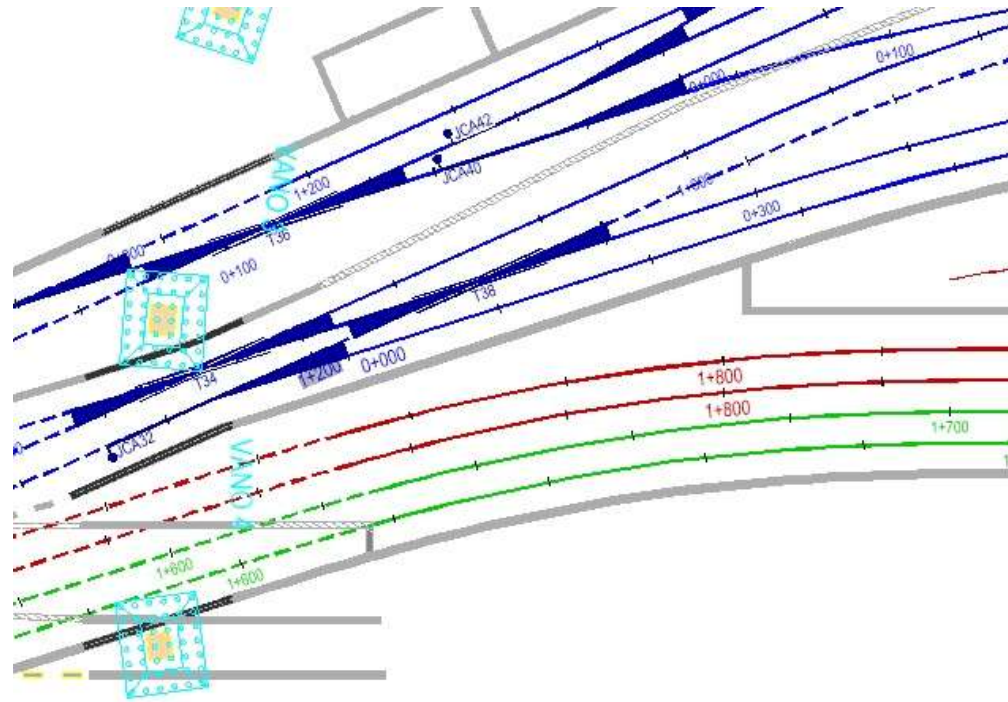


Figura 14. Planta de ejes y pantallas de proyecto con pilas del puente Giorgeta. Fuente: Planos del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

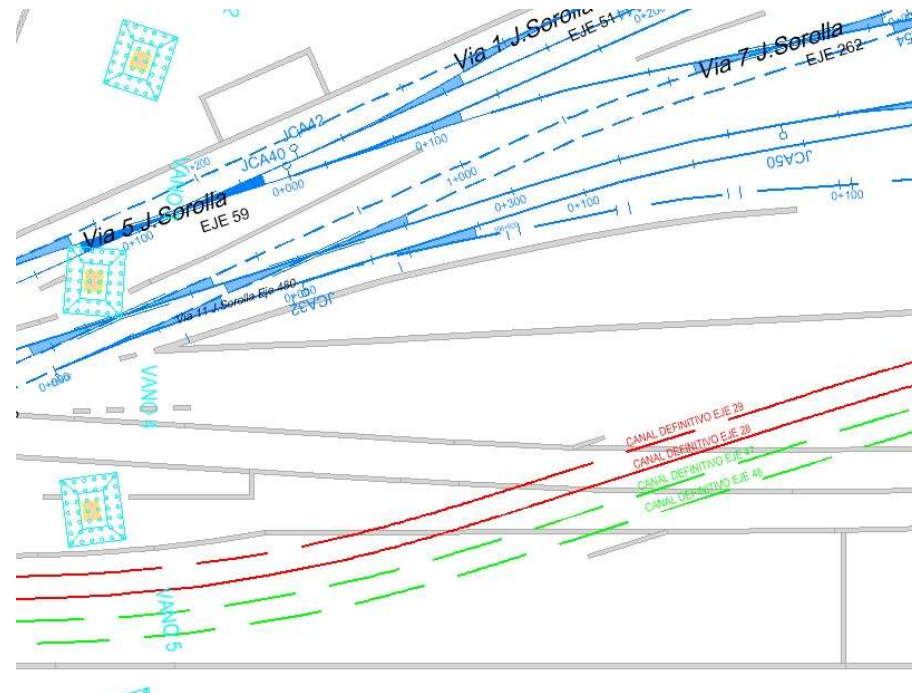


Figura 15. Planta de ejes y pantallas modificadas con pilas del puente Giorgeta. Fuente: planos de la oficina técnica

La modificación del trazado de las rampas provoca que cambien las cuencas de aportación (definidas por el área entre pantallas fuera de los túneles). Además, en la configuración original, el punto de recogida de la escorrentía coincidía en ambas rampas, posibilitando su conducción por gravedad hasta el pozo existente, como se ha visto en la Figura 13.

Por una parte, estas modificaciones hacen necesario volver a calcular los caudales de escorrentía que se recogerán en esta zona, para posteriormente modificar los elementos de drenaje y los pozos de bombeo. Es por ello que se deben volver a calcular los tubos dren y los colectores bajo estos tubos, así como los pozos de bombeo para extraer los caudales que no se pueden evacuar por gravedad, determinando para ello previamente los caudales de aportación de las nuevas cuencas.

Por otra parte, con la nueva configuración, el punto bajo de una de las rampas (la Rampa 1 de la Figura 16) se aleja del punto bajo de la otra rampa (Rampa 2). Por tanto, con esta nueva configuración, para verter el agua de la Rampa 1 en el pozo 4, se debería ejecutar una canalización desde este punto bajo hasta este pozo, atravesando por debajo las vías en servicio, lo cual es constructivamente muy complejo.

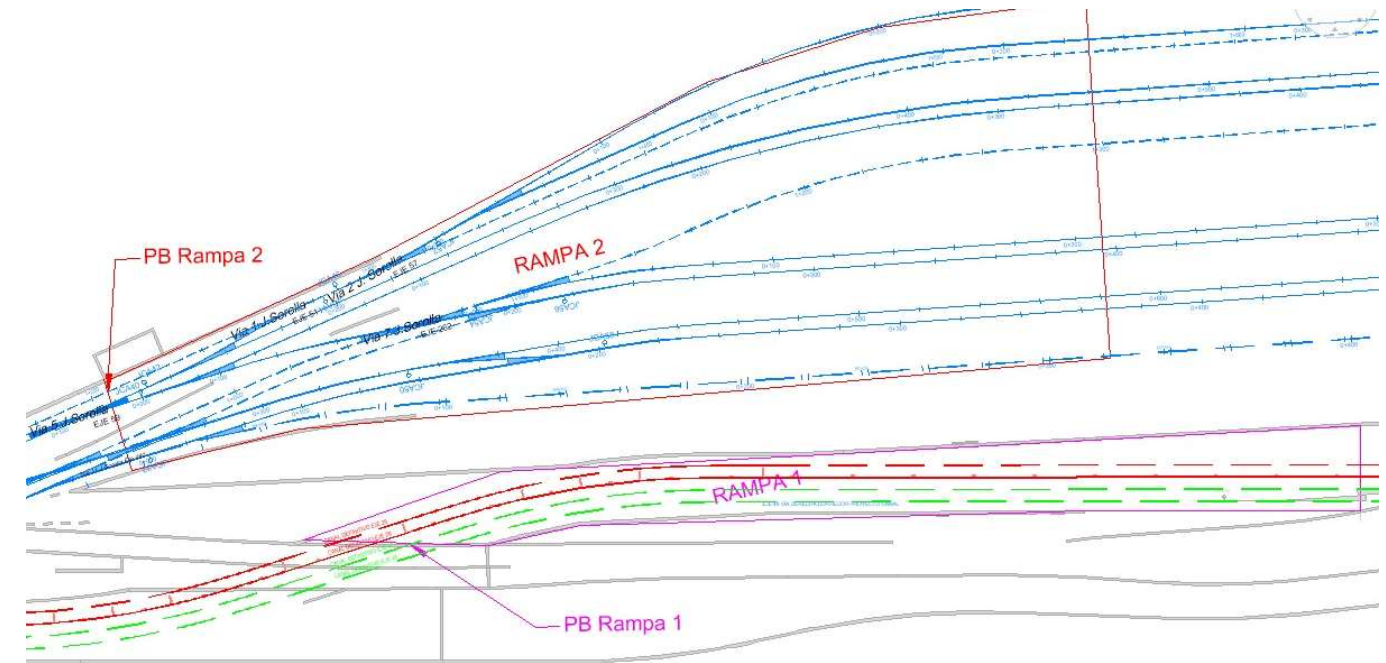


Figura 16. Planta de configuración de las rampas modificadas con los puntos bajos de las mismas. Fuente: Elaboración propia con planos de la oficina técnica

Por tanto, dada la complejidad de conectar la rampa 1 con el pozo 4, se deben estudiar alternativas para la ejecución del nuevo pozo (en adelante Pozo 5) que recoja y extraiga los caudales provenientes de la rampa 1 (Figura 17). Además, se deberán realizar modificaciones en el Pozo 4 ya que se verterá un menor caudal que en proyecto.

Es por ello que, recientemente, se ha diseñado este nuevo pozo de bombeo 5 independiente, en el cual se han estado analizando distintas alternativas para su ubicación, geometría, instalaciones y conexión a la red de saneamiento.

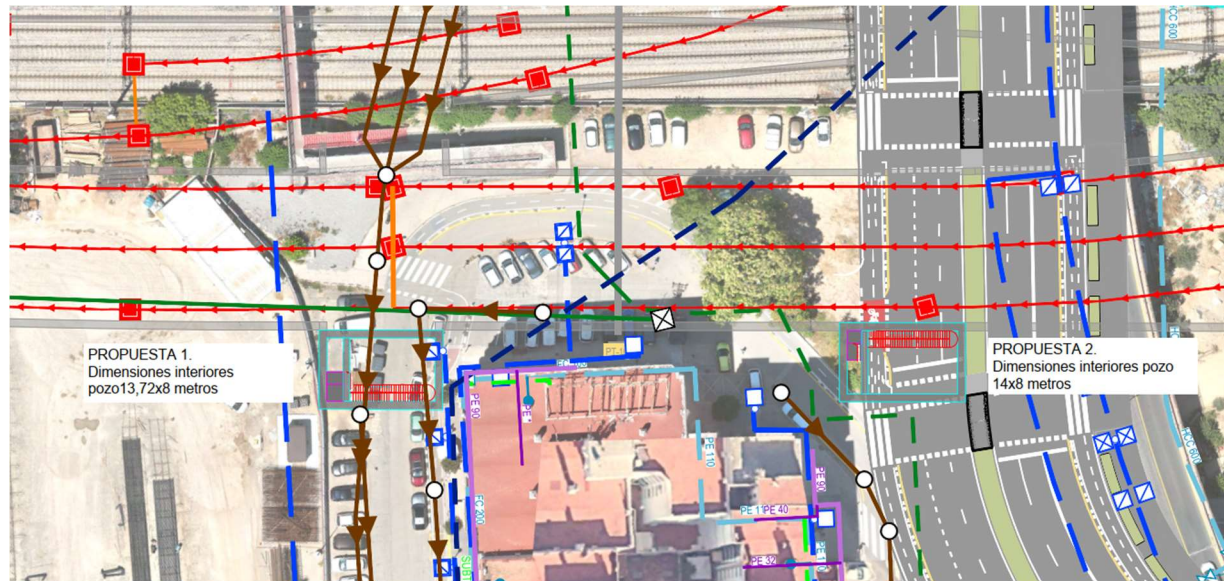


Figura 17. Propuestas para ejecución de nuevo pozo 5 en la rampa 1. Fuente: Planos modificados de la oficina técnica

Por un lado, la propuesta 1 tenía la ventaja de estar junto al colector sur, por lo que la conexión para la evacuación era más sencilla. Sin embargo, tenía una gran complejidad constructiva por su cercanía a los edificios, por lo que se ha descartado esta opción.

Por tanto, se ha escogido la propuesta 2, la cual se encuentra aproximadamente en el PK 1+700 del eje 28. En este pozo se han estado estudiando soluciones en cuanto a su geometría para el acceso al mantenimiento del mismo, como se verá en apartados posteriores.

4.2 Rampa dirección Estación Joaquín Sorolla (rampa 2)

En la Figura 18, se puede apreciar que en la modificación aparece una nueva bifurcación en uno de los ejes que discurren por esta rampa.

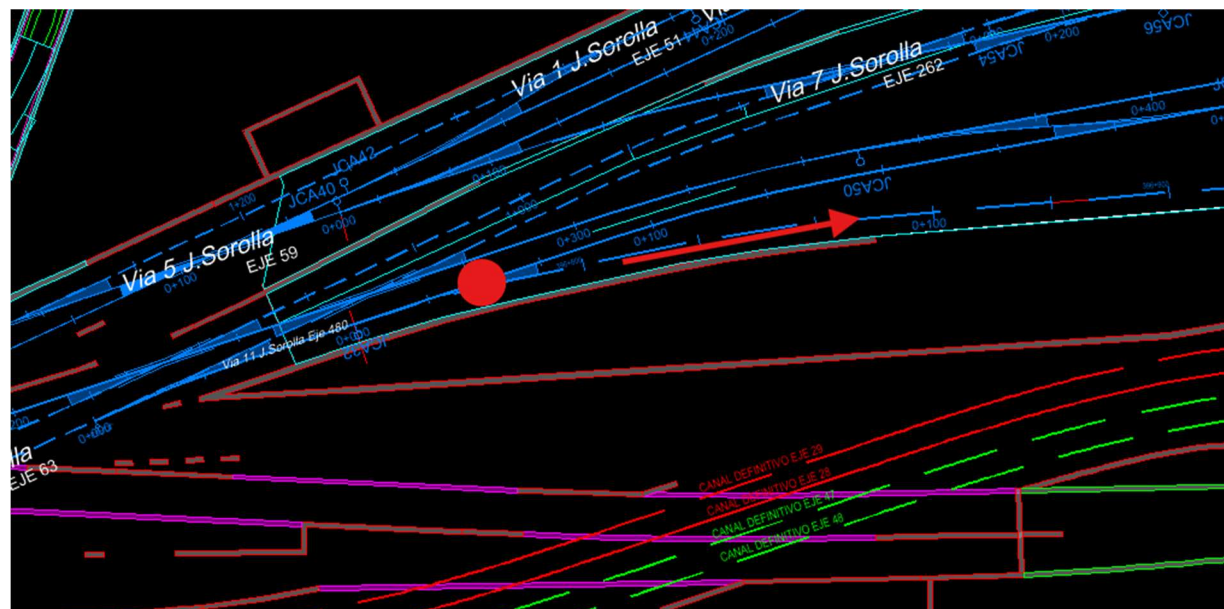


Figura 18. Nueva bifurcación para vía 11 de la Estación Joaquín Sorolla. Fuente: Planos modificados de la oficina técnica

La nueva bifurcación ensancha la sección de la misma, con lo que aumentará ligeramente la cuenca de aportación en esta rampa. Con esta modificación, sumada a que el agua evacuada de la rampa 1 ya no se recoge en el pozo de bombeo 4 (por los motivos explicados anteriormente), se debe calcular nuevamente el caudal que llega a este pozo con esta nueva configuración y realizar algunas modificaciones en el mismo.

Además, el drenaje de proyecto contemplaba un cruce para evacuar por gravedad agua de escorrentía, sin que esta tuviera que llegar al pozo de bombeo (Figura 19). Sin embargo, dado que han cambiado las cotas de las rasantes, se puede optimizar este cruce evacuando un mayor caudal por gravedad.

Dado que se ha realizado este cambio, también se ha hecho una propuesta de la variación del drenaje en esta rampa como se verá en próximos apartados.

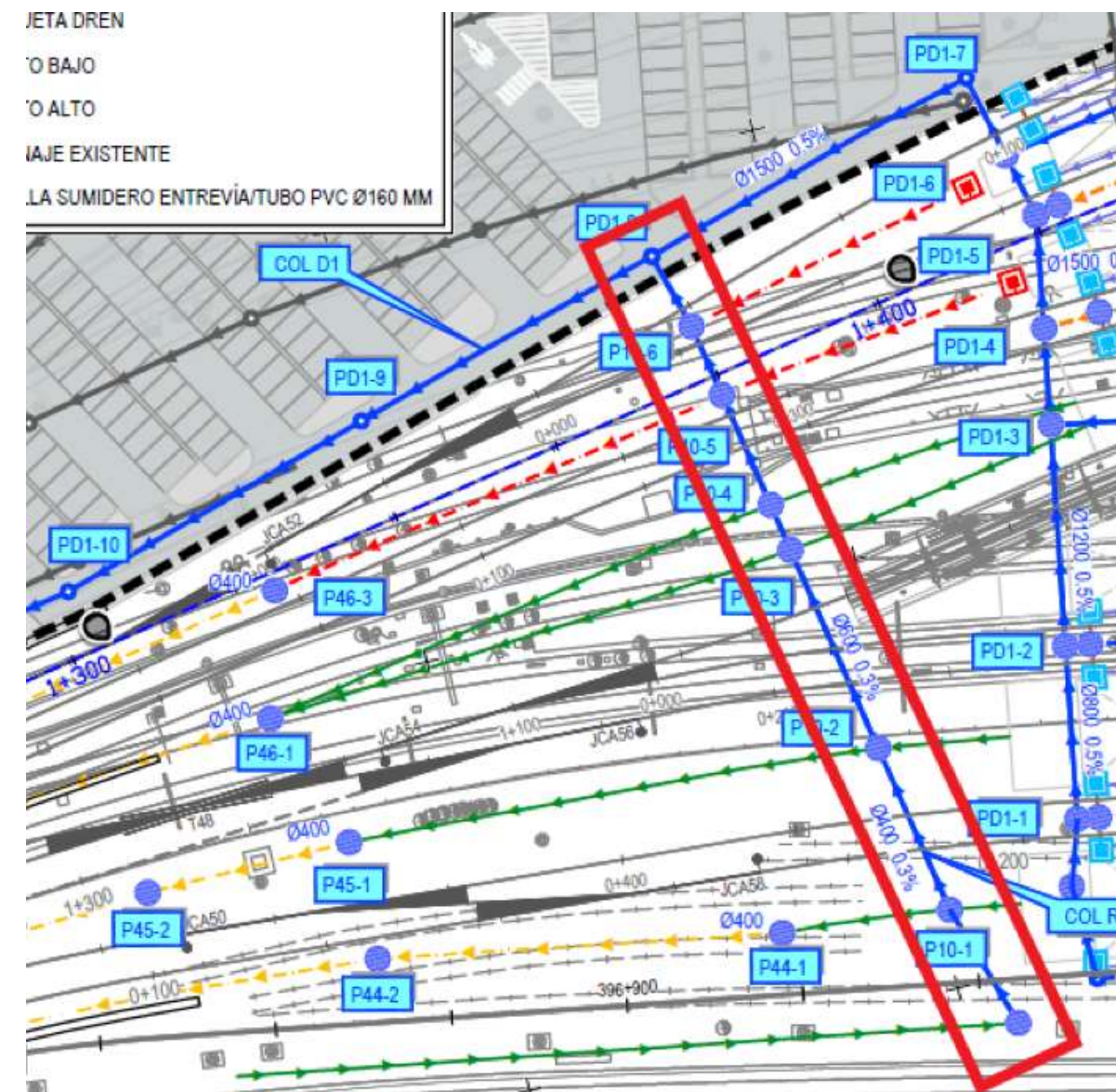


Figura 19. Cruce para evacuación de escorrentía por gravedad. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

4.3 Túnel para futura conexión de las vías UIC con el nivel -2 de la Estación Central

El proyecto expone el túnel para la futura conexión de las vías UIC con el nivel -2 de la Estación Central (Figura 20), pero contempla que la ejecución de la losa de fondo y la excavación se realice en futuros proyectos. Sin embargo, se ha visto la imposibilidad de ejecutar la consolidación del terreno con jet grouting, la excavación del túnel y la ejecución de la losa de fondo, con el resto del Canal ya en servicio, por lo que se ha determinado llevar a cabo la ejecución de toda la estructura del mismo simultáneamente con las obras del Canal. Esta modificación respecto al proyecto original ha generado la necesidad de diseñar el nuevo pozo de bombeo 6 para evacuar las aguas de este túnel, dejándolo preparado para cuando se ponga en servicio.

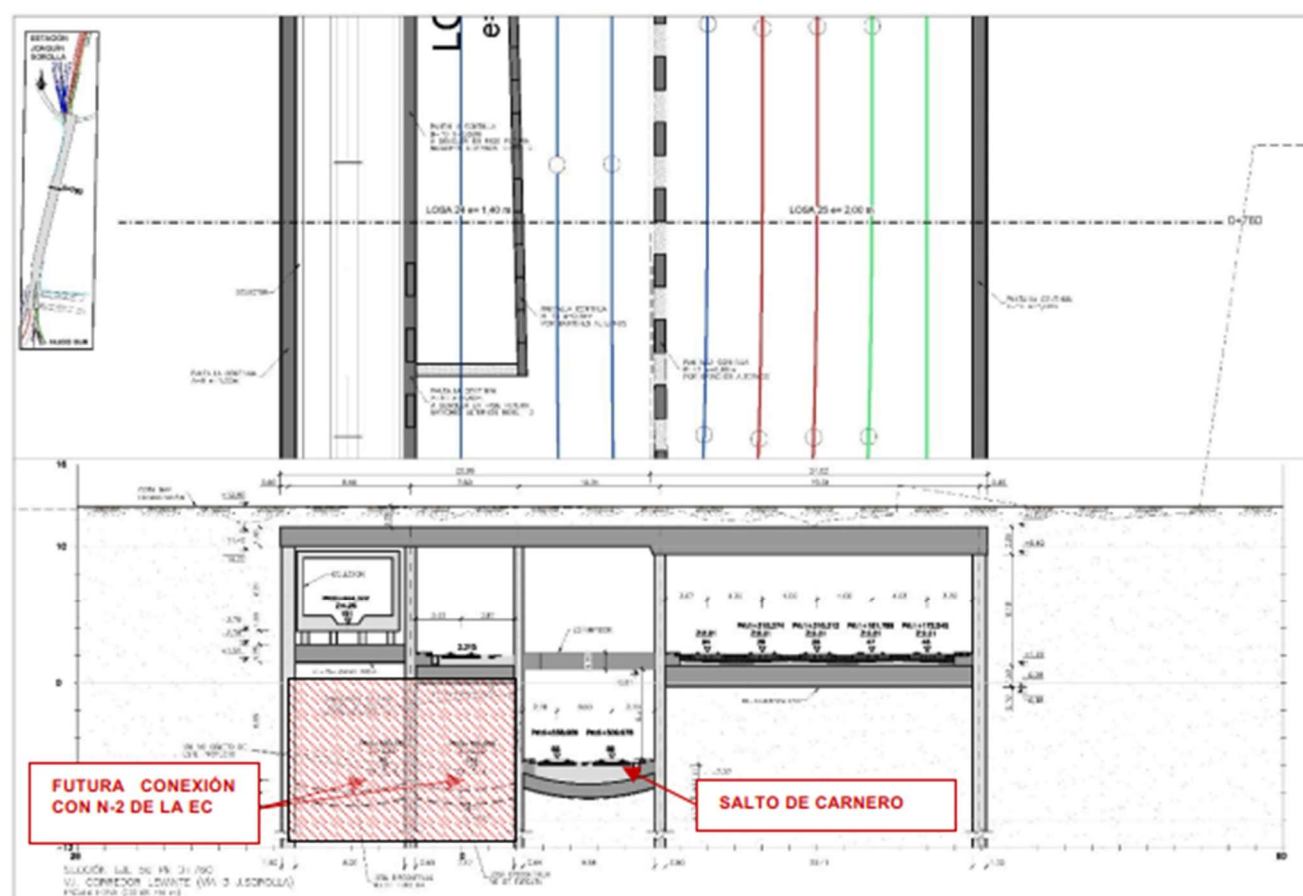


Figura 20. Esquema de los túneles que conforman el canal en una de las secciones tipo, resaltando el túnel para la futura conexión con el nivel -2 de la Estación Central. Fuente: PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA

Por tanto, será también objeto de este documento determinar la geometría, los accesos y las bombas de este nuevo pozo. Además, el principal problema asociado a esta infraestructura radica en la definición del destino final del agua, al no existir una conexión prevista en el diseño inicial. Se deben analizar distintas alternativas de reinyección en acuífero, vertido a la red de saneamiento o reutilización para el riego, teniendo en cuenta condicionantes técnicos, normativos y ambientales.

De forma resumida, los objetivos del presente documento serán los siguientes:

- Cálculo de los nuevos caudales de precipitación en las rampas 1 y 2 vistas anteriormente.
- Dimensionamiento de los elementos de drenaje adecuados, desde el punto alto de las rampas modificadas hasta la conexión con los pozos de bombeo.
- Cálculo de caudales que recogerá el pozo 6.
- Diseño de los nuevos pozos de bombeo 5 y 6.
- Cálculo de los caudales de extracción modificados del pozo de bombeo 4 y pequeñas modificaciones, en caso de ser necesario, del mismo.
- Estudio de alternativas para la evacuación del agua entre distintas alternativas de vertido y gestión del agua recogida.
- Diseño de accesos y bombas de extracción de los nuevos pozos 5 y 6.

5 Drenaje longitudinal

En este apartado se describe el drenaje longitudinal que garantice la evacuación de la escorrentía en las zonas modificadas respecto a proyecto.

En primer lugar, se describe el método racional de la Instrucción de Carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial”, el cual es el propuesto por la NAP 1-2-0.3 Climatología, Hidrología y Drenaje para calcular los caudales a desaguar. En esta primera parte se expone la forma de calcular los diferentes parámetros hidrológicos, y se determinan aquellos parámetros que permanecen constantes a lo largo de los cálculos posteriores. En este mismo apartado se indican los caudales obtenidos mediante este método.

En segundo lugar, se presentan los cálculos para determinar los diámetros a disponer en la red de drenaje, obtenidos a partir de los diferentes escenarios analizados. Esta exposición permite justificar la selección adoptada, evidenciando la sensibilidad de los resultados a las hipótesis de cálculo y asegurando que las soluciones propuestas cumplen con los requisitos hidráulicos y normativos establecidos.

Por último, se realizará un apartado comparativo al variar algunos parámetros del cálculo, como son variar el material de los colectores, lo que varía la rugosidad, y variar las longitudes y pendientes. Esto último es porque se puede simplificar tomando las longitudes y pendientes en sentido longitudinal, o tomar los valores reales, realizando la media entre el sentido longitudinal y transversal.

5.1 Caudales de escorrentía

En este apartado se definen los caudales de cálculo que serán utilizados para el dimensionamiento de la red de drenaje longitudinal.

El dimensionamiento hidráulico de la red de drenaje se realiza conforme a la Instrucción de Carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial”, aplicando el método racional para cuencas de reducida superficie.

En cuanto al periodo de retorno adoptado, la norma de ADIF NAP 1-2-0.3 establece que, para el dimensionamiento del drenaje longitudinal, se considera suficiente un período de retorno de T=50 años.

Dado que las obras se ubican en la zona del Levante y Sureste peninsular (región 822 de la Figura 21), se trata de un área inferior a 50km², y se calcula para un periodo de retorno superior a 25 años, se debe adoptar el procedimiento específico indicado en el apartado 2.3 de la 5.2-IC, que establece que se debe realizar el cálculo inicial del caudal asociado a un periodo de retorno T = 10 años (Q₁₀) y transformarlo posteriormente a T = 50 años (Q₅₀) mediante coeficientes regionales.



Figura 21. Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-IC Drenaje Superficial

5.1.1 Caudal máximo anual

Por una parte, el caudal máximo anual Q_T años, correspondiente a un periodo de retorno T años, para pequeñas cuencas donde se pueden suponer valores de Intensidad y Coeficiente de escorrentía homogéneos, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Siendo:

I (T, t_c) (mm/h) Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T, para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c, de la cuenca.

C (adimensional) Coeficiente medio de escorrentía.

A (km²) Área de la cuenca o superficie considerada.

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

5.1.2 Intensidad de precipitación

Por una parte, la intensidad de precipitación I (T, t) correspondiente a un período de retorno T, y a una duración del aguacero t igual al tiempo de concentración (t = t_c) se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$I(T, t) = I_d \cdot F_{int}$$

Siendo:

I_d (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.

F_{int} (adimensional) Factor de intensidad.

5.1.3 Intensidad de precipitación

De estos factores, la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

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

Siendo:

P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T.

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

5.1.4 Precipitaciones máximas

En cuanto a las precipitaciones máximas en 24h (Pd), como se ha visto el valor empleado en proyecto es de 134mm, para un período de retorno de 10 años. Para ello, se ha consultado la estación pluviométrica 8416- VALENCIA, que en el momento de la toma de datos contenía información de las precipitaciones desde el 1937 hasta el 2019.

Para el presente trabajo, no se ha calculado Pd tomando información actualizada de los últimos años de la estación pluviométrica 8416- VALENCIA, pero sí se dispone de datos referentes a una estación cercana, la 8414A- AEROPUERTO DE MANISES.

Con los datos de esta estación hasta el 2020, para un período de retorno de T=10 años y tras el ajuste por Gumbel, se obtiene un Pd=129,5mm, mientras que tomando datos hasta el 2025 prácticamente no varía, obteniendo Pd= 130,6mm con el mismo ajuste.

Por tanto, se considera lo suficientemente ajustado tomar el valor **Pd** del proyecto (**134mm**), dado que se ha comprobado que una ligera variación de Pd no afecta excesivamente en los caudales a desaguar.

5.1.5 Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

Respecto al factor reductor de la precipitación por área de la cuenca K_A , la norma establece lo siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 & K_A = 1 \\ \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 & K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \end{aligned}$$

Siendo A (km2) el área de la cuenca. Dado que en el cálculo se han tomado pequeñas subcuencas, todas ellas menores a 1km2, este factor no afecta en el cálculo, siendo **$K_A=1$** .

Con estos dos factores determinados, se puede calcular que **Id=5,58** en todos los casos.

5.1.6 Factor de intensidad

En cuanto al otro factor para el cálculo de la Intensidad, F_{int} , la norma establece que:

$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

Siendo:

F_a (adimensional) Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d)

F_b (adimensional) Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

Este último dato, F_b , no se ha podido obtener dado que no se disponía de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo. Por tanto, se ha tomado $F_{int}=F_a$. Este último, se obtiene con la siguiente fórmula:

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

Siendo:

I_1/I_d (adimensional) Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la Figura 22.

t (horas) Duración del aguacero. Para la obtención del factor F_a , se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$).

En cuanto al cálculo del tiempo de concentración (t_c), la norma

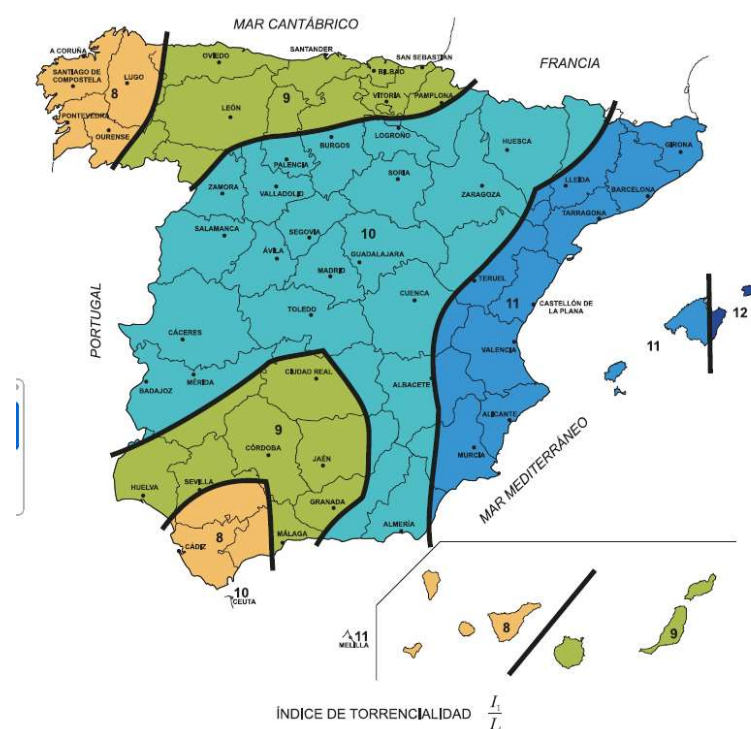


Figura 22. Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Fuente: NORMA 5.2-IC de la Instrucción de carreteras. Drenaje superficial

5.1.7 Tiempo de concentración

Tiempo de concentración t_c , es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe.

Para cuencas secundarias, el tiempo de concentración se debe determinar dividiendo el recorrido de la escorrentía en tramos de característica homogéneas inferiores a trescientos metros de longitud (300 m) y sumando los tiempos parciales obtenidos, distinguiendo entre:

- Flujo canalizado a través de cunetas u otros elementos de drenaje: se puede considerar régimen uniforme y aplicar la ecuación de Manning.
- Flujo difuso sobre el terreno:

$$t_{dif} = 2 \cdot L_{dif}^{0,408} \cdot n_{dif}^{0,312} \cdot J_{dif}^{-0,209}$$

Siendo:

t_{dif} (minutos) Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno.

n_{dif} (adimensional) Coeficiente de flujo difuso (tabla 2.1)

L_{dif} (m) Longitud de recorrido en flujo difuso

J_{dif} (adimensional) Pendiente media

Cobertura del terreno		n_{dif}
Pavimentado o revestido		0,015
	Sin vegetación	0,050
No pavimentado ni revestido	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

Figura 23. Valores del coeficiente de flujo difuso n_{dif} . Fuente: NORMA 5.2-IC de la Instrucción de carreteras. Drenaje superficial

Los valores adoptados se distinguen entre plataforma ferroviaria (vía en placa de hormigón), donde se considera como pavimentado, tomando $n_{dif}=0,015$, y vía en balasto, que se considera como no pavimentado sin vegetación, siendo $n_{dif}= 0,05$.

5.1.8 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad I (T, t_c) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca, es decir, la relación entre el volumen de escorrentía superficial y el de precipitación. Se determina con la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 & C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1 \right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11 \right)^2} \\ \text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 & C = 0 \end{aligned}$$

Siendo:

P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado.

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

P_0 (mm) Umbral de escorrentía.

Ya se han determinado los valores de P_d y K_A que se adoptan en los cálculos. En cuanto al valor del umbral de escorrentía P_0 , que representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía, se determina de la siguiente forma:

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

Siendo:

P_0^i (mm) Valor inicial del umbral de escorrentía.

β (adimensional) Coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

Para determinar P_0^i se consulta la tabla 2.3. de la norma 5.1-IC. En esta se distingue un valor inicial del umbral de escorrentía distinto, dependiendo de si se trata de red ferroviaria o de complejo ferroviario.

Por una parte, la plataforma ferroviaria presenta una geometría generalmente uniforme y claramente definida, con secciones tipo repetitivas, por lo que se considera un comportamiento hidrológico relativamente homogéneo. Por tanto, es un valor que se puede adoptar para las rampas de entrada, donde la entrada se produce por diferentes túneles separados, con plataformas de vía única o doble, y con características bastante homogéneas.

No obstante, los complejos ferroviarios al que se pueden asimilar las rampas de salida son instalaciones donde la infraestructura presenta una configuración significativamente más compleja, con múltiples vías, bifurcaciones y una plataforma de gran anchura, lo que implica una dinámica de escorrentía más dispersa. Por tanto, en las zonas calculadas (rampas de salida), se ha considerado $P_0^i = 5$, correspondiente a complejos ferroviarios en grupo de suelo C. El grupo hidrológico del suelo se ha determinado con la Figura 24 extraída de la norma 5.2-IC.

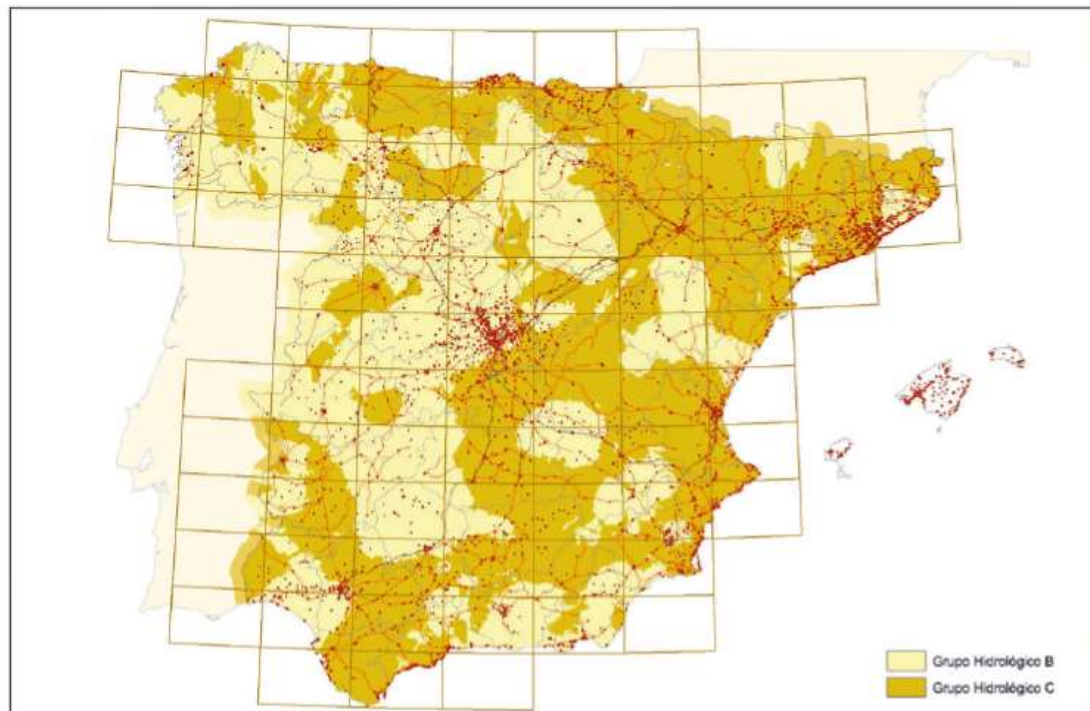


Figura 24. Mapa de grupos hidrológicos del suelo. Fuente: NORMA 5.2-IC de la Instrucción de carreteras. Drenaje superficial

Por otra parte, en cuanto al coeficiente corrector del umbral de escorrentía β , para drenaje de plataforma, Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

Siendo:

β_m (adimensional) Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

F_T (adimensional) Factor función del período de retorno T.

Estos valores se reflejan en la Figura 25 para la región 822 en la que nos encontramos.

Región	Valor medio, B_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del:			Periodo de retorno T (años), F_t						
		50%	67%	90%	2	5	10	25	50	100	500
		$\Delta 50$	$\Delta 67$	$\Delta 90$							
		0,25	0,35	0,60							
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,00	1,16	-	-	-

Figura 25. Tabla 2.5 de la norma 5.2 IC. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Valores correspondientes a calibraciones regionales

Por tanto, para un período de retorno T=10 años (luego se transformará a T=50años mediante el método para cuencas del Levante y Sureste peninsular), se obtiene $\beta=2,4$. Con este valor y con el valor inicial del umbral de escorrentía, se obtiene $P_0=12 \text{ mm}$, y se comprueba que $P_d \cdot K_A > P_0$, por lo que se debe aplicar la fórmula para obtener el coeficiente de escorrentía, obteniendo $C=0,71$ para todas las zonas calculadas.

5.1.9 Coeficiente de uniformidad

Este coeficiente, tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación y se calcula a través de la siguiente expresión:

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

Siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca.

En cuanto al cálculo para periodos de retorno superiores a 25 años, en las cuencas del Levante y Sureste peninsular, como es este caso, se debe estar a lo especificado en el apartado 2.3. En este se establece que, para un periodo de retorno T, el caudal máximo anual se determina aplicando la siguiente fórmula:

$$Q_T = \phi \cdot Q_{10}^\lambda$$

Siendo:

Q_{10} (m3/s) el caudal máximo anual correspondiente al período de retorno de diez años en el punto de desagüe de la cuenca, calculado mediante el método racional.

ϕ (adimensional) Coeficiente propio de la región y del período de retorno considerado

λ (adimensional) Exponente propio de la región y del período de retorno considerado

Los valores de los coeficientes, para la región 822, pueden verse en la Figura 26:

Regiones 821 y 822				
Periodo de retorno, T (años)	50	100	200	500
ϕ	3,0	4,0	6,5	10,4
λ	1,07	1,10	1,10	1,07

Figura 26. Parámetros para el cálculo en cuencas pequeñas del levante y sureste peninsular (T > 25 años). Fuente: NORMA 5.2-IC de la Instrucción de carreteras. Drenaje superficial

Por lo que se tomará $\phi=3$ y $\lambda=1,07$.

5.1.10 Caudales obtenidos

En ambas rampas, para el cálculo de los caudales de diseño, se ha tomado la pendiente y la longitud en el sentido longitudinal. Más adelante se hará una comparación respecto a tomar la pendiente y longitud medias, entre los valores en longitudinal y transversal. Por otra parte, las cuencas empleadas para el cálculo de los caudales se representan en los planos.

Además, hay que tener en cuenta que La norma NAP 2-3-1.0. Túneles indica que, de forma general, el diseño de trazado y del drenaje procurará que las aguas de escorrentía superficial no accedan al interior de los túneles, evacuando por gravedad dichos caudales. Como se verá, se ha comprobado que en la rampa 2 es posible evacuar parte de este caudal por gravedad, mientras que en la rampa 1 no se ha visto viable. Por ello, en la rampa 2 aparece un caudal que se desvía directamente al colector y en próximos apartados se estudiará la viabilidad de dicho cruce.

Caudales en Rampa 1

Cuencas	Ldif (m)	Jdif (m/m)	Tdif (min)	Tc= Duración aguacero (h)	Fa=Fint	Superficie (m2)	IT (mm/h)	Caudal de avenida para T10 (l/s) Q10	Caudal de avenida para T 50 (l/s) Q50
29-1	48	0,69%	10,65	0,18	28,80	254	160,82	8,09	28,08
29-2	50	2,56%	8,23	0,14	32,80	265	183,11	9,59	33,68
29-3	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	374	183,77	13,58	48,88
29-4	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	372	183,75	13,50	48,60
29-5	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	273	183,78	9,91	34,91
29-6	50	2,65%	8,18	0,14	32,91	268	183,72	9,73	34,21
29-7	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	552	183,78	20,04	74,15
29-8	31,2	1,42%	7,69	0,13	33,91	615	189,34	22,99	85,90
47-1	48	0,69%	10,65	0,18	28,80	388	160,82	12,35	44,19
47-2	50	2,56%	8,23	0,14	32,80	405	183,11	14,65	53,03
47-3	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	405	183,77	14,70	53,23
47-4	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	405	183,75	14,70	53,23
47-5	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	405	183,78	14,70	53,24
47-6	50	2,65%	8,18	0,14	32,91	402	183,72	14,59	52,80
47-7	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	409	183,78	14,85	53,80
47-8	31,2	1,42%	7,69	0,13	33,91	246	189,34	9,20	32,22
48-1	48	0,69%	10,65	0,18	28,80	254	160,82	8,09	28,08
48-2	50	2,56%	8,23	0,14	32,80	264	183,11	9,55	33,55
48-3	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	267	183,77	9,69	34,09
48-4	50	2,65%	8,17	0,14	32,91	260	183,75	9,44	33,13
48-5	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	273	183,78	9,91	34,91
48-6	50	2,65%	8,18	0,14	32,91	306	183,72	11,10	39,43
48-7	50	2,65%	8,17	0,14	32,92	544	183,78	19,75	73,00
48-8	31,2	1,42%	7,69	0,13	33,91	226	189,34	8,45	29,43

Figura 27. Caudales de diseño en la Rampa 1. Fuente: elaboración propia

Caudales en Rampa 2

Como se ha visto, se debe tratar de evacuar la mayor parte posible del caudal por gravedad. Por tanto, para tratar de evitar llevar todo el caudal de la rampa al pozo de bombeo, se ha decidido realzar un cruce en la parte alta de la rampa para evacuar por gravedad parte del caudal de escorrentía. Este cruce conecta con el colector que conduce la escorrentía de la zona de andenes de la estación, el cual discurre en paralelo a las pantallas por fuera de las mismas y conecta con el Colector Sur (Figura 28). En el apartado 5.4 se comprueba la viabilidad de este cruce.

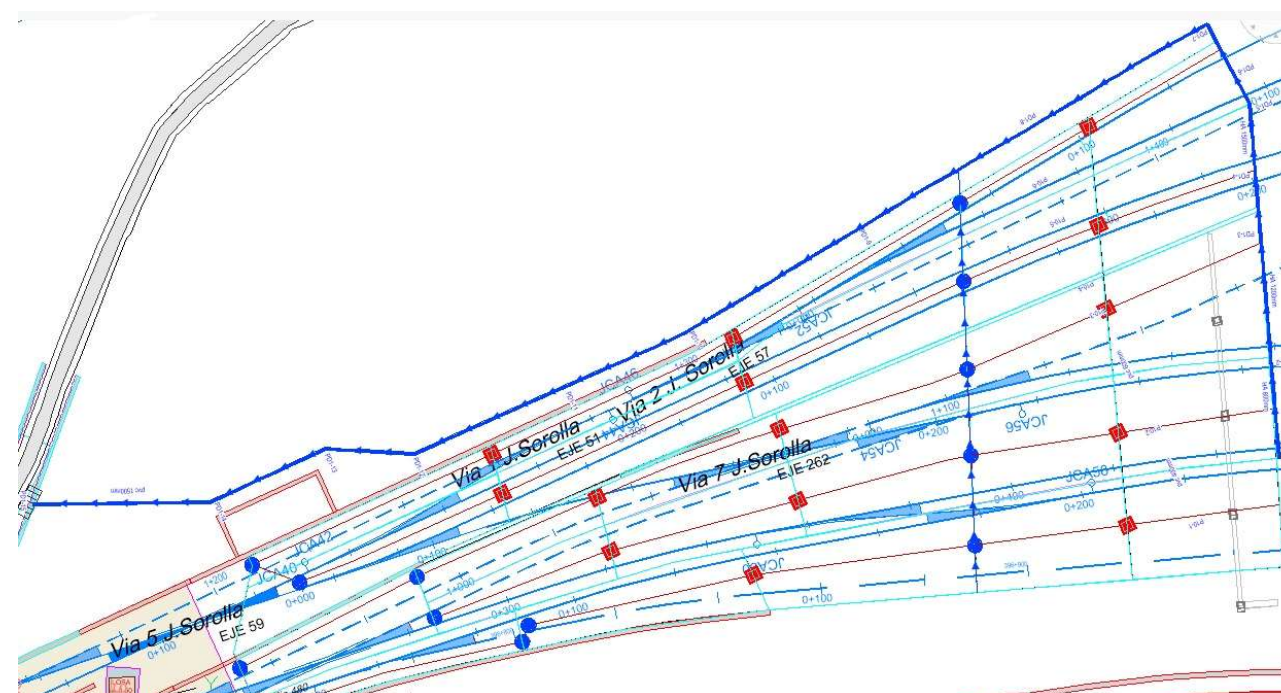


Figura 28. Cruce de colector en rampa 2. Fuente: elaboración propia

Teniendo esto en cuenta, los caudales calculados por subcuencas son los siguientes:

Cuencas	Ldif (m)	Jdif (m/m)	Tdif (min)	Tc= Duración aguacero (h)	Fa=Fint	Superficie (m2)	IT (mm/h)	Caudal de avenida para T10 (l/s) Q10	Caudal de avenida para T 50 (l/s) Q50
B46-1 (COL)	30	0,72%	8,72	0,15	31,86	374	177,89	13,15	47,24
B46-2 (COL)	29	0,72%	8,60	0,14	32,08	253	179,11	8,95	31,32
B46-3	50	3,30%	7,81	0,13	33,67	284	187,97	10,54	37,29
B46-4	50	3,30%	7,81	0,13	33,67	275	187,97	10,21	36,03
B46-5	50	3,30%	7,81	0,13	33,67	273	187,97	10,13	35,75
B45-1 (COL)	32	0,72%	8,95	0,15	31,45	602	175,58	20,89	77,54
B45-2 (COL)	28	0,72%	8,48	0,14	32,31	490	180,38	17,46	64,00
B45-3	47	3,30%	7,61	0,13	34,09	695	190,31	26,11	98,44
B45-4	50	3,30%	7,81	0,13	33,67	536	187,97	19,90	73,58

B45-5	55	3,30%	8,11	0,14	33,03	480	184,41	17,48	64,08
B-44-1 (COL)	32	0,72%	8,95	0,15	31,45	717	175,58	24,88	93,49
B-44-2 (COL)	30	0,72%	8,72	0,15	31,86	458	177,89	16,10	58,67
B-44-3	38	3,30%	6,99	0,12	35,56	434	198,53	17,00	62,19
B-44-4	38	3,30%	6,99	0,12	35,56	312	198,53	12,22	43,69
B-44-5	38	3,30%	6,99	0,12	35,56	254	198,53	9,95	35,06
B-44-6	39	3,30%	7,06	0,12	35,37	307	197,51	11,97	42,71
B43-1 (COL)	30	0,72%	8,72	0,15	31,86	595	177,89	20,92	77,63
B43-2 (COL)	29	0,72%	8,60	0,14	32,08	555	179,11	19,64	72,59
B43-3	35	3,30%	6,76	0,11	36,14	578	201,78	23,01	85,97
B43-4	37	3,30%	6,91	0,12	35,75	460	199,58	18,11	66,56
B43-5	37	3,30%	6,91	0,12	35,75	319	199,58	12,56	44,99
B42-1 (COL)	30	0,72%	8,72	0,15	31,86	608	177,89	21,37	79,45
B42-2 (COL)	30	0,72%	8,72	0,15	31,86	545	177,89	19,16	70,67
B42-3	43	3,30%	7,34	0,12	34,70	630	193,72	24,09	90,30
B42-4	46	3,30%	7,55	0,13	34,23	482	191,13	18,19	66,85
B42-5	52	3,30%	7,93	0,13	33,40	269	186,50	9,91	34,90
A colector	60	0,72%	11,55	0,19	27,63	5.197	154,26	158,85	679,47
A pozo	149	3,30%	12,15	0,20	26,92	6.588	150,33	196,35	852,43

Figura 29. Caudales de diseño en la Rampa 2. Fuente: elaboración propia

5.2 Dimensionamiento del drenaje longitudinal

En este apartado se determinarán los diámetros necesarios de los tubos dren y los colectores para evacuar el agua de escorrentía recogida en las rampas.

Cabe destacar que la sección en ambas rampas será de sección tipo vía en balasto al igual que en proyecto, como las que se han visto en la Figura 5, Figura 6 y Figura 7.

En cuanto a la red de drenaje a disponer en el túnel, desde que finaliza la rampa hasta la conexión con el pozo de bombeo, la norma NAP 2-3-1.0. Túneles indica los siguientes criterios a seguir:

- En vía en balasto, el drenaje unitario se basará en tubos de dren envueltos en geotextil para los colectores unitarios de diámetro mínimo 30cm.
- Al tratarse de vía en balasto, la red de caces [...] cada 50m estará conectada al colector unitario mediante arquetas.
- Se recomienda que las pendientes de los caces y colectores sean superiores al 1% y nunca inferiores al 0,5%

Basándose en estos criterios, se ha decidido disponer de tubos dren envueltos en geotextil en los puntos bajos que forman las pendientes transversales del subbalasto, conectados cada 50 metros

a colectores tipo Rib Bloc mediante arquetas. Dentro del túnel, hasta la llegada al pozo, estos colectores llevan el caudal recogido de la escorrentía, por lo que se cumple el diámetro mínimo de 30cm, como se verá a continuación.

Tanto los tubos dren como los colectores tipo Rib Bloc son de PVC, por lo que el coeficiente de rugosidad para el cálculo de los mismos se establece en 0,01. Esto cambia respecto al proyecto, ya que en el mismo se proyectaban colectores de hormigón armado. Más adelante, se realizará una comparación entre los resultados de los diámetros obtenidos empleando ambos materiales.

Cabe destacar que el valor del coeficiente de rugosidad se ha determinado tomando un valor medio respecto al que se indica en la tabla 3.1. de la Norma 5.2-IC, en la cual se da un rango de entre 0,008 y 0,013 para los tubos de materiales poliméricos.

Una vez calculados los tubos, se comprobará que la velocidad en los mismos bajo el caudal de diseño es superior a 0,6m/s para evitar sedimentación, e inferior a 6m/s para evitar desgaste excesivo de la tubería, los cuales se suponen unos valores razonables para conductos de PVC.

Por otra parte, cabe destacar que en ambas rampas el drenaje se compone de un tubo dren conectado a un colector cada aproximadamente 50m. Sin embargo, debido a que en la rampa 2 hay diversas bifurcaciones, se deben realizar una serie de cruces del colector, como se ve en los planos adjuntos. Estos colectores también se diseñan en los cálculos.

5.2.1 Procedimiento de cálculo del diámetro óptimo

En cuanto a la forma de dimensionar los elementos de drenaje, se han diseñado estando la sección parcialmente llena, concretamente al 85%. De esta forma se queda del lado de la seguridad dejando cierto resguardo.

Para calcular bajo este criterio, en primer lugar, se ha calculado la relación entre el caudal con la sección llena y el caudal con la sección parcialmente llena al 85%. El caudal con la sección llena se calcula de forma inmediata aplicando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Siendo:

- Q = caudal [m^3/s]
- n = coeficiente de rugosidad de Manning [$s/m^{1/3}$]
- R = radio hidráulico= A/P [m]
- P = perímetro mojado [m]
- A = área de la sección mojada [m^2]
- S = pendiente de la línea de energía $\approx$ pendiente del tubo [m/m]

Por otra parte, para el cálculo de la sección parcialmente llena, se ha resuelto por trigonometría basándose en la Figura 30.

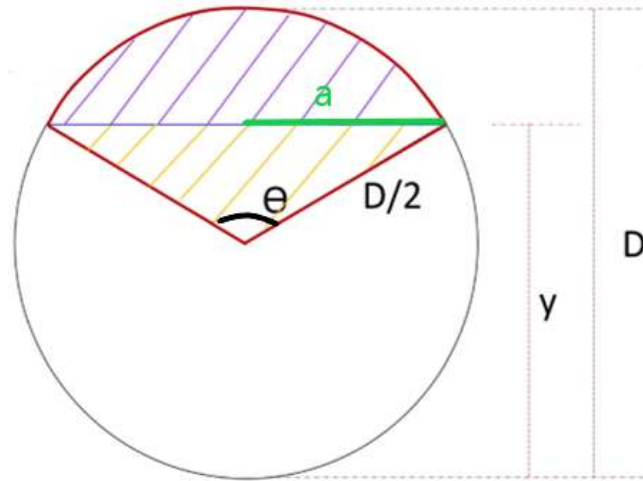


Figura 30. Esquema para el cálculo de la sección parcialmente llena. Fuente: elaboración propia

Para ello, se ha deducido que el ángulo es igual a:

$$\theta = 2 * \arccos\left(\frac{y - R}{y}\right)$$

Por otra parte, se ha calculado el área vacía (zona sombreada en morado), restando el área del triángulo amarillo a toda la zona dentro de la línea roja. Para ello el área del triángulo amarillo se ha deducido por trigonometría obteniendo:

$$A, \text{ triángulo} = \frac{R^2}{2} * \sin(\theta)$$

Luego, el área dentro de la línea roja se ha deducido por regla de tres, considerando que si el área total corresponde a $\pi * R^2$ con un ángulo total de 2π , el área parcial del ángulo θ se obtiene como:

$$\text{Área}(\theta) = \frac{\pi * R^2 * \theta}{2 * \pi} = \frac{R^2 * \theta}{2}$$

Con todo se tiene que el área vacía y el área llena se obtienen de la siguiente forma:

$$A, \text{ vacía} = \frac{R^2 * \theta}{2} - \frac{R^2}{2} * \sin(\theta) = \frac{R^2}{2} * (\theta - \sin(\theta))$$

$$A, \text{ llena} = A, \text{ tot} - A, \text{ vacía} = \pi * R^2 - \frac{R^2}{2} * (\theta - \sin(\theta))$$

Siguiendo este procedimiento, se ha determinado que para un porcentaje de llenado del 85%, la relación entre el caudal con la sección al 85% y el caudal con la sección llena es:

$$\alpha = \frac{Q, 85\%}{Q, \text{ llena}} = 1,03$$

Con esta relación se ha podido obtener directamente el diámetro óptimo en función del caudal que debe transportar. Sustituyendo en la fórmula de Manning la fórmula del área en función del diámetro y teniendo en cuenta que:

$$R = \frac{A}{P}; P = \pi * D \rightarrow R = \frac{\pi * D^2}{\pi * D} = \frac{D}{4}$$

Se tiene que el caudal con la sección al 85% es:

$$Q, 85\% = Q, \text{ llena} * \alpha = \frac{1}{n} * \left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * \alpha = \frac{1}{n} * \pi * D^{8/3} * \frac{1}{5} * S^{\frac{1}{2}} * \alpha$$

Despejando el diámetro de esta fórmula se tiene que el diámetro óptimo es:

$$\Phi, \text{ opt} = \left(\frac{Q * n * 4^{\frac{5}{3}}}{\pi * \alpha * S^{\frac{1}{2}}}\right)^{3/8}$$

Aplicando esta fórmula, se han obtenido los diámetros óptimos para la rampa 1 que se muestran en la Figura 31. Cabe destacar que, dado que el colector recoge la escorrentía que lleva el tubo dren en su tramo anterior, hay un desfase entre ambos en la tabla. Por esta misma razón, el último tramo de colector calculado que recoge escorrentía discurre dentro del túnel.

5.2.2 Diámetros óptimos obtenidos en Rampa 1

Pozo inicial	Pozo fin	Caudal de avenida para T 50 (m3/s) Q50	n (PVC)	Q,real/ Q,lleno	J (m/m)	Φ,óptimo. Tubo Dren (m)	Q,col T50 (m3/s) Q50	Φ,óptimo. Colector (m)
P29-0	P29-1	0,03	0,01	1,03	0,69%	0,18		
P29-1	P29-2	0,03	0,01	1,03	2,56%	0,15	0,03	0,14
P29-2	P29-3	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,17	0,06	0,19
P29-3	P29-4	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,17	0,11	0,24
P29-4	P29-5	0,03	0,01	1,03	2,65%	0,15	0,16	0,27
P29-5	P29-6	0,03	0,01	1,03	2,65%	0,15	0,19	0,29
P29-6	P29-7	0,07	0,01	1,03	2,65%	0,20	0,23	0,31
P29-7	P29-8	0,09	0,01	1,03	1,42%	0,24	0,30	0,39
P29-8	PT29-9						0,39	0,52
P47-0	P47-1	0,04	0,01	1,03	0,69%	0,21		
P47-1	P47-2	0,05	0,01	1,03	2,56%	0,18	0,04	0,17
P47-2	P47-3	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,18	0,10	0,22
P47-3	P47-4	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,18	0,15	0,26
P47-4	P47-5	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,18	0,20	0,30
P47-5	P47-6	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,18	0,26	0,32
P47-6	P47-7	0,05	0,01	1,03	2,65%	0,18	0,31	0,35
P47-7	P47-8	0,03	0,01	1,03	1,42%	0,17	0,36	0,41
P47-8	PT47-9						0,40	0,52
P48-0	P48-1	0,03	0,01	1,03	0,69%	0,18		
P48-1	P48-2	0,03	0,01	1,03	2,56%	0,15	0,03	0,14
P48-2	P48-3	0,03	0,01	1,03	2,65%	0,15	0,06	0,19
P48-3	P48-4	0,03	0,01	1,03	2,65%	0,15	0,10	0,22

P48-4	P48-5	0,03	0,01	1,03	2,65%	0,15	0,13	0,25
P48-5	P48-6	0,04	0,01	1,03	2,65%	0,16	0,16	0,27
P48-6	P48-7	0,07	0,01	1,03	2,65%	0,20	0,20	0,30
P48-7	P48-8	0,03	0,01	1,03	1,42%	0,16	0,28	0,37
P48-8	PT48-9						0,31	0,47

Figura 31. Diámetros óptimos de tubo dren y colector en Rampa 1. Fuente: elaboración propia

P42-4	PB4-1	0,03	0,01	1,03	3,30%	0,15
-------	-------	------	------	------	-------	------

Figura 32. Diámetro óptimo de los tubos dren en la Rampa 2. Fuente: elaboración propia

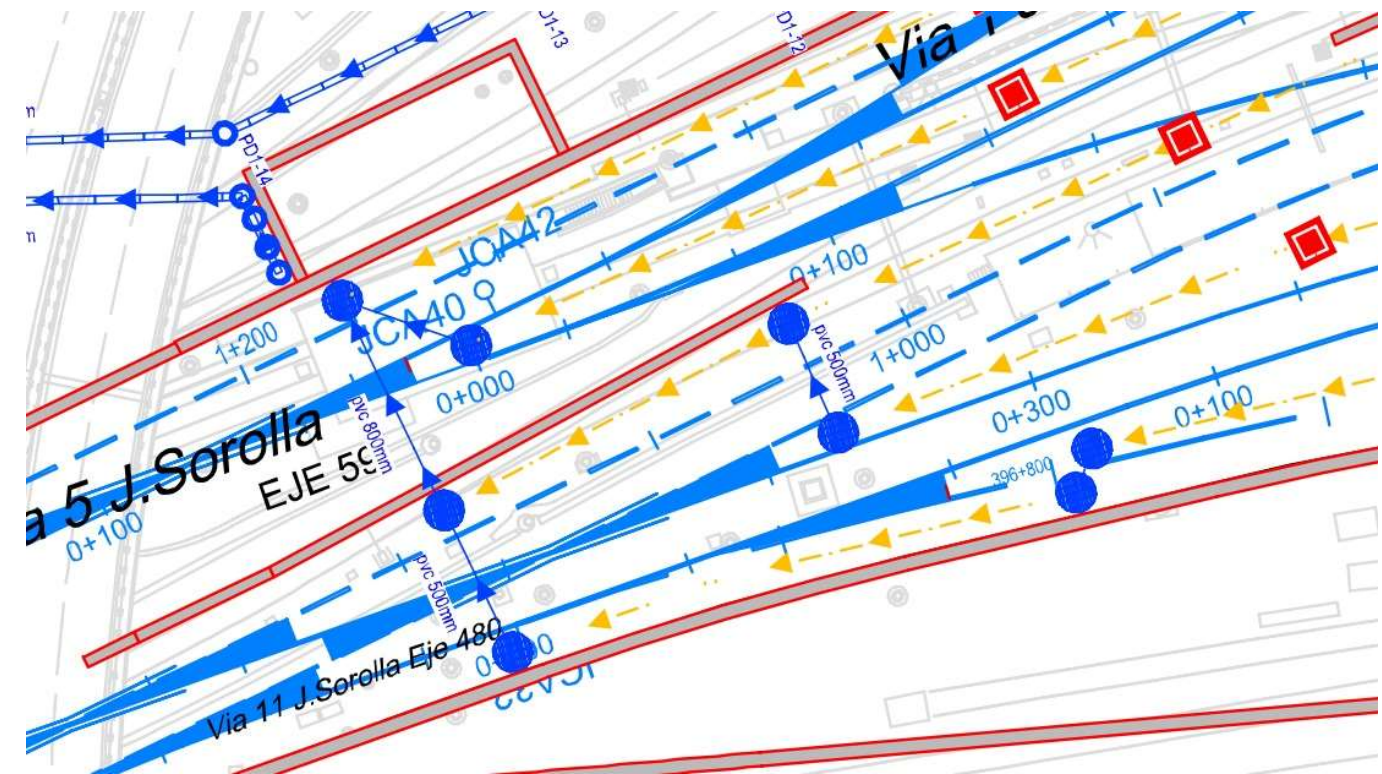


Figura 33. Detalle de cruces de colectores en Rampa 2. Fuente: elaboración propia

5.2.3 Diámetros óptimos obtenidos en Rampa 2

Por la misma razón que en la rampa 1, en la rampa 2 hay un desfase entre el tubo dren y el colector. En este caso, el último tramo de colector desagua en el pozo que conecta con el pozo de bombeo 4. Además, dado que en esta rampa hay varias bifurcaciones de los ejes, se deben realizar una serie de cruces como se ve en la Figura 33.

Tanto en los colectores de cruce como en los colectores que conectan con el pozo de bombeo, se han seguido las recomendaciones de la NAP 2-3-1.0 y se han dispuesto con pendientes del 1% Teniendo esto en cuenta, se obtienen los diámetros óptimos de la Figura 32 y de la Figura 34.

Pozo inicial	Pozo fin	Caudal de avenida para T 50 (m3/s) Q50	n (PVC)	Q,real/ Q,lleno	J (m/m)	Φ,óptimo. Tubo Dren (m)
P46-0	P46-1	0,05	0,01	1,03	0,72%	0,22
P46-1	P46-2	0,03	0,01	1,03	0,72%	0,19
P46-2	P46-3	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,15
P46-3	P46-4	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,15
P46-4	PB4-3	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,15
P45-0	P45-1	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,26
P45-1	P45-2	0,06	0,01	1,03	0,72%	0,24
P45-2	P45-3	0,10	0,01	1,03	3,30%	0,22
P45-3	P45-4	0,07	0,01	1,03	3,30%	0,19
P45-4	P45-5	0,06	0,01	1,03	3,30%	0,18
P44-0	P44-1	0,09	0,01	1,03	0,72%	0,28
P44-1	P44-2	0,06	0,01	1,03	0,72%	0,24
P44-2	P44-3	0,06	0,01	1,03	3,30%	0,18
P44-3	P44-4	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,16
P44-4	P44-5	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,15
P44-5	PB4-2	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,16
P43-0	P43-1	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,26
P43-1	P43-2	0,07	0,01	1,03	0,72%	0,26
P43-2	P43-3	0,09	0,01	1,03	3,30%	0,21
P43-3	P43-4	0,07	0,01	1,03	3,30%	0,19
P43-4	P43-5	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,16
P42-0	P42-1	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,27
P42-1	P42-2	0,07	0,01	1,03	0,72%	0,25
P42-2	P42-3	0,09	0,01	1,03	3,30%	0,21
P42-3	P42-4	0,07	0,01	1,03	3,30%	0,19

Pozo inicial	Pozo fin	Q,colector	n (PVC)	Q,real/Q,lleno	J (m/m)	Φ,óptimo (m)	
P46-1	P46-2	0,05	0,01	1,03	0,72%	0,22	
P46-2	P46-3	-	-	-	-	-	
P46-3	P46-4	0,04	0,01	1,03	3,30%	0,15	
P46-4	PB4-3	0,07	0,01	1,03	3,30%	0,19	
PB4-3	Pozo 4	0,92	0,01	1,03	1,00%	0,63	Col a pozo
P45-1	P45-2	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,26	
P45-2	P45-3	-	-	-	-	-	
P45-3	P45-4	0,10	0,01	1,03	3,30%	0,22	
P45-4	P45-5	0,17	0,01	1,03	3,30%	0,27	
P45-5	PB4-3	0,24	0,01	1,03	1,00%	0,38	Cruce
P44-1	P44-2	0,09	0,01	1,03	0,72%	0,28	
P44-2	P44-3	-	-	-	-	-	
P44-3	P44-4	0,06	0,01	1,03	3,30%	0,18	
P44-4	P44-5	0,11	0,01	1,03	3,30%	0,22	
P44-5	PB4-2	0,34	0,01	1,03	3,30%	0,34	
PB4-2	PB4-3	0,57	0,01	1,03	1,00%	0,52	Col a pozo
P43-1	P43-2	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,26	
P43-2	P43-3	-	-	-	-	-	
P43-3	P43-4	0,09	0,01	1,03	3,30%	0,21	

P43-4	P43-5	0,15	0,01	1,03	3,30%	0,25	
P43-5	P44-5	0,20	0,01	1,03	1,00%	0,35	Cruce
P42-1	P42-2	0,08	0,01	1,03	0,72%	0,27	
P42-2	P42-3	-	-	-	-	-	
P42-3	P42-4	0,09	0,01	1,03	3,30%	0,21	
P42-4	P42-4bis	0,16	0,01	1,03	1,00%	0,32	Cruce
P42-4bis	PB4-1	0,16	0,01	1,03	3,30%	0,26	
PB4-1	PB4-2	0,19	0,01	1,03	1,00%	0,35	Col a pozo

Figura 34. Diámetro óptimo de los colectores en la Rampa 2. Fuente: elaboración propia

Luego, para determinar los diámetros a disponer se han consultado prontuarios de tubos dren y colectores tipo Rib Bloc, obteniendo los siguientes diámetros comerciales a disponer, tomando el diámetro inmediatamente superior al óptimo. Además, se ha obtenido la capacidad hidráulica de estas conducciones llenas al 85% y la velocidad del flujo, comprobando que se encuentra entre los límites antes mencionados:

5.2.4 Tubos a disponer en Rampa 1

Pozo inicial	Pozo fin	Caudal de avenida para T 50 (m3/s) Q50	Φ , óptimo. Tubo Dren (m)	Φ , INT (m)	Φ , EXT (m) = DN (m)	Qch (capacidad hidráulica) (m3/s)	V (m/s)	Comprobación, V
P29-0	P29-1	0,03	0,18	0,22	0,25	0,047	0,82	cumple
P29-1	P29-2	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,56	cumple
P29-2	P29-3	0,05	0,17	0,174	0,2	0,049	2,27	cumple
P29-3	P29-4	0,05	0,17	0,174	0,2	0,049	2,26	cumple
P29-4	P29-5	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,62	cumple
P29-5	P29-6	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,59	cumple
P29-6	P29-7	0,07	0,20	0,22	0,25	0,092	2,15	cumple
P29-7	P29-8	0,09	0,24	0,275	0,315	0,122	1,60	cumple
P47-0	P47-1	0,04	0,21	0,22	0,25	0,047	1,28	cumple
P47-1	P47-2	0,05	0,18	0,22	0,25	0,091	1,54	cumple
P47-2	P47-3	0,05	0,18	0,22	0,25	0,092	1,55	cumple
P47-3	P47-4	0,05	0,18	0,22	0,25	0,092	1,55	cumple
P47-4	P47-5	0,05	0,18	0,22	0,25	0,092	1,55	cumple
P47-5	P47-6	0,05	0,18	0,22	0,25	0,092	1,53	cumple
P47-6	P47-7	0,05	0,18	0,22	0,25	0,092	1,56	cumple
P47-7	P47-8	0,03	0,17	0,174	0,2	0,036	1,50	cumple
P48-0	P48-1	0,03	0,18	0,22	0,25	0,047	0,82	cumple
P48-1	P48-2	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,56	cumple
P48-2	P48-3	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,58	cumple
P48-3	P48-4	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,54	cumple
P48-4	P48-5	0,03	0,15	0,174	0,2	0,049	1,62	cumple
P48-5	P48-6	0,04	0,16	0,174	0,2	0,049	1,83	cumple
P48-6	P48-7	0,07	0,20	0,22	0,25	0,092	2,12	cumple
P48-7	P48-8	0,03	0,16	0,174	0,2	0,036	1,37	cumple

Figura 35. Diámetros a disponer de tubo dren en Rampa 1. Fuente: elaboración propia

Pozo inicial	Pozo fin	Q,colector (m3/s)	Φ , óptimo. Colector (m)	Φ , INT (m) =DN(m)	Qch (capacidad hidráulica) (m3/s)	V (m/s)	Comprobación, V
P29-1	P29-2	0,03	0,14	0,2	0,070	0,99	cumple
P29-2	P29-3	0,06	0,19	0,2	0,072	2,17	cumple
P29-3	P29-4	0,11	0,24	0,3	0,211	1,73	cumple
P29-4	P29-5	0,16	0,27	0,3	0,211	2,49	cumple
P29-5	P29-6	0,19	0,29	0,3	0,211	3,03	cumple
P29-6	P29-7	0,23	0,31	0,4	0,454	2,01	cumple
P29-7	P29-8	0,30	0,39	0,4	0,332	2,66	cumple
P29-8	PT29-9	0,39	0,52	0,6	0,582	1,52	cumple
P47-1	P47-2	0,04	0,17	0,2	0,070	1,55	cumple
P47-2	P47-3	0,10	0,22	0,3	0,211	1,52	cumple
P47-3	P47-4	0,15	0,26	0,3	0,211	2,35	cumple
P47-4	P47-5	0,20	0,30	0,3	0,211	3,18	cumple
P47-5	P47-6	0,26	0,32	0,4	0,454	2,26	cumple
P47-6	P47-7	0,31	0,35	0,4	0,454	2,72	cumple
P47-7	P47-8	0,36	0,41	0,5	0,603	2,04	cumple
P47-8	PT47-9	0,40	0,52	0,6	0,582	1,54	cumple
P48-1	P48-2	0,03	0,14	0,2	0,070	0,99	cumple
P48-2	P48-3	0,06	0,19	0,2	0,072	2,17	cumple
P48-3	P48-4	0,10	0,22	0,3	0,211	1,49	cumple
P48-4	P48-5	0,13	0,25	0,3	0,211	2,01	cumple
P48-5	P48-6	0,16	0,27	0,3	0,211	2,56	cumple
P48-6	P48-7	0,20	0,30	0,3	0,211	3,17	cumple
P48-7	P48-8	0,28	0,37	0,4	0,332	2,43	cumple
P48-8	PT48-9	0,31	0,47	0,5	0,358	1,72	cumple

Figura 36. Diámetros a disponer de colector en Rampa 1. Fuente: elaboración propia

5.2.5 Tubos a disponer en Rampa 2

Pozo inicial	Pozo fin	Caudal de avenida para T 50 (m3/s) Q50	Φ , óptimo. Tubo Dren (m)	Φ , INT (m)	Φ , EXT (m) = DN (m)	Qch (capacidad hidráulica) (m3/s)	V (m/s)	Comprobación, V
P46-0	P46-1	0,05	0,22	0,22	0,25	0,05	1,37	cumple
P46-1	P46-2	0,03	0,19	0,22	0,25	0,05	0,91	cumple
P46-2	P46-3	0,04	0,15	0,174	0,2	0,06	1,73	cumple
P46-3	P46-4	0,04	0,15	0,174	0,2	0,06	1,67	cumple
P46-4	PB4-3	0,04	0,15	0,174	0,2	0,06	1,66	cumple
P45-0	P45-1	0,08	0,26	0,275	0,315	0,09	1,44	cumple
P45-1	P45-2	0,06	0,24	0,275	0,315	0,09	1,19	cumple
P45-2	P45-3	0,10	0,22	0,22	0,25	0,10	2,86	cumple
P45-3	P45-4	0,07	0,19	0,22	0,25	0,10	2,14	cumple
P45-4	P45-5	0,06	0,18	0,22	0,25	0,10	1,86	cumple
P44-0	P44-1	0,09	0,28	0,348	0,4	0,16	1,08	cumple
P44-1	P44-2	0,06	0,24	0,275	0,315	0,09	1,09	cumple

P44-2	P44-3	0,06	0,18	0,22	0,25	0,10	1,81	cumple
P44-3	P44-4	0,04	0,16	0,174	0,2	0,06	2,03	cumple
P44-4	P44-5	0,04	0,15	0,174	0,2	0,06	1,63	cumple
P44-5	PB4-2	0,04	0,16	0,174	0,2	0,06	1,98	cumple
P43-0	P43-1	0,08	0,26	0,275	0,315	0,09	1,44	cumple
P43-1	P43-2	0,07	0,26	0,275	0,315	0,09	1,35	cumple
P43-2	P43-3	0,09	0,21	0,22	0,25	0,10	2,50	cumple
P43-3	P43-4	0,07	0,19	0,22	0,25	0,10	1,93	cumple
P43-4	P43-5	0,04	0,16	0,174	0,2	0,06	2,09	cumple
P42-0	P42-1	0,08	0,27	0,275	0,315	0,09	1,48	cumple
P42-1	P42-2	0,07	0,25	0,275	0,315	0,09	1,31	cumple
P42-2	P42-3	0,09	0,21	0,22	0,25	0,10	2,62	cumple
P42-3	P42-4	0,07	0,19	0,22	0,25	0,10	1,94	cumple
P42-4	PB4-1	0,03	0,15	0,174	0,2	0,06	1,62	cumple

Figura 37. Diámetros a disponer de tubo dren en Rampa 2. Fuente: elaboración propia

Pozo inicial	Pozo fin	Q,colector (m3/s)	Φ,óptimo. Colector (m)	Φ, INT (m) =DN(m)	Qch (capacidad hidráulica) (m3/s)	V (m/s)	Comprobación, V	
P46-1	P46-2	0,05	0,22	0,3	0,07	0,74	cumple	
P46-2	P46-3	-	-	-	-	-	-	
P46-3	P46-4	0,04	0,15	0,2	0,05	1,31	cumple	
P46-4	PB4-3	0,07	0,19	0,2	0,05	2,58	cumple	
PB4-3	Pozo 4	0,92	0,63	0,7	0,70	2,63	cumple	Col a pozo
P45-1	P45-2	0,08	0,26	0,3	0,07	1,21	cumple	
P45-2	P45-3	-	-	-	-	-	-	
P45-3	P45-4	0,10	0,22	0,3	0,06	1,54	cumple	
P45-4	P45-5	0,17	0,27	0,3	0,01	2,69	cumple	
P45-5	PB4-3	0,24	0,38	0,4	0,16	2,07	cumple	Cruce
P44-1	P44-2	0,09	0,28	0,3	0,07	1,46	cumple	
P44-2	P44-3	-	-	-	-	-	-	
P44-3	P44-4	0,06	0,18	0,2	0,05	2,19	cumple	
P44-4	P44-5	0,11	0,22	0,3	0,16	1,65	cumple	
P44-5	PB4-2	0,34	0,34	0,4	0,34	2,97	cumple	
PB4-2	PB4-3	0,57	0,52	0,6	0,47	2,24	cumple	Col a pozo
P43-1	P43-2	0,08	0,26	0,3	0,06	1,21	cumple	
P43-2	P43-3	-	-	-	-	-	-	
P43-3	P43-4	0,09	0,21	0,3	0,16	1,34	cumple	
P43-4	P43-5	0,15	0,25	0,3	0,16	2,38	cumple	
P43-5	P44-5	0,20	0,35	0,4	0,16	1,73	cumple	Cruce
P42-1	P42-2	0,08	0,27	0,3	0,07	1,24	cumple	
P42-2	P42-3	-	-	-	-	-	-	
P42-3	P42-4	0,09	0,21	0,3	0,16	1,41	cumple	
P42-4	P42-4bis	0,16	0,32	0,4	0,34	1,38	cumple	Cruce

P42-4bis	PB4-1	0,16	0,26	0,3	0,06	2,45	cumple	
PB4-1	PB4-2	0,19	0,35	0,4	0,03	1,69	cumple	Col a pozo

Figura 38. Diámetros a disponer de colector en Rampa 2. Fuente: elaboración propia

5.3 Evacuación de escorrentía por gravedad

Como se ha visto, se debe tratar de evacuar la mayor parte del caudal posible por gravedad. En este apartado se estudia la viabilidad de realizar conexiones por gravedad en ambas rampas, evacuando parte de la escorrentía sin necesidad de llegar a los pozos de bombeo.

5.3.1 Viabilidad en la Rampa 1

En cuanto a la rampa 1, se ha determinado que no es técnicamente posible realizar este cruce. Por una parte, cabe tener en cuenta que la conexión al saneamiento se debería hacer en el Colector Sur, el cual se encuentra aproximadamente en el PK 1+640 del eje 28 y tiene una cota de solera de +3,2m. En el perfil longitudinal se ha trazado una línea desde este PK y a esta cota con una pendiente del 0,5% (pendiente mínima en colectores), cuyo trazado intercepta con el colector de la rampa en el PK1+950. Al dibujar el posible trazado de este colector se visualiza que interceptaría, o bien a los túneles que se prevén en futuro proyecto de la Estación Central, o bien a los túneles que se prevén en el proyecto actual (Figura 39).

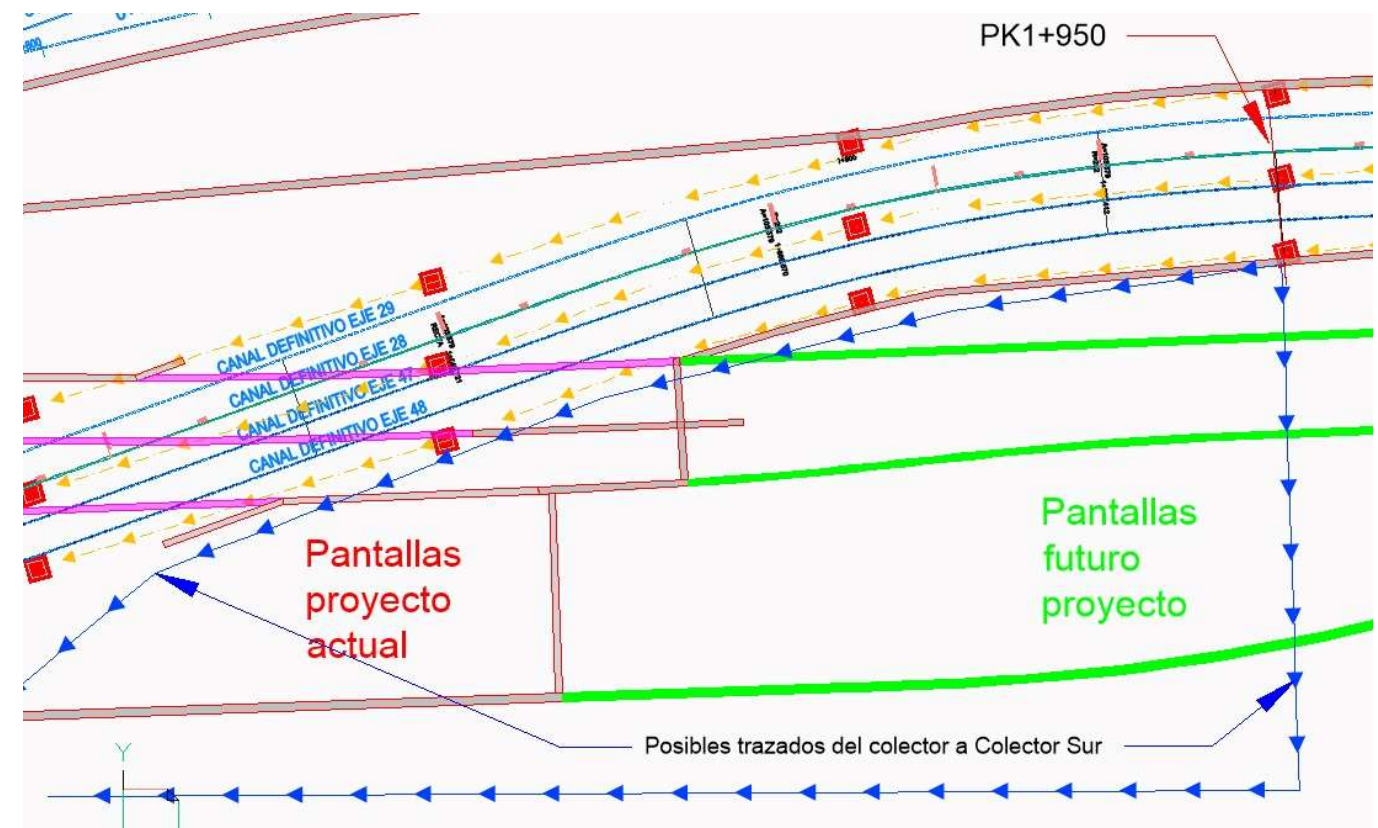


Figura 39. Detalle de imposibilidad de la conexión por el trazado de los túneles futuros. Fuente: elaboración propia con planos de la oficina técnica

Con esta configuración, una parte del trazado del colector tendría que discurrir por el interior de los futuros túneles, atravesándolos por su parte superior. Esta solución presenta importantes condicionantes constructivos y de explotación, por lo que no se considera técnicamente viable.

Debe tenerse en cuenta que, una vez entren en servicio los futuros túneles, la rampa quedará fuera de servicio, ya que el tráfico será desviado a través de estas nuevas infraestructuras. No obstante, al no estar definido el procedimiento constructivo ni la secuencia de puesta en servicio de los túneles, se desconoce durante cuánto tiempo será necesario mantener operativa la rampa actual y, en consecuencia, su sistema de drenaje asociado.

Esta incertidumbre impide garantizar la compatibilidad y funcionalidad de una solución que dependa del cruce del colector sobre los futuros túneles durante las distintas fases de ejecución de la obra. Por ello, se considera más adecuada y segura la alternativa consistente en desviar la totalidad de los caudales hacia el Pozo 5, desde donde se evacuarán mediante bombeo, evitando cualquier interferencia con la futura construcción y puesta en servicio de los túneles.

5.3.2 Viabilidad en la Rampa 2

A continuación, se estudia la viabilidad de realizar el cruce del colector visto en la Figura 28. Para ello, es necesario verificar dos aspectos. En primer lugar, que el colector principal encargado de evacuar las aguas procedentes de los andenes y conectarlas al Colector Sur dispone de capacidad hidráulica suficiente para recoger también el caudal que transporta este cruce. En segundo lugar, que la cota del fondo del colector en el punto de conexión es compatible con la evacuación por gravedad, debiendo para ello ser mayor la cota del fondo del colector del cruce que la cota del fondo del colector principal.

	Q,vias (m3/s)	Q,acumulado (m3/s)
via 11	0,60	0,60
vias 9-10	0,73	1,33
vias 7-8	0,95	2,28
via 6	0,68	2,96
vias 4-5	0,37	3,32
vias 2-3	0,37	3,69
via 1	0,20	3,89

Figura 40. Caudales recogidos en los andenes transportados por el colector principal. Fuente: oficina técnica

Para verificar la capacidad del colector, se han tomado los caudales modificados que recoge de los andenes calculados en la oficina técnica (Figura 40). A partir de los diámetros proyectados (Figura 41) y teniendo en cuenta que se cambia a colectores Rib Bloc ($n=0,01$), se ha determinado la capacidad hidráulica de cada tramo del colector principal (Figura 42).

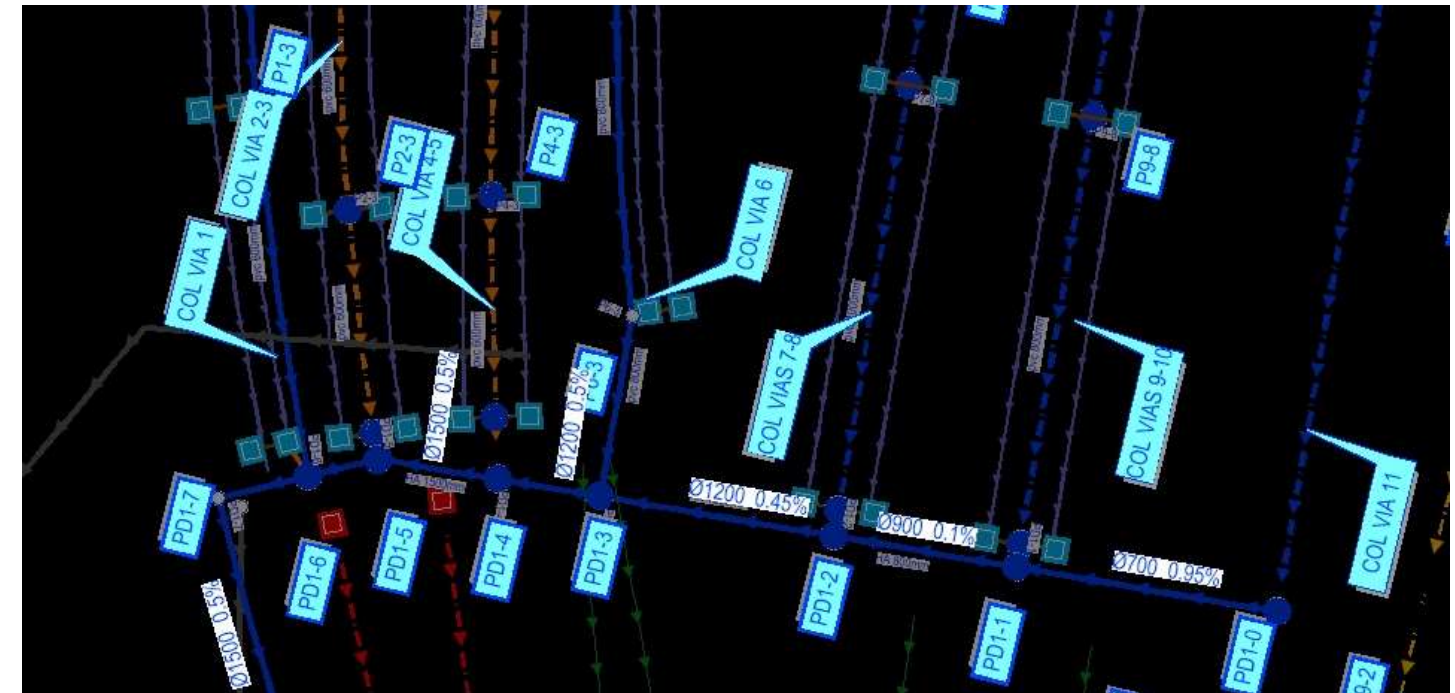


Figura 41. Colector principal de andenes. Fuente: modificación propia en base al PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO PARA LA INTEGRACIÓN DE LA ALTA VELOCIDAD EN LA CIUDAD DE VALENCIA.

Pozo inicio	Pozo fin	Q,colector (m3/s)	Φ , INT (m) = DN (m)	% llenado	$y_{max}=0,85*\Phi$ (m)	J (m/m)	Qch (capacidad hidráulica) (m3/s)	Qch (capacidad hidráulica) (l/s)
PD1-0	PD1-1	598	0,7	0,85	0,60	0,95%	1,21	1209,92
PD1-1	PD1-2	1328	0,9	0,85	0,77	0,10%	0,77	774,50
PD1-2	PD1-3= PD1-4 bis	2278	1,2	0,85	1,02	0,45%	3,48	3483,93
PD1-3= PD1-4 bis	PD1-4	2955	1,2	0,85	1,02	0,50%	3,69	3692,96
PD1-4	PD1-5	3321	1,5	0,85	1,28	0,50%	6,70	6695,78
PD1-5	PD1-6	3694	1,5	0,85	1,28	0,50%	6,70	6695,78
PD1-6	PD1-7	3890	1,5	0,85	1,28	0,50%	6,70	6695,78

Figura 42. Capacidad hidráulica de diámetros a disponer en colector principal de andenes. Fuente: elaboración propia

Como se puede ver, el último tramo está constituido por un colector de diámetro $\Phi 1500$ con una pendiente del 0,5%, cuyas características se mantienen constantes hasta su conexión al Colector Sur. Por otra parte, de acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 40 el caudal que circula por dicho tramo es de $3,9 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que existe una capacidad disponible de alrededor de $2,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Asimismo, tal y como se ha indicado en la Figura 29, el caudal total generado en el cruce es inferior a $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$. En consecuencia, se concluye que el colector principal dispone de capacidad suficiente para admitir este aporte adicional, recogiénolo en el nuevo pozo PD1-8.2 (Figura 43) y conduciéndolo hasta el Colector Sur. Por tanto, queda verificado que la incorporación del caudal

procedente del cruce no compromete el funcionamiento hidráulico del sistema, manteniéndose un grado de llenado inferior al 85 % establecido como criterio de diseño para los caudales de proyecto.

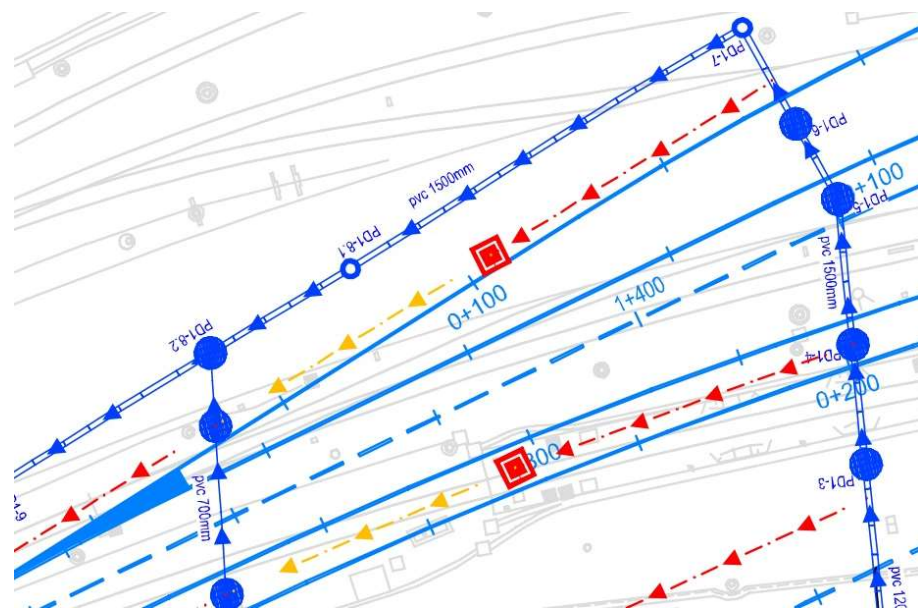


Figura 43. Detalle de la conexión del cruce con el colector principal. Fuente: elaboración propia

Por otra parte, se debe comprobar que existe diferencia de cota suficiente en este cruce para poder realizar la conexión con el pozo PD1-8.2 por gravedad.

Para ello, se ha determinado en primer lugar la cota del fondo del colector principal en el entorno de dicha conexión. A partir del modelo BIM, se ha obtenido que la cota de la clave del colector en su origen, situado en el pozo PD1-0 que recoge la escorrentía procedente de la vía 11 (Figura 41) es de +11,4m. Considerando que el diámetro del colector en este tramo es de 700 mm, la cota del fondo del colector en este punto resulta de +10,7m.

Posteriormente, se ha calculado la cota del colector en cada uno de los tramos de su recorrido hasta el pozo PD1-8.2. Para ello, se han tenido en cuenta los diámetros y las pendientes de los distintos tramos, obteniéndose las cotas indicadas en la Figura 44:

Pozo inicio	Pozo fin	Φ , INT (m) $\approx$ Φ , EXT (m)	Diferencia de diámetro (m)	Cota inicial fondo colector (m)	J (m/m)	Longitud del colector (m)	Cota fin fondo colector (m)
PD1-0	PD1-1	0,7	-	10,7	0,95%	20	10,51
PD1-1	PD1-2	0,9	0,2	10,31	0,10%	20	10,29
PD1-2	PD1-3=PD1-4 bis	1,2	0,3	9,9896	0,45%	25	9,88
PD1-3=PD1-4 bis	PD1-4	1,2	0	9,8761	0,50%	13,8	9,81
PD1-4	PD1-5	1,5	0,3	9,5071	0,50%	15,29	9,43
PD1-5	PD1-6	1,5	0	9,43065	0,50%	14,57	9,36
PD1-6	PD1-7	1,5	0	9,3578	0,50%	15,79	9,28
PD1-7	PD1-8.2			9,27885	0,50%	55,6	9,00

Figura 44. Cotas de fondo del colector principal. Fuente: elaboración propia

En segundo lugar, se debe determinar la cota del fondo del colector del cruce, para ver si es compatible la conexión. Para ello, se ha tomado como referencia la cota del eje de la vía 11 en el punto de inicio del cruce obtenida del perfil longitudinal, que es de +11,85 m. A partir de la sección tipo se ha medido una diferencia de cota de 0,84 m entre el eje de la vía y el punto de apoyo del tubo dren. Considerando además los 0,20 m existentes entre el tubo dren y el colector proyectado, así como el diámetro de este último de 300 mm, se obtiene una cota del fondo del colector del drenaje de vías al inicio del cruce de +10,51 m.

Por otra parte, se debe considerar que el colector de cruce deberá tener su fondo, al menos, a esta cota. Para ello se debe determinar el diámetro del colector a instalar en este cruce, cuyo cálculo se muestra en la Figura 45:

Pozo inicial	Pozo fin	Q,colector (m3/s)	n (PVC)	Q,real/ Q,lleno	J (m/m)	Φ ,óptimo. Colector (m)	Φ , INT (m) $\approx$ Φ , EXT (m)
PC-0	PC-1	0,15	0,01	1,03	0,01	0,32	0,4
PC-1	PC-2	0,30	0,01	1,03	0,01	0,41	0,5
PC-2	PC-3	0,45	0,01	1,03	0,01	0,48	0,5
PC-3	PC-4	0,59	0,01	1,03	0,01	0,53	0,6
PC-4	PD1-8.2	0,67	0,01	1,03	0,01	0,56	0,6

Figura 45. Cálculo de diámetros a disponer en el colector de cruce. Fuente: elaboración propia

Por tanto, dado que el colector de cruce debe tener un diámetro mayor, de 400mm, a la cota obtenida antes se le debe restar la diferencia de tamaño entre el colector de las vías y el colector de cruce, para que en ambos coincida su cota de fondo. Con todo se tiene que la cota del fondo del colector de cruce en su inicio es de +10,41m. Así se ha podido calcular la cota de fondo del colector en su conexión, con los cálculos que se muestran en la Figura 46:

Pozo inicio	Pozo fin	Φ , INT (m) $\approx$ Φ , EXT (m)	Diferencia de diámetro (m)	Cota inicial fondo colector (m)	J (m/m)	Longitud del colector (m)	Cota fin fondo colector (m)
P10-1	P10-2	0,4	0,1	10,41	1,00%	17,4	10,236
P10-2	P10-3	0,5	0,1	10,236	1,00%	16,6	9,97
P10-3	P10-4	0,5	0	9,97	1,00%	17	9,8
P10-4	P10-5	0,6	0,1	9,8	1,00%	15	9,55
P10-5	PD1-8.2	0,6	0	9,55	1,00%	6,5	9,49

Figura 46. Cotas de fondo del colector de cruce. Fuente: elaboración propia

Por tanto, dado que la cota de fondo del colector de cruce en su conexión con el PD1-8.2 se encuentra casi 0,5m por encima de la cota de fondo del colector principal, se determina que también es compatible esta conexión por gravedad al existir suficiente diferencia de cota entre ambas canalizaciones.

5.4 Conexión del drenaje en la Rampa 1 con el Pozo 5

Como se ha comentado anteriormente, el pozo que recoge la escorrentía de la Rampa 1 se encuentra en el PK 1+700 del eje 28. Esta ubicación no coincide con el punto bajo de la misma, como suele ser habitual.

Esto es porque en el punto bajo (aproximadamente en el PK 1+800 del eje 28) no se han concedido los permisos para realizarlo, ya que se encuentra dentro del futuro Parque Central. Es por ello que la escorrentía debe conducirse un tramo de unos 100m dentro del túnel hasta conectar con el pozo de bombeo 5.

Esta conexión presenta una complejidad adicional debido a la geometría de la rasante en la zona final de la rampa, donde existe un tramo que experimenta un incremento de cota antes de volver a descender (Figura 47). Como consecuencia, para garantizar la pendiente mínima del 0,5 % exigida por la norma NAP 2-3-1.0 en el colector de drenaje, es necesario disponer un tramo de conducción a contrapendiente respecto a la rasante ferroviaria, permitiendo así mantener las condiciones hidráulicas requeridas para el correcto funcionamiento del sistema.

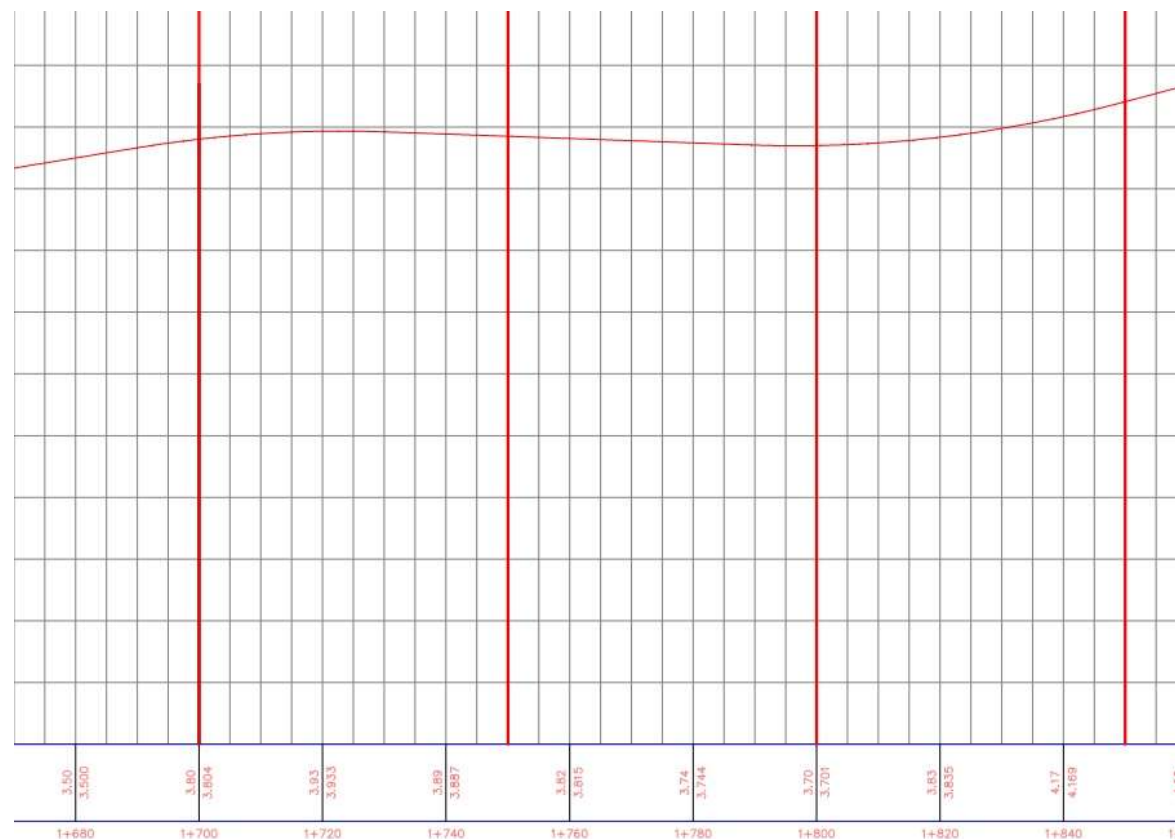


Figura 47. Forma de la rasante entre PK 1+700 y PK 1+800. Fuente: planos de la oficina técnica

Por tanto, la cota del fondo del colector al llegar al final de la rampa, junto con la pendiente mínima de 0,5% que debe llevar dentro del túnel, condiciona la cota a la que el colector llega al pozo.

Por una parte, a lo largo de toda la rampa y el túnel, la cota del fondo del tubo dren tiene una diferencia de cota de -0,84m respecto a la rasante, ya que el tubo dren apoya sobre la capa de subbalasto y la cota donde apoya viene condicionado por la forma de la sección transversal, como se puede ver en los planos.

Luego, la diferencia de cota con el fondo del colector depende del diámetro del mismo. Cabe destacar que, se tiene que dejar 20cm entre el tubo dren y el colector para poder verter hormigón que proteja al colector. Por tanto, la cota de fondo del colector se calcula como:

$$Cota\ fondo\ colector(m) = cota\ rasante - 0,84 - 0,2 - \emptyset\ colector$$

Por tanto, en el punto de entrada al túnel (aproximadamente en el PK 1+800 del eje 28), el colector izquierdo (más alejado del pozo) de Ø600 debería tener su fondo a cota:

$$Cota\ fondo\ colector(m) = 3,7 - 0,84 - 0,2 - 0,6 = 2,06m$$

Sin embargo, viene ligeramente condicionado por la cota de fondo del colector anterior, a cota +2m, por lo que finalmente el colector a la entrada del túnel queda a esa cota. Luego, hasta su conexión al pozo 4 en el PK 1+700, dando una pendiente del 0,5%, en esos 100m desciende 0,5m, quedando a cota +1,5m.

Finalmente, se calcula la cota de entrada al pozo siguiendo el procedimiento de la Figura 46:

Pozo inicio	Pozo fin	Φ, INT (m) ≈ Φ, EXT (m)	Diferencia de diámetro (m)	Cota inicial fondo colector (m)	J (m/m)	Longitud del colector (m)	Cota fin fondo colector (m)
PB4-1	PB4-2	0,6	-	1,50	1,00%	7,60	1,42
PB4-2	PB4-3	0,6	0	1,42	1,00%	7,60	1,35
PB4-3	Pozo 5	0,5	-0,1	1,45	1,00%	2,70	1,42

Figura 48. Cota de conexión del colector al Pozo 5. Fuente: elaboración propia

Luego, en el drenaje dentro del túnel, a parte del colector calculado anteriormente, se dispone también de tubo dren para recoger infiltración y conectado cada 50m a este colector tal y como se indica en la norma. Para determinar el diámetro del tubo dren necesario, en este caso sólo se tiene en cuenta la infiltración.

Dado que esta es de 0,5l/s por cada 100m de túnel, únicamente es necesario disponer de un tubo dren de Ø200. En cuanto al colector, aumentar el caudal debido a la infiltración no varía el diámetro del mismo. Por lo que quedan los diámetros a disponer calculados en el apartado anterior.

5.5 Conexión del drenaje en la Rampa 2 con el Pozo 4

Para calcular la cota a la que desagua el drenaje en el pozo, se ha seguido el procedimiento anterior. Por una parte, se ha calculado la cota del fondo que debería tener el colector en la zona más alejada del pozo, en el entorno del eje 480. Esta se puede determinar teniendo en cuenta el diámetro del colector, dejando además los 20cm por encima de la clave del colector, más los 84cm que hay hasta la base del tubo dren. Por tanto, la cota de fondo del colector en este punto es:

$$Cota\ fondo\ colector(m) = cota\ rasante - 0,84 - 0,2 - \emptyset\ colector =$$

$$= 7,57 - 0,84 - 0,2 - 0,4 = 6,13m$$

Luego, siguiendo el procedimiento de la Figura 46 se ha calculado la cota del fondo del colector a la entrada al Pozo 4:

Pozo inicio	Pozo fin	Φ , INT (m) $\approx$ Φ , EXT (m)	Diferencia de diámetro (m)	Cota inicial fondo colector (m)	J (m/m)	Longitud del colector (m)	Cota fin fondo colector (m)
PB4-1	PB4-2	0,4	-	6,13	1,00%	11,26	6,02
PB4-2	PB4-3	0,6	0,2	5,82	1,00%	18,27	5,63
PB4-3	Pozo 4	0,7	0,1	5,53	1,00%	2,00	5,51

Figura 49. Cota del fondo del colector a la entrada al Pozo 4. Fuente: elaboración propia

6 Pozos de bombeo

En apartados anteriores se han calculado los caudales de escorrentía que se generan para posteriormente diseñar el drenaje longitudinal. Como se ha visto, parte de esta escorrentía se deriva a pozos de bombeo, ya que no es posible evacuar todo por gravedad.

En el presente apartado, en primer lugar, se calculan los caudales a extraer, luego se diseñarán los equipos de extracción de estos caudales por bombeo y se continuará con la determinación del volumen necesario de los pozos de bombeo para que dicho volumen cumpla con los criterios que se verán a continuación.

Asimismo, se analizarán la geometría y configuración de dichos pozos, así como el punto de vertido de uno de ellos, con el objetivo de seleccionar la alternativa más adecuada desde el punto de vista técnico, facilidad de mantenimiento, viabilidad económica y sostenibilidad ambiental.

6.1 Caudales de extracción

En cuanto a los caudales de extracción, por una parte, se debe tener en cuenta el caudal de escorrentía que no ha sido posible evacuar por gravedad. Además, en el interior de los túneles se generan aportaciones de agua procedentes de infiltraciones, debido a que una parte significativa de su trazado se sitúa por debajo del nivel freático. Por tanto, siguiendo la norma NAP 1-2-4, para el diseño de los pozos de bombeo se deberá tener en cuenta que:

$$Q_d = Q_f + Q_e$$

Siendo:

- Q_d , caudal de diseño del pozo de bombeo.
- Q_f , caudal de filtración de diseño.
- Q_e , caudal de escorrentía de diseño

Para determinar los metros lineales de túnel, los que aportan infiltración que deberá ser evacuada por los pozos, se ha considerado que el túnel de la rampa 2 empieza aproximadamente en el PK 1+800 del eje 28, mientras que el pozo 4 se encuentra en el PK1+700 de este mismo eje, habiendo por tanto 100m entre ambos puntos.

En cuanto al pozo 6, se ha considerado que sólo recogerá el caudal procedente del eje 531, el cual corresponde al eje que discurrirá por el túnel para la futura conexión de las vías UIC con el nivel -2 de la Estación Central, comentado anteriormente. El pozo se instalará en el punto bajo del mismo, aproximadamente en su PK0+270. Atendiendo al perfil longitudinal del mismo, se determina que alrededor de este punto hay 600m de túnel entre sus puntos altos (entre el PK 0+090 y el PK0+690), como se ve en la Figura 50 ,dentro de los cuales se recogerá infiltración y llegará al Pozo 6 por gravedad.

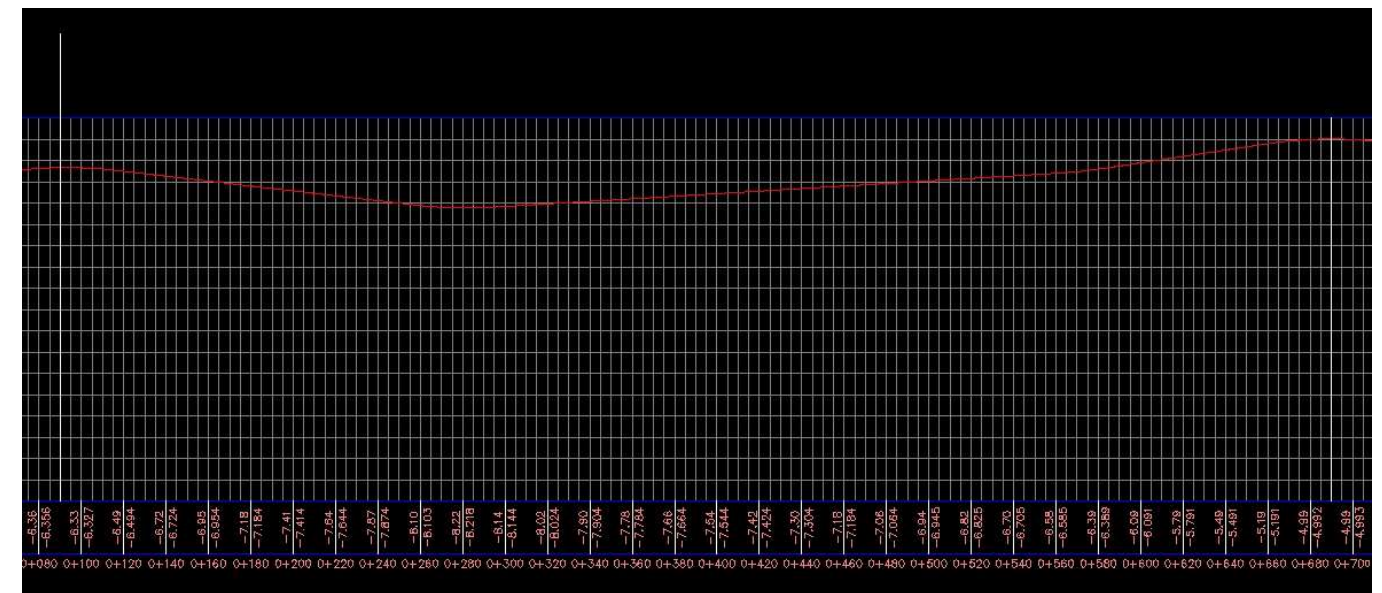


Figura 50. Perfil longitudinal del eje 531 entre los puntos altos alrededor del Pozo 6. Fuente: planos de la oficina técnica

Con los caudales de escorrentía calculados en apartados anteriores y teniendo en cuenta que se recogen 0,5l/s por cada 100m de túneles debidos a la infiltración, se obtienen los siguientes caudales de extracción en cada uno de los tres pozos:

Pozos	Caudal de escorrentía (l/s)	Metros lineales de túnel	Caudal de infiltración (l/s)	Caudal de extracción total (l/s)
Pozo 4	852,43	0	0	852,43
Pozo 5	866,85	100	0,5	867,35
Pozo 6	0	600	3	3,00

Figura 51. Caudales de extracción en los diferentes pozos. Fuente: elaboración propia

6.2 Volumen de los pozos

El volumen de los pozos depende de tres factores: por una parte, debe tener un volumen adecuado que asegure el buen funcionamiento de las bombas. Por otra parte, debe ser capaz de almacenar el caudal que se va acumulando en el pozo hasta llegar al tiempo de concentración, como se ha

visto en apartados anteriores. Por último, debe tener un volumen mínimo para recoger las aguas de extinción de incendios. El volumen final necesario del pozo será el mayor de los tres.

En cuanto al volumen mínimo, la norma NAP 2-3-1.0 indica que, en túneles con depósito de agua o tomas de la red para bomberos en caso de incendio, se estudiará la necesidad de disponer de un depósito que tendrá un volumen mínimo útil de 100 m³ para recoger las aguas de extinción de incendios.

Por otra parte, como criterio de diseño en proyecto, se establece que el volumen útil de los pozos de bombeo debe ser suficiente para almacenar el agua aportada al sistema durante el tiempo de concentración, considerando que en este tiempo no se ponen en funcionamiento los bombeos. Una vez se alcanza el tiempo de concentración y toda la cuenca está aportando al pozo de bombeo el caudal de diseño, las bombas deberán diseñarse para extraer este caudal de diseño, como se verá más adelante.

Este planteamiento es coherente con el método racional recogido en la Instrucción 5.2-IC, que considera que la situación más desfavorable se produce cuando la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de la escorrentía en la cuenca, ya que en ese instante toda la superficie contribuyente aporta simultáneamente escorrentía al punto de desagüe. De hecho, este criterio también se tiene en cuenta en los cálculos, ya que para la obtención del caudal punta se emplea una intensidad de precipitación correspondiente a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración.

Dado que el caudal en el punto de desagüe aumenta progresivamente desde el inicio de la precipitación hasta alcanzar el caudal punta en el instante T_c , al representar este caudal frente al tiempo de concentración se genera un hidrograma triangular simplificado. Bajo esta hipótesis, el volumen generado durante dicho intervalo se obtiene como el área del hidrograma:

$$V = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot T_c$$

Donde Q es el caudal máximo de cálculo y T_c el tiempo de concentración.

Este criterio proporciona una estimación sencilla y conservadora del volumen de los pozos necesario para garantizar la correcta evacuación durante episodios de lluvia intensa.

Por último, el pozo debe tener un volumen adecuado para garantizar el correcto funcionamiento de las bombas, ya que la norma NAP 1-2-0.4 indica que siempre se deberá garantizar que la aspiración de las bombas se produce en las condiciones requeridas por los fabricantes, evitando la presencia de aire y las turbulencias.

Dado que para determinar este volumen es necesario conocer los equipos de bombeo a instalar, se calculará el volumen en base a los dos requisitos anteriores, pudiendo determinar así la altura geométrica a la que deberán impulsar los equipos de bombeo. Con esta información, se podrán diseñar las bombas y, posteriormente, se podrá comprobar si el volumen de los pozos es suficiente como para asegurar el buen funcionamiento de los bombeos a instalar.

Con todo, se tiene que el volumen mínimo necesario de los pozos en base a los dos criterios comentados es el siguiente:

Pozos	Caudal de extracción total (l/s)	Tiempo de concentración (min)	Volumen del hidrograma (m3)	Volumen mínimo de extinción (m3)	Volumen a disponer (m3)
Pozo 4	852,43	12,15	310,62	100	310,62
Pozo 5	867,35	19,08	496,43	100	496,43
Pozo 6	3	-	-	100	100,00

Figura 52. Volumen necesario en los pozos de bombeo. Fuente: elaboración propia

Con estos volúmenes ya se puede determinar la cota de fondo de los pozos de bombeo. En primer lugar, se debe tener en cuenta que las dimensiones en planta, las cuales se justifican en el apartado 6.5, son las siguientes:

- Pozo 4: 20x8m
- Pozo 5: 14x8m
- Pozo 6: 10,7x9.4m

Con estas dimensiones, para al menos almacenar el volumen indicado en la Figura 52, los pozos deben tener las siguientes profundidades desde la cota de desagüe del drenaje hasta la cota superior de la solera de fondo de los mismos:

- Pozo 4: 2m
- Pozo 5: 4,5m
- Pozo 6: 1m

Con estas dimensiones se obtiene el volumen que tendrán los pozos, el cual es mayor al volumen necesario calculado:

Pozos	Largo (m)	Ancho(m)	Profundidad (m)	V necesario (m3)	V real (m3)
Pozo 4	20	8	2	310,62	320,00
Pozo 5	14	8	4,5	496,43	504,00
Pozo 6	10,7	9,4	1	100,00	100,60

Figura 53. Dimensiones finales y volumen real de los pozos. Fuente: elaboración propia

6.3 Bombeos necesarios

A continuación, se determinan los equipos de bombeo necesarios para extraer los caudales de diseño en base a la altura geométrica, la cual viene condicionada por la profundidad calculada en el apartado anterior. En base a esta altura geométrica y a los caudales de diseño, se han valorado alternativas de bombeos que sean capaces de extraer estos caudales.

En cuanto a la altura geométrica, se debe recordar la cota a la que desagua el drenaje longitudinal en los diferentes pozos. En el pozo 4, se ha calculado en la Figura 49 que la cota de entrada es la +5,51m; en el Pozo 5 se ha calculado en la Figura 48 que su cota de entrada al pozo es +1,42m; en

cuanto a la cota de entrada al Pozo 6, se ha determinado que es la misma que la cota superior de la solera en el punto de conexión con el pozo, la cual es la cota -9m.

Por tanto, añadiendo la profundidad necesaria del pozo a estas cotas, se tiene que la altura geométrica a impulsar por estas bombas es:

Pozos	Cota terreno (m)	Cota entrada a pozo (m)	Profundidad pozo (m)	Cota solera de fondo (m)	Distancia terreno-expulsión bomba (m)	Altura geométrica (m)
Pozo 4	12	5,51	2	3,51	0,4	8,09
Pozo 5	12	1,42	4,5	-3.08	1,2	13,88
Pozo 6	13	-9	1	-10	0,4	22,60

Figura 54. Altura geométrica a impulsar por bombeos en los pozos. Fuente: elaboración propia

En cuanto a la distancia entre el terreno y la impulsión de la bomba, para el pozo 4 se ha tomado la altura que había en proyecto, y para los pozos 5 y 6 se ha tomado esa altura quedando del lado de la seguridad, ya que no se ha definido a qué cota estará la arqueta de descarga.

Teniendo en cuenta que la normativa indica que el caudal unitario de cada bomba Q_b será, como mínimo, el caudal de diseño de la estación de bombeo Q_d dividido entre el número de bombas de diseño, las necesarias para evacuar el caudal de diseño.

$$Q_b \geq \frac{Q_d}{n_d}$$

Con estas alturas y los caudales de diseño calculados, se han definido los bombeos en base a los equipos disponibles en el mercado y asesorados por los fabricantes.

Con todo, se propone evacuar los caudales de los pozos 4 y 5 mediante 3 bombas, con unos caudales de extracción unitarios de 295l/s (total 885l/s) y 289 l/s (total 867 l/s) respectivamente.

Se ha comprobado que estos equipos de bombeo son efectivos para evacuar estos caudales. Por una parte, se han tenido en cuenta las pérdidas de carga en base al tipo de bomba y a la altura geométrica, para determinar así la altura manométrica de impulsión total:

Pérdidas de tuberías						
Tubería común lado impulsión						
Tubería (5)						
Tipo	Ø / mm	ζ o L	Cant.	v / m/s	k / mm	H / m
Codo: Codo 90° (R/D=3) R 900 mm; δ 90°	300	0.2128	1	4.173	0.25	0.2687
Ampliación, 25°; DI2: 400 mm	300	0.1175	1	4.173		0.1043
Tubería: Acero DN 400	400	10 m	1	2.348	0.15	0.1146
Codo: Codo 90° (R/D=3) R 1200 mm; δ 90°	400	0.1683	1	2.348	0.15	0.06888
Válvula de descarga, amort.	400	0.8318	1	2.348		0.2336
Pérdidas de carga totales						0.7901
Pérdidas de carga (HI(Q))						0.7901 m
Altura geométrica						8.1 m
Altura de imp. total						8.89 m

Figura 55. Pérdidas de carga y altura manométrica total en bombeo 4. Fuente: Sulzer

Pérdidas de tuberías						
Tubería común lado impulsión						
Tubería (5)						
Tipo	Ø / mm	ζ o L	Cant.	v / m/s	k / mm	H / m
Codo: Codo 90° (R/D=3) R 900 mm; δ 90°	300	0.213	1	4.089	0.25	0.258
Ampliación, 25°; DI2: 400 mm	300	0.1175	1	4.089		0.1001
Tubería: Acero DN 400	400	16 m	1	2.3	0.15	0.1761
Codo: Codo 90° (R/D=3) R 1200 mm; δ 90°	400	0.1685	1	2.3	0.15	0.06617
Válvula de descarga, amort.	400	0.8405	1	2.3		0.2266
Pérdidas de carga totales						0.827
Pérdidas de carga (HI(Q))						0.827 m
Altura geométrica						13.9 m
Altura de imp. total						14.73 m

Figura 56. Pérdidas de carga y altura manométrica total en bombeo 5. Fuente: Sulzer

Pérdidas de tuberías						
Tubería común lado impulsión						
Tubería (7)						
Tipo	Ø / mm	ζ o L	Cant.	v / m/s	k / mm	H / m
Codo: Codo 90° (R/D=3) R 150 mm; δ 90°	50	0.8869	3	1.528	0	0.159
Tubería: Acero DN 50	50	37 m	1	1.528	0.15	2.45
Válvula de compuerta plana: DN 50	50	0.45	1	1.528		0.05354
Válvula de retención de bola: DN 50	50	5.167	1	1.528		0.6147
Salida recta	50	1	1	1.528		0.119
Pérdidas de carga totales						3.396
Pérdidas de carga (HI(Q))						3.396 m
Altura geométrica						24.22 m
Altura de imp. total						27.62 m

Figura 57. Pérdidas de carga y altura manométrica total en bombeo 6. Fuente: Sulzer

A partir de la altura manométrica total calculada y del caudal unitario requerido para cada estación de bombeo, se han valorado varios equipos de bombeos, entre los cuales se ha decidido instalar los que se exponen a continuación.

Cabe destacar que, atendiendo a la norma NAP 1-2-0.4 Diseño, Construcción y Mantenimiento de Pozos de Bombeo, el número de bombas de reserva será, al menos, la mitad del número de bombas de diseño, redondeando al entero superior:

$$n_r \geq \frac{1}{2} n_d$$

Por tanto, el número de bombas instaladas es el resultado de sumar el número de bombas de diseño más el número de bombas de reserva.

A continuación, se presentan los equipos propuestos, así como el número de bombas previsto en cada instalación:

Para el Pozo 4, se han propuesto bombas del modelo XFP255J-CB2, con un caudal unitario de 222l/s. Por tanto, se deberán instalar 4 unidades para bombear el caudal de diseño (852l/s), más dos de reserva

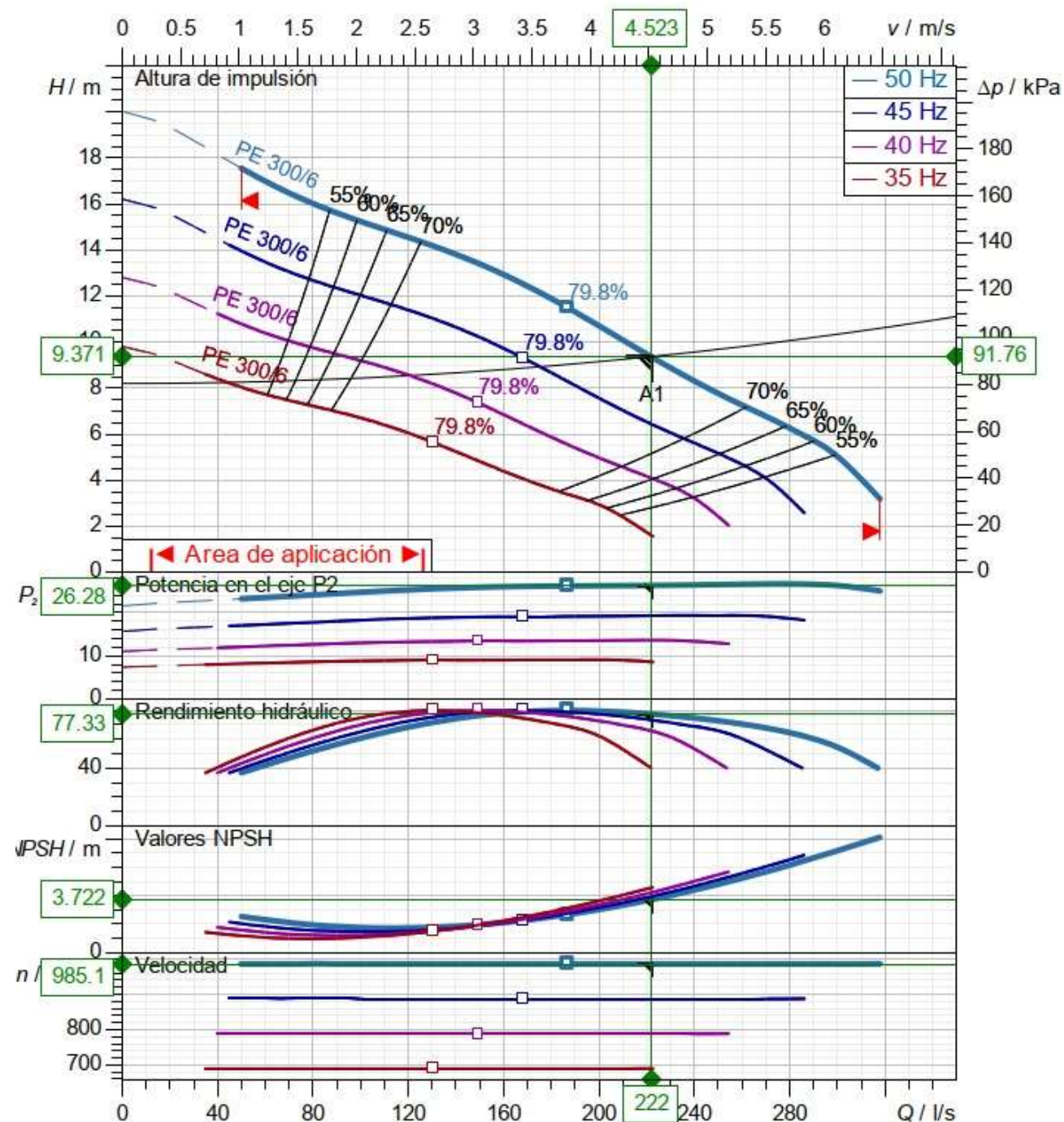


Figura 58. Curva de las bombas para extraer los caudales del pozo 4. Fuente: Sulzer

En esta curva del modelo de bomba se puede ver que con los valores de caudal de diseño, la máxima altura manométrica que se puede impulsar con la bomba de 50Hz es de 9,37m, mayor a la altura manométrica requerida de 8,89m.

Para el Pozo 5, se han propuesto bombas del modelo XFP206J-CB2, con un caudal unitario de 216,5l/s. Por tanto, se deberán instalar 4 unidades para bombear el caudal de diseño (867l/s), más dos de reserva.

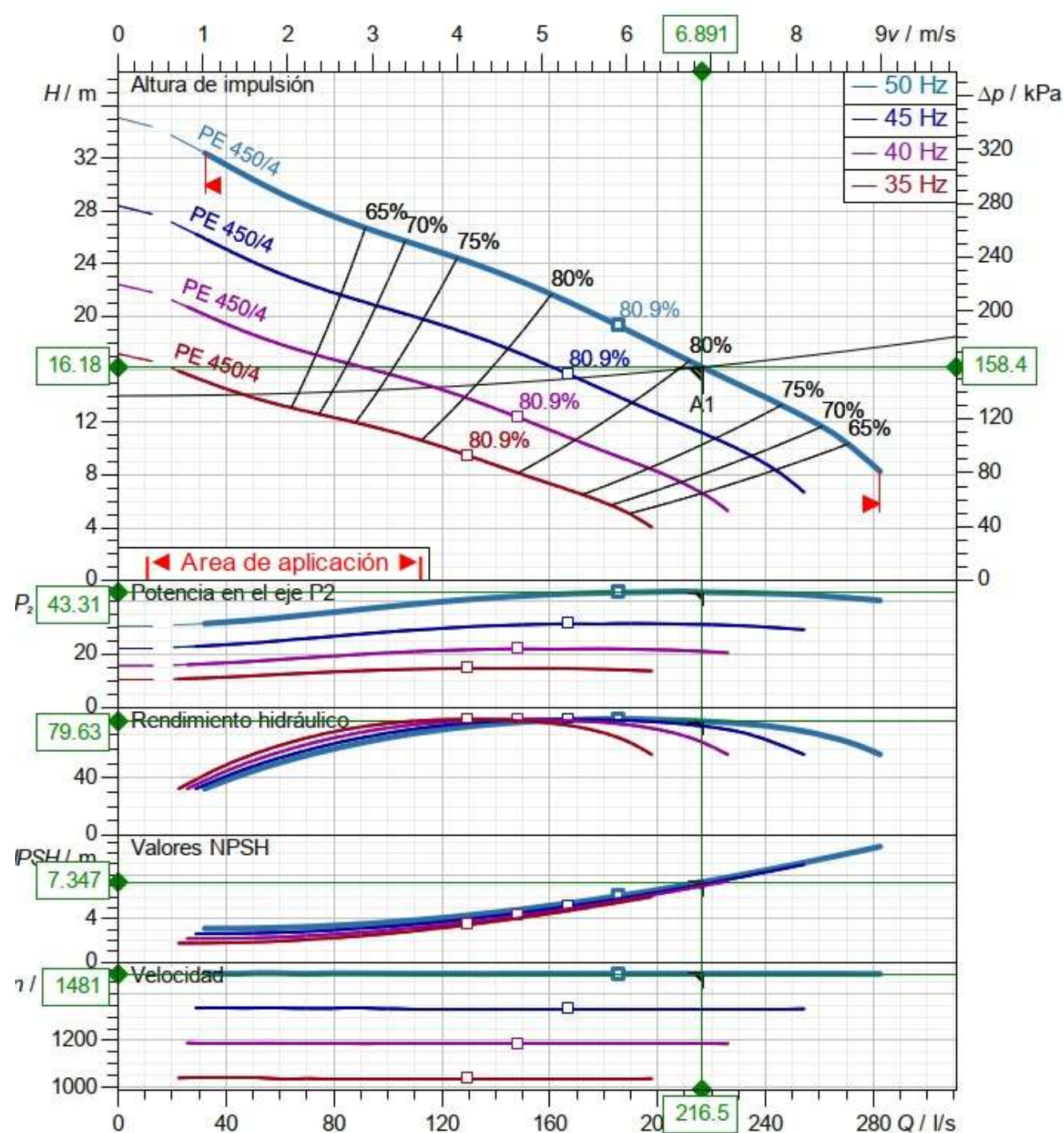


Figura 59. Curva de las bombas para extraer los caudales del pozo 5. Fuente: Sulzer

En esta curva del modelo de bomba se puede ver que, con los valores de caudal de diseño, la máxima altura manométrica que se puede impulsar con la bomba de 50Hz es de 16,18m, mayor a la altura manométrica requerida de 14,76m.

Por último, para el Pozo 6, se ha propuesto una única bomba del modelo PIR PE2, con un caudal unitario de 10,8 m³/s que equivalen a los 3l/s del caudal de diseño, más una de reserva.

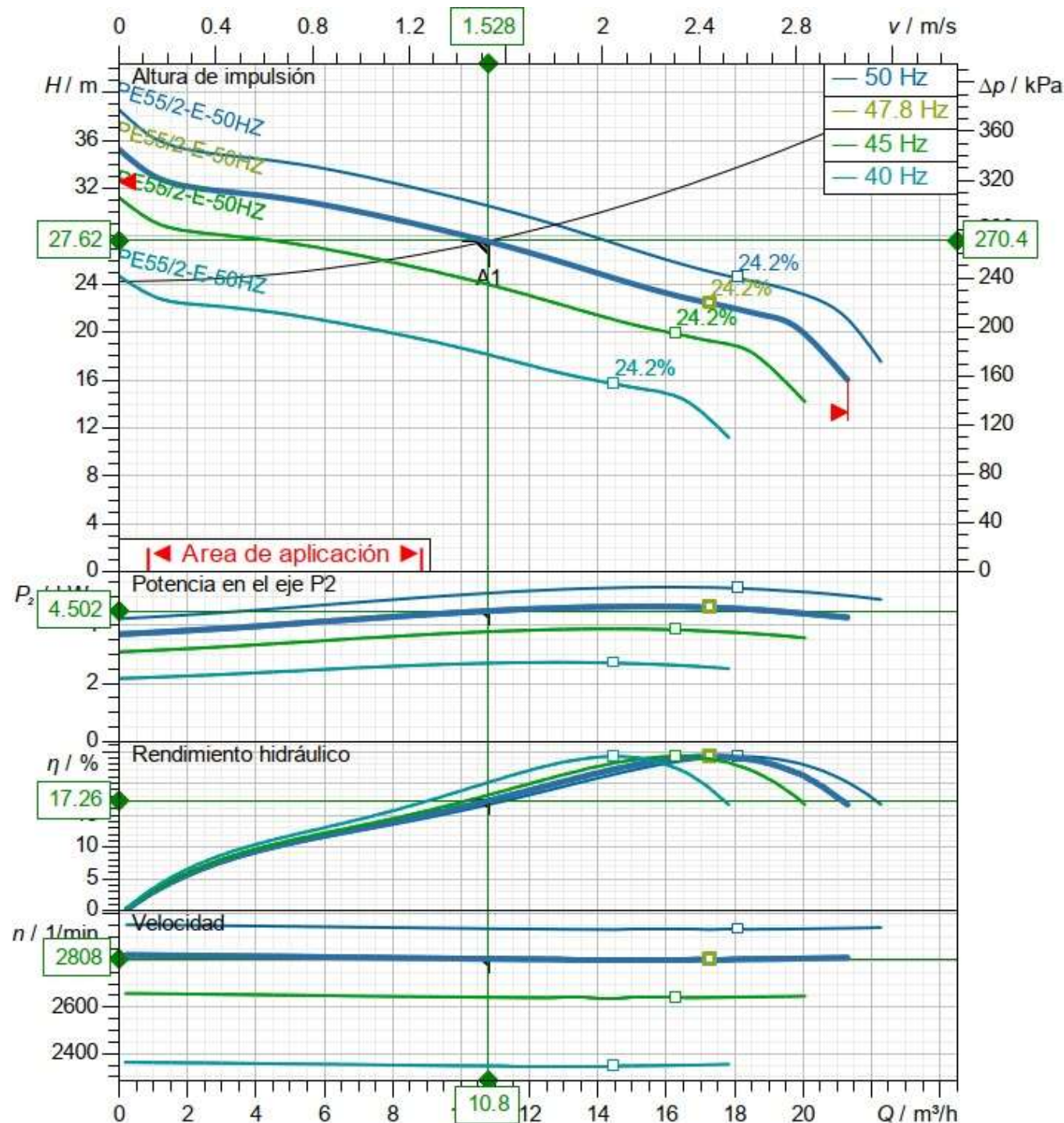


Figura 60. Curva de las bombas para extraer los caudales del pozo 6. Fuente: Sulzer

En esta curva del modelo de bomba se puede ver que, con los valores de caudal de diseño, la máxima altura manométrica que se puede impulsar con la bomba de 47.8Hz es de 27,62m, igual a la altura manométrica requerida.

En estos gráficos se puede ver que el modelo de bombas propuesto cumple con la altura manométrica y con el caudal de extracción exigido para los equipos de bombeo. A partir de estas gráficas se pueden determinar otros aspectos de las bombas como su rendimiento hidráulico, el valor NPSH y la velocidad del fluido durante la extracción.

Por otra parte, cada modelo de bomba tiene una potencia nominal, la cual será necesaria para los cálculos del siguiente apartado. Estas potencias son:

- Bombas en Pozo 4: Potencia nominal= 30kW
- Bombas en Pozo 5: Potencia nominal= 45kW
- Bombas en Pozo 6: Potencia nominal= 11kW

6.4 Comprobación de volumen mínimo para correcto funcionamiento de bombeos

Para determinar el volumen mínimo para el buen funcionamiento del bombeo, la norma NAP 1-2-0.4 establece que se necesita un volumen que será la suma del volumen útil más el volumen de sumersión mínimo.

Por una parte, el volumen de sumersión viene determinado por el nivel de sumersión mínimo (NSM) en el pozo de bombeo, de tal manera que no se produzca ninguno de los fenómenos indicados a continuación:

- Calentamiento del motor de la bomba por no cumplirse la inmersión mínima de la bomba requerida por el fabricante.
- Cavitación, fenómeno que sucede cuando la presión del agua en el interior de la bomba cae por debajo de la presión de vapor, lo que provoca la formación y el colapso de burbujas de vapor de agua.
- Entrada de aire en la aspiración por formación de vórtices.

Cada modelo de bomba tiene una altura mínima de sumersión de las bombas para evitar estos fenómenos, las cuales se indican en la Figura 61.

Por otra parte, el volumen útil garantiza que el número de arranques a la hora no superará los valores máximos permitidos.

El cálculo del volumen útil mínimo necesario se hará de forma conservadora, suponiendo el arranque y paro sucesivo de las bombas. Conforme aumenta el caudal de entrada van arrancando sucesivamente las bombas. Al disminuir el caudal de entrada, las bombas van deteniéndose sucesivamente.

El volumen útil (V_u) de la cámara de aspiración vendrá dado por la siguiente expresión, supuesto el caudal bombeado constante e igual para todas las bombas:

$$V_u \geq n_d \frac{900Q_b}{A} = n_d \cdot V_i$$

Siendo:

- V_u , volumen útil de la cámara de aspiración (m^3).
- V_i , volumen parcial mínimo requerido para una bomba.
- Q_b , caudal unitario de cada bomba (m^3/s).
- n_d , número de bombas de diseño.
- A , número de arranques por hora.

En la siguiente tabla se indican los valores de A que hay que considerar en la fórmula, en función de la potencia nominal del motor de cada bomba. Se utilizará el valor aportado por el fabricante si es menor.

Potencia nominal (P, kW)	Arranques/hora (A)
$P \leq 110$	14
$110 < P \leq 160$	12
$P > 160$	10

Al volumen útil hay que sumarle el volumen de sumersión para obtener el volumen de funcionamiento del pozo de bombeo:

$$V_f \geq V_u + V_s$$

- V_i , volumen de funcionamiento del depósito de bombeo (m^3).
- V_u , volumen útil del depósito de bombeo (m^3).
- V_s , volumen de sumersión (m^3)

Teniendo esto en cuenta, se ha calculado el volumen mínimo para el correcto funcionamiento de los diferentes bombeos:

Pozos	nd	Qb (m3/h)	A (por hora)	Vu,min (m3)	Altura mínima de sumersión Hmin (m)	Dimensiones en planta (m2)	Vs,min (m3)	Vf (m3)	V real (m3)
Pozo 4	4	0,22	14	57,09	0,3	160	48,00	105,09	320
Pozo 5	4	0,22	14	55,67	0,4	112	44,80	100,47	504
Pozo 6	1	0,00	14	0,19	0,4	101,6	40,64	40,83	101,6

Figura 61. Volúmenes mínimos para el correcto funcionamiento de los bombeos. Fuente: elaboración propia

Estos volúmenes son inferiores a los volúmenes dispuestos, por tanto, se cumple con el volumen mínimo para el buen funcionamiento de los equipos.

6.5 Geometría de los pozos

Dado el volumen necesario de los pozos, hay varias dimensiones que se podrían disponer variando los valores del ancho, largo y alto de los pozos.

Como criterio general, se ha establecido tratar de hacer los pozos lo menos profundos posible, ya que a mayor profundidad, mayores empujes hidrostáticos debidos al nivel freático y mayor longitud de las pantallas. Además, sería más complicado el acceso para el mantenimiento. Por ello, se considera que es más conveniente realizar algunos bataches de pantallas más para aumentar las dimensiones laterales.

Otro criterio general es que, es preferible que el acceso se encuentre sobre una acera para un fácil y seguro acceso para el mantenimiento de los pozos.

Además, los accesos se deben componer por unas escaleras que lleguen hasta la rejilla metálica dispuesta sobre las bombas para su mantenimiento, las cuales no deben cumplir con la reglamentación de accesibilidad al ser únicamente para el mantenimiento. Sin embargo, se han dispuesto unas medidas que faciliten el acceso, las cuales son: tener un descansillo de, al menos, 1m de ancho, dispuestos por cada 4m de desarrollo vertical, con una geometría de los escalones de 0,6m de largo, 0,3m de ancho y 0,2m de alto.

Tres metros por encima de la solera de fondo se dispondrá de una rejilla metálica para los operarios y, tras la rejilla metálica, se dispondrán unos pates para el acceso hasta la losa de fondo.

Por tanto, el desnivel a salvar para el acceso a los pozos será el siguiente:

Pozos	Cota terreno (m)	Cota solera de fondo (m)	Cota rejilla (m)	Desnivel para el acceso (m)
Pozo 4	12	5,51	8,51	3,49
Pozo 5	12	1,42	4,42	7,58
Pozo 6	13	-9	-6	19,00

Figura 62. Desnivel entre el terreno y la rejilla de mantenimiento. Fuente: elaboración propia

Por último, se debe tener en cuenta que se debe dejar el espacio libre sobre las bombas para poder extraerlas para su mantenimiento o cambio.

6.6 Geometría Pozo de bombeo 4

Dado que se quiere realizar los pozos a la menor profundidad posible, en el Pozo 4 se han dejado las dimensiones útiles en planta de proyecto, de 20mx8m, ya que no se han encontrado inconvenientes con esta disposición. Es por ello que, tras calcular el caudal que debe bombear este pozo, únicamente se ha cambiado la profundidad del mismo, cambiando los 6,5m que venían en proyecto por los 2m que se han calculado anteriormente.

En cuanto a la ubicación de las bombas, se ha dejado igual que en proyecto, lo más cerca posible del Colector Sur para facilitar la conexión con el mismo (Figura 63). Esta zona, de 8m de largo, es suficiente para instalar las bombas, ya que los modelos propuestos necesitan una distancia de 0,82m entre ellos, a lo que se suma 0,4m en los extremos para dejar espacio entre la última bomba y la pared. Por tanto, para ubicar las 6 bombas es necesario disponer de un espacio mínimo de 4,8m, menor al ancho disponible de 8m.

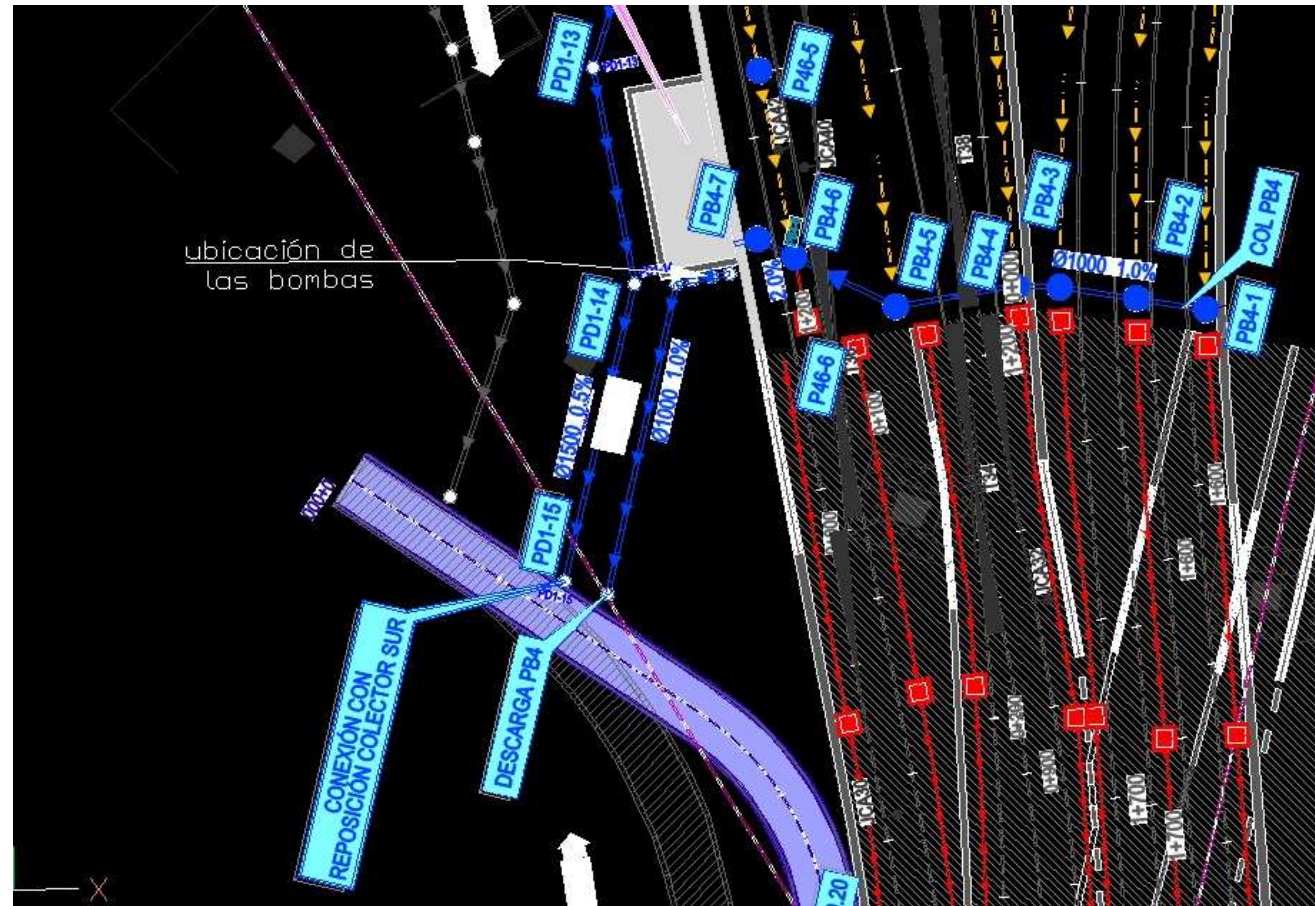


Figura 63. Ubicación de las bombas en el Pozo 4

En cuanto al acceso, teniendo en cuenta que el desnivel a salvar es de únicamente 3,5m, no será necesario disponer de descansillo. Por tanto, para salvar el desnivel serán necesarios el siguiente número de escalones:

$$N^{\circ} \text{ escalones Pozo 4} = \frac{3,5}{0,2} = 17,5 \approx 18 \text{ escalones}$$

Los cuales, al tener un ancho de 0,3m necesitarán un desarrollo horizontal de 5,4m. De forma esquemática el acceso y la rejilla para el mantenimiento, bajo la cual se instalarán las bombas, tiene la disposición de la siguiente figura:

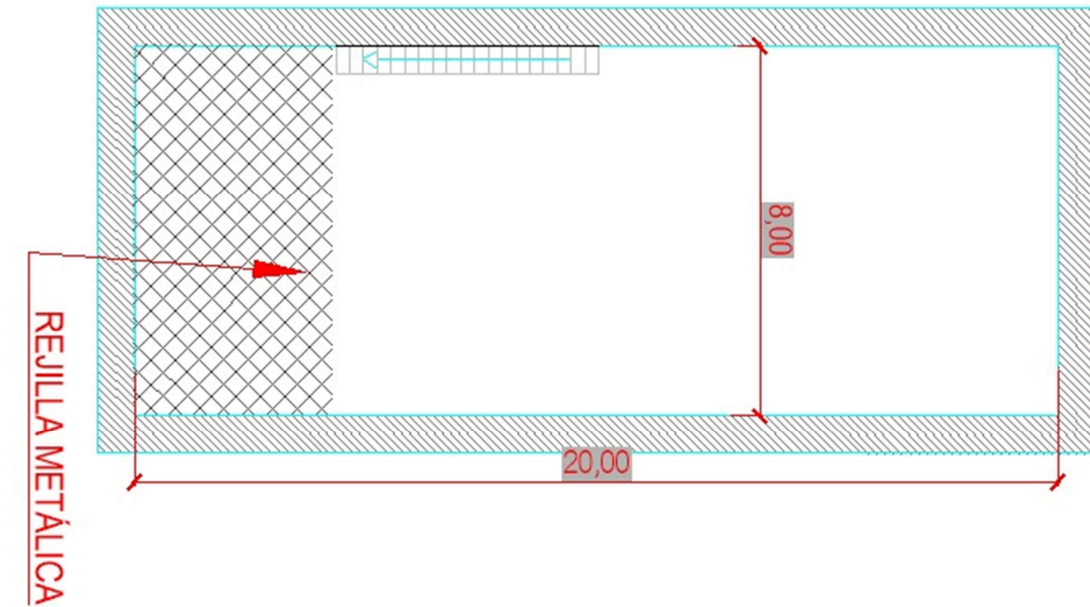


Figura 64. Disposición del acceso y rejilla para mantenimiento en el Pozo 4. Fuente: elaboración propia

6.7 Geometría Pozo de bombeo 5

En cuanto al Pozo 5, está el condicionante de que los accesos al mismo no se encuentren dentro del Futuro Parc Central, ya que no se han obtenido permisos para ello, pero que a su vez se encuentre lo más cerca posible a la rampa, para tratar de evitar en la medida de lo posible que la escorrentía discurra por los colectores del túnel.

Es por ello que el pozo se ha instalado en el entorno del PK 1+700 del eje 28, ya que en este punto se encuentra fuera del futuro Parc Central y se puede acceder por la futura acera (Figura 65).



Figura 65. Entorno en el Pozo 4. Fuente: elaboración propia con planos de la oficina técnica

Por otra parte, el ancho útil de 8m viene condicionado por el espacio entre el túnel y los edificios existentes, medido en el modelo. Por un lado, el pozo quedará anexo al túnel, para aprovechar las pantallas del mismo. Por el otro lado, se ha dejado una distancia mínima de 6m hasta los edificios existentes, para poder ejecutar el resto de pantallas que conforman el pozo.

En cuanto al largo útil del mismo, viene condicionado por el espacio entre los edificios existentes y el puente de Giorgeta. Para no interferir a estas construcciones, se ha dejado de nuevo 6m a cada lado de ambas, dejando un espacio disponible entre ellas de 15,6m, que restando el espesor de pantallas de 0,8m a cada lado se obtiene un largo útil de 14m.

Por tanto, una vez aprovechado el espacio disponible en planta, la profundidad del pozo deberá ser de 4,5m para llegar al volumen útil necesario.

En cuanto a la ubicación de las bombas, se instalan en la zona más cercana al Colector Sur (a la izquierda de la Figura 65) para facilitar su conexión. Al igual que ocurre con el Pozo 4, esta zona de 8m de largo es suficiente para instalar las 6 bombas que requieren un espacio mínimo de 4,8m. Además, se deja espacio suficiente para instalar las escaleras junto a las bombas, las cuales necesitan un ancho del 1,2m (0,6m de ancho de escalón por sentido). En conjunto se requiere un espacio de 6m, inferior al ancho útil de 8m.

En referencia al acceso, teniendo en cuenta que el desnivel a salvar es de 7,6m, será necesario disponer de descansillo a mitad del desarrollo de la escalera. Por otro lado, para salvar el desnivel serán necesarios el siguiente número de escalones:

$$N^{\circ} \text{ escalones Pozo 5} = \frac{7,6}{0,2} = 38 \text{ escalones}$$

Los cuales, al tener un ancho de 0,3m necesitarán un desarrollo horizontal de 11,4m. Dado que el acceso y la ubicación de las bombas se encuentran en la misma pared del pozo, se dividirá la escalera en dos tramos, aprovechando además el cambio de sentido para instalar el descansillo.

Por tanto, con un desarrollo horizontal de 5,7m por sentido, mas el descansillo de 1m, sólo será necesario un largo de 6,7m para instalar la escalera, inferior al largo útil de 14m. De forma esquemática el acceso y la rejilla para el mantenimiento, bajo la cual se instalarán las bombas, tiene la disposición de la Figura 66:

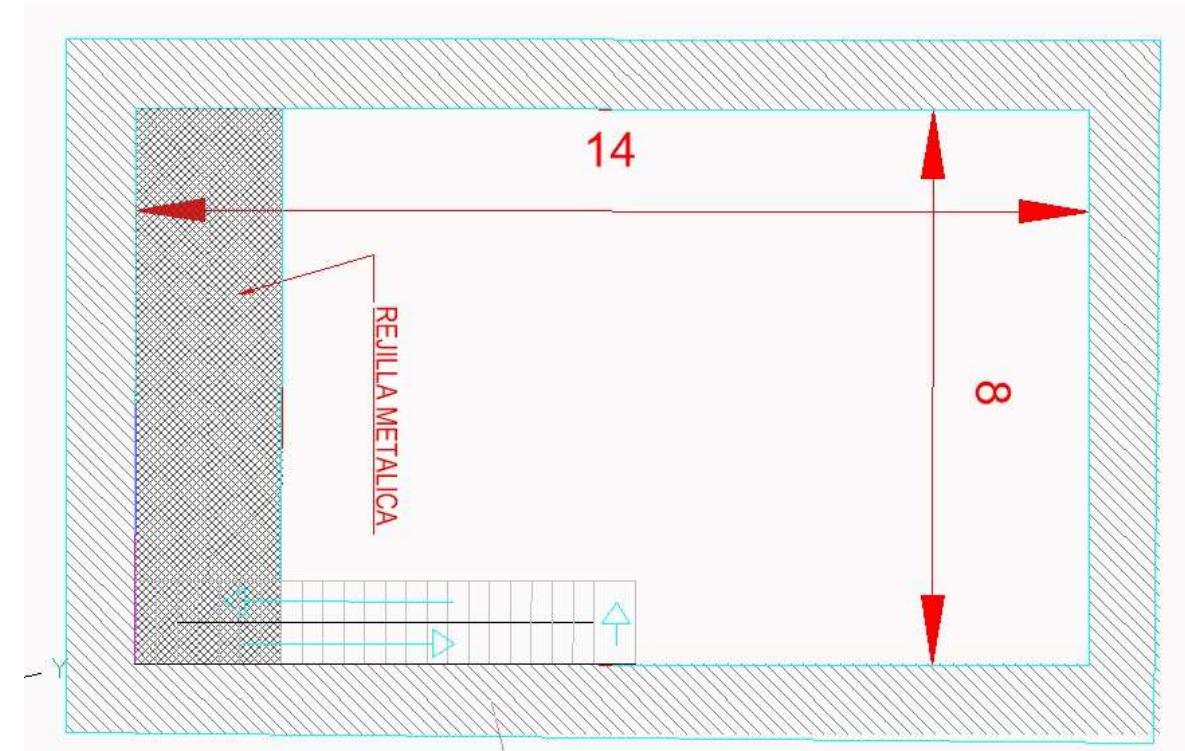


Figura 66. Disposición del acceso y rejilla para mantenimiento en el Pozo 5. Fuente: elaboración propia

6.8 Geometría Pozo de bombeo 6

De forma similar al Pozo 5, el ancho útil de 8m viene condicionado por el espacio entre el túnel y la futura parcela privada, cuya disposición se ve en la Figura 67 . Por un lado, el pozo quedará anexo Colector Sur, para aprovechar las pantallas del mismo, las cuales tienen una distancia entre caras externas de 9m.

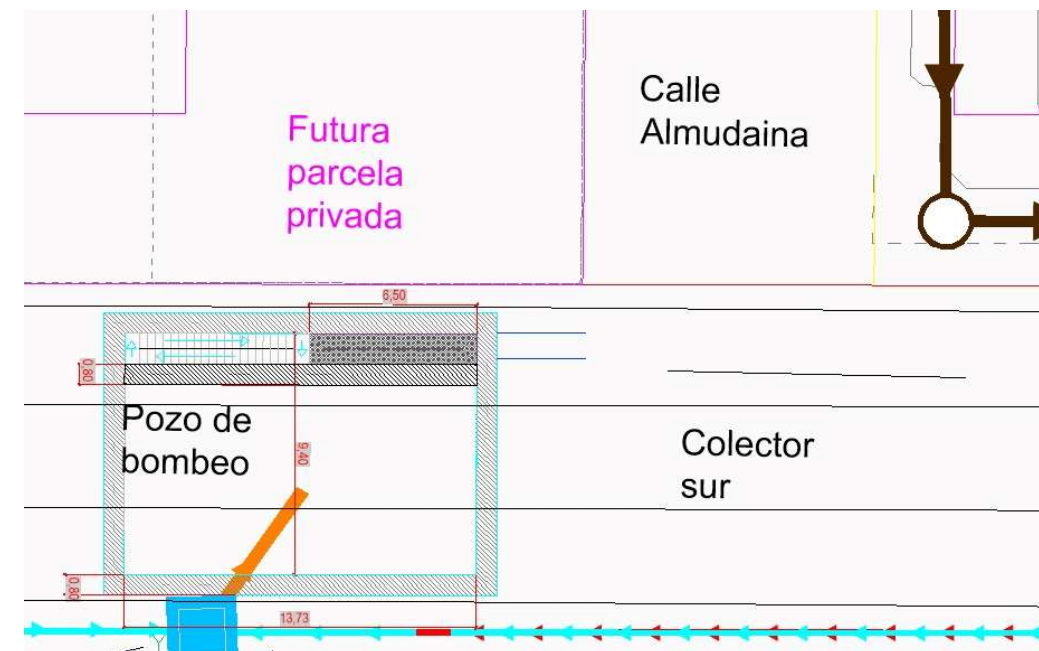


Figura 67. Entorno del Pozo 6. Fuente: elaboración propia con planos de la oficina técnica

Al otro lado del Colector Sur se han añadido unas pantallas a una distancia entre caras internas hasta las pantallas del colector de 1,2m. De esta forma se permite el acceso al pozo y la extracción de las bombas desde el exterior. También se ha comprobado que, con esta disposición, el acceso sería desde la futura acera.

Con esta disposición, restando el espesor de la pantalla del colector y añadiendo los 1,2m, se queda un ancho útil de 9,4m que es el que se ha dispuesto.

En cuanto a las limitaciones de largo del pozo, no se han encontrado limitaciones. Por tanto, en base a la profundidad necesaria del pozo se ha calculado el largo útil.

Como se ha visto, la profundidad desde la cota de vertido es de 1m. Se ha determinado así porque de esta forma se deja ese metro de espacio disponible bajo la pantalla del colector, para que se permita el paso del agua hacia el bombeo.

Por tanto, con la profundidad de 1m y el ancho útil de 9,4m, se determina que el largo útil debe ser el dispuesto de 10,7m.

En cuanto a la ubicación de las bombas, como se ha visto, se deben instalar en el lado opuesto al Colector Sur para que sea posible su extracción desde el exterior del túnel. Por ello, se deberá instalar una canalización que conecte el pozo de descarga de la bomba con el Colector Sur.

En referencia al acceso, teniendo en cuenta que el desnivel a salvar es de 19m, serán necesarios el siguiente número de escalones:

$$N^{\circ} \text{ escalones Pozo 5} = \frac{19}{0,2} = 95 \text{ escalones}$$

Los cuales, al tener un ancho de 0,3m necesitarán un desarrollo horizontal de 28,5m. Cabe tener en cuenta que, para ubicar el acceso, al largo útil de 10,7m se deben restar el espacio necesario para las bombas y para los descansillos de la propia escalera.

Para las bombas, al haber únicamente dos bombas de reducido tamaño, estas requieren 1m de ancho para su instalación (0,4m de espacio entre bombas más 0,3m en los extremos). No obstante, se dejarán 2m sin obstáculos por encima para poder extraerlas fácilmente.

Además, se disponen los descansillos en los cambios de tramo, por lo que serán necesarios 2m en horizontal para descansillos, a razón de un metro por descansillo.

Con todo, se tiene que en cada tramo se podrá realizar un desarrollo horizontal de:

$$\text{Desarrollo horizontal por tramo} = 10,7 - 2 - 3 = 5,7m$$

Por tanto, con un desarrollo horizontal de 5,7m por tramo se podrán instalar 19 escalones por tramo y no serán necesarios descansillos a mitad de los tramos ya que se desciende 3,8m en cada tramo. Con una profundidad a salvar de 19m, serán necesarios 5 tramos para acceder al pozo. De forma esquemática el acceso y la rejilla para el mantenimiento, bajo la cual se instalarán las bombas, tiene la disposición de la:

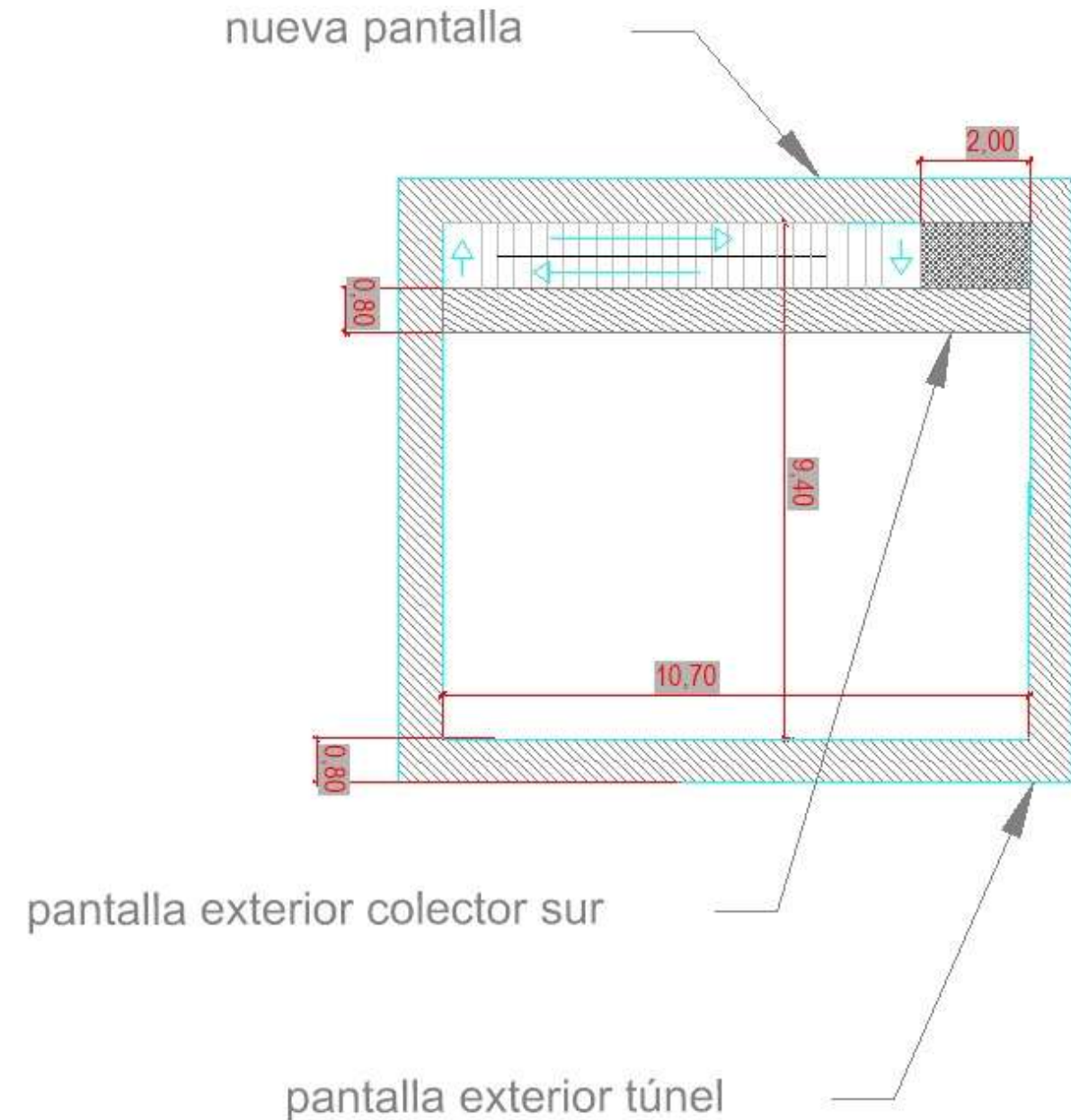


Figura 68. Disposición del acceso y rejilla para mantenimiento en el Pozo 6. Fuente: elaboración propia

7 Análisis de alternativas de vertido del Pozo 6

Generalmente, los pozos de bombeo descargan los caudales al sistema de saneamiento municipal, para lo cual se han obtenido los permisos pertinentes del Ayuntamiento. Sin embargo, el Pozo 6 es nuevo y además recoge principalmente agua de infiltraciones procedentes de los túneles ferroviarios, cuyo caudal medio se estima en aproximadamente 3 l/s.

Dado que este caudal se produce de forma prácticamente continua, supone un volumen anual cercano a los 95.000 m³, por lo que resulta conveniente analizar posibles alternativas de gestión que permitan optimizar su aprovechamiento y minimizar los impactos ambientales asociados.

7.1 Variables y condicionantes a considerar

Para la elección de la solución más adecuada se han considerado los siguientes criterios:

Criterio técnico

- Facilidad constructiva.
- Fiabilidad del sistema.
- Complejidad de explotación.
- Viabilidad hidráulica.

Criterio económico

- Coste de ejecución.
- Coste de explotación y mantenimiento.

Criterio medioambiental

- Aprovechamiento del recurso hídrico.
- Impacto sobre las masas de agua.
- Consumo de materiales y recursos.

Criterio social

- Beneficio para el entorno urbano.
- Percepción pública de la actuación.

Además, deben considerarse los condicionantes geotécnicos presentes en la zona. El terreno se encuentra formado por una capa granular de gravas situada aproximadamente entre las cotas +1 m y +10 m, quedando confinada entre materiales predominantemente arcillosos tanto en la parte superior como inferior.

Por otra parte, el agua que recoge el pozo proviene principalmente de infiltraciones, aunque los mismos. Por tanto, en cualquier alternativa se debe dejar una conexión a la red de saneamiento municipal, ya sea para verter el agua de la extinción de incendios, o por colmatación del posible depósito al que vierte desde el pozo y que se definirá a continuación.

7.2 Alternativa 1: Reinyección en acuífero

Cabe destacar que, al encontrarse en una zona urbana y al tener un gran estrato de arcillas en la zona superior, no sería posible realizar una infiltración superficial, debiendo acudir a pozos profundos de inyección.

Por tanto, la alternativa consiste en impulsar el agua extraída desde el pozo de bombeo hasta uno o varios pozos de reinyección ejecutados expresamente para devolver el agua al nivel de gravas existente entre las cotas +1 m y +10 m.

Para implantar esta alternativa sería necesario: ejecutar un sondeo de reinyección, instalar tuberías de impulsión, incorporar elementos de filtrado e implantar sistemas de control y seguimiento.

Además, la recarga gestionada de acuíferos constituye una técnica reconocida por el MITECO, aunque requiere estudios hidrogeológicos específicos y autorización administrativa previa.

Esta alternativa permitiría devolver al acuífero prácticamente la totalidad del agua de infiltración extraída del túnel.

7.2.1 Viabilidad técnica

La alternativa podría ser hidráulicamente viable al haber un gran estrato de gravas, pero su implantación requiere verificar la capacidad de admisión del medio receptor mediante los correspondientes estudios hidrogeológicos que permitan comprobar que la reinyección puede realizarse sin provocar incrementos significativos del nivel freático ni afecciones sobre estructuras e infraestructuras próximas.

Por otra parte, en caso de que la velocidad de reinyección sea menor que la de absorción del terreno, se podría producir la colmatación progresiva del pozo. Por esta razón y por se deberá dejar la bomba (descrita antes) instalada y conectada a una arqueta que derive el agua por gravedad al Colector Sur. También se instalará un sensor de nivel, para que cuando la lámina de agua en el pozo llegue a la cota -9m (cota de desagüe del túnel) se active automáticamente la bomba que derive el caudal a la red de saneamiento.

Por tanto, se deben hacer estudios previos antes de asegurar su viabilidad, que como mínimo incluirían la caracterización de la permeabilidad de las gravas en ese punto para determinar la velocidad de inyección, y realizar el estudio hidrogeológico del comportamiento del nivel freático en caso de realizarse la reinyección.

Por tanto, aunque técnicamente posible, se considera la alternativa más compleja de implantar y explotar, siendo una viabilidad técnica media.

7.2.2 Estimación económica

Los costes principales corresponden a:

- Conexiones para la reinyección

- Instrumentación de control para verificar el correcto funcionamiento de la instalación y detectar posibles afecciones al medio receptor
- Tramitación administrativa que conlleva obtención de autorizaciones y permisos por parte de los organismos competentes en materia de aguas, así como de la realización de estudios hidrogeológicos específicos que permitan justificar la viabilidad de la actuación
- Mantenimiento periódico, que incluye la inspección de las instalaciones y el seguimiento de los sondeos

Por ello, se considera una alternativa de coste alto tanto en inversión inicial como en explotación.

7.2.3 Impacto medioambiental

La alternativa de reinyección presenta importantes ventajas desde el punto de vista ambiental y de la gestión sostenible del agua. Al devolver al subsuelo los caudales captados por el sistema de drenaje, se mantiene en gran medida el balance hídrico natural de la zona, evitando que estos recursos sean extraídos de forma permanente y vertidos al sistema de saneamiento.

De este modo, el agua infiltrada vuelve a incorporarse al acuífero, contribuyendo a su recarga y compensando parcialmente las alteraciones que la propia infraestructura puede generar sobre el régimen hidrogeológico local. Asimismo, la reducción de los volúmenes vertidos disminuye la carga sobre las redes de saneamiento y las infraestructuras de depuración, favoreciendo una gestión más eficiente del recurso hídrico.

Por tanto, se considera que tiene un impacto ambiental muy bajo.

7.2.4 Impacto social

Desde el punto de vista social, la alternativa presenta un impacto generalmente favorable al contribuir a una gestión sostenible de los recursos hídricos.

Además, al reducir los volúmenes vertidos a la red de saneamiento, se favorece un uso más eficiente de las infraestructuras existentes y se minimizan los impactos asociados a la evacuación y tratamiento de aguas.

No obstante, los beneficios sociales de la actuación son principalmente indirectos, ya que la población no percibe de forma inmediata un aprovechamiento directo del recurso. Además, sería necesario dejar espacio disponible en la superficie para instalar la batería de drenes profundos, lo que ocuparía espacio público no pudiéndose destinar a otros usos.

Por lo que se considera un beneficio social medio

7.3 Alternativa 2: Depósito de almacenamiento para riego bajo calzada

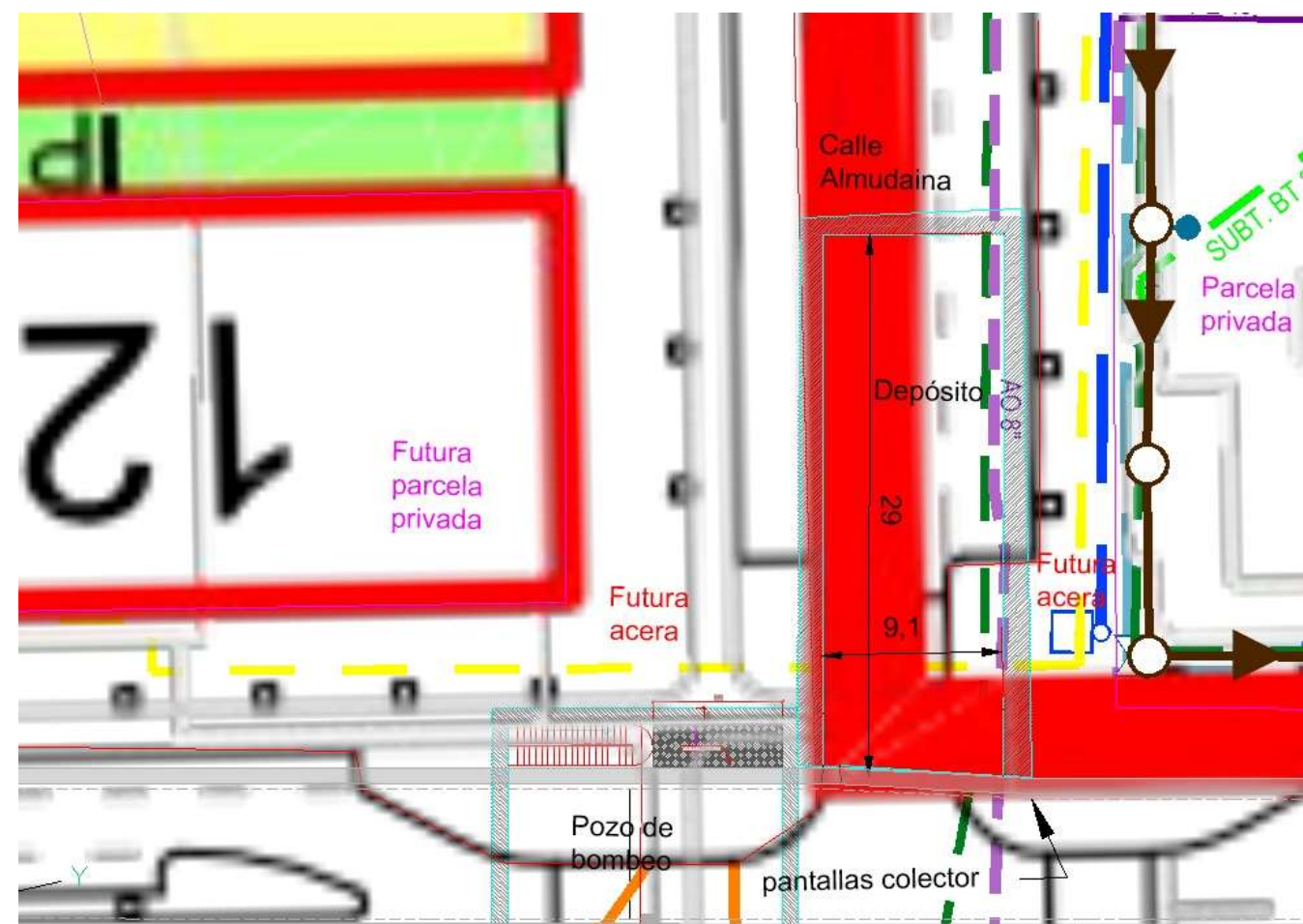


Figura 69 La alternativa consiste en construir un depósito enterrado bajo la futura calle Almudaina (Figura 69), para almacenar las infiltraciones procedentes de los túneles y reutilizarlas posteriormente para riego.

El depósito se dimensionará con un volumen de capacidad suficiente para almacenar el volumen generado por las infiltraciones durante un periodo de tres días (777,6 m³) y se preverá una conexión de alivio al colector existente mediante gravedad para los periodos en los que el depósito alcance su capacidad máxima.

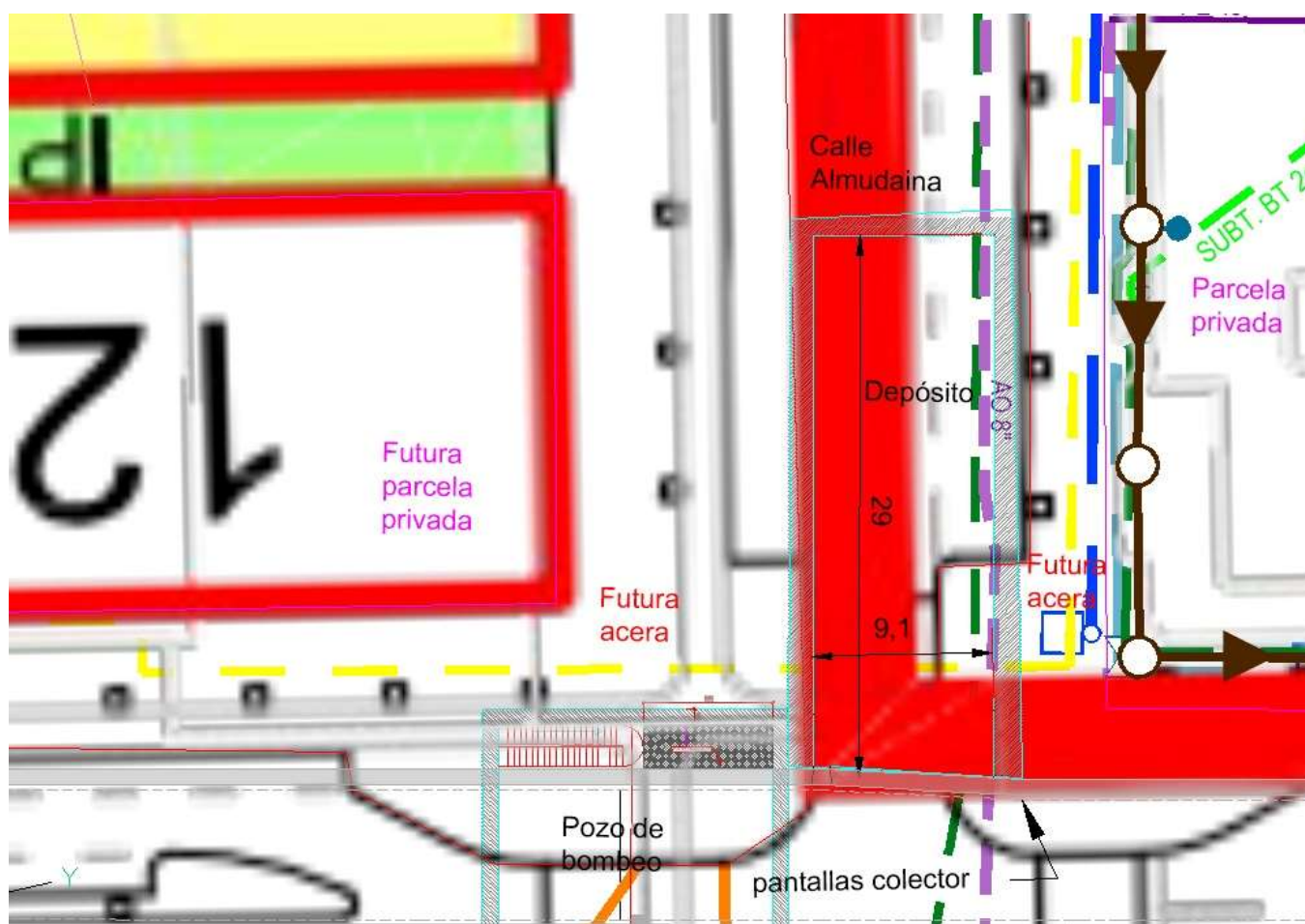


Figura 69. Ubicación para el depósito de la Alternativa 2. Fuente: elaboración propia

El volumen útil del depósito se establece para garantizar la acumulación temporal de las aguas de infiltración durante varios días consecutivos, permitiendo compatibilizar la generación continua de recursos hídricos con una demanda de riego variable y, que, en determinados periodos del año con elevadas precipitaciones, puede ser prácticamente nula.

Cuando hay episodios de lluvia, además de que no hay demanda de riego, el Colector Sur puede encontrarse trabajando cerca de su capacidad máxima o incluso presentar limitaciones para admitir nuevos aportes. En consecuencia, el depósito no solo actúa como elemento de almacenamiento de las aguas infiltradas, sino que también desempeña una función de laminación, regulando los caudales vertidos y evitando la incorporación de aportaciones adicionales a la red en momentos de elevada solicitud hidráulica.

En cuanto a la geometría, se presentan los siguientes condicionantes:

- La cota de vertido al Colector Sur se realizará a cota +7.5m. Esto es porque la cota de la parte superior de la solera del colector en este punto es +5.3m. Se añaden 2,2m de resguardo ya que el colector sur lleva caudal de aguas negras constantemente. No se puede aumentar este resguardo para evitar erosión del colector por la caída de agua.
- La cota de la futura calle se estima en +13, ya que es la cota actual superior del pavimento.
- La cara interna de la solera superior quedará 2,5m por debajo de la cota de la calzada para poder ejecutar la losa superior, los futuros servicios que deban pasar y la propia calzada.
- El ancho disponible para ejecutar el pozo es el que hay entre el pozo de bombeo y una distancia de seguridad de 5m hasta los edificios existentes. Por tanto, el ancho disponible, medido en el modelo, es de 9,1m.

Por tanto, la profundidad máxima del depósito será de 3m y el ancho máximo útil de 9,1m, con lo que deberá tener un ancho de al menos 28,8m para tener capacidad suficiente, siendo el volumen disponible del depósito:

$$V_{\text{útil}} = 3 \times 9 \times 29 = 783 \text{m}^3$$

Siendo este volumen superior al necesario para almacenar la infiltración prevista durante 3 días. Asimismo, se dispondría una conducción de alivio conectada por gravedad al Colector Sur a cota +7.5m, de modo que el sistema pueda seguir funcionando incluso cuando el consumo para riego sea insuficiente.

7.3.1 Viabilidad técnica

La solución tiene la ventaja de disponer de conexión directa del pozo al depósito y del depósito al Colector Sur. Además, se podrían aprovechar las pantallas de este colector para formar una de las paredes del depósito.

Sin embargo, durante el desarrollo de la solución se han identificado diversos condicionantes:

- Existencia de servicios urbanos que pasan por el trazado del depósito, los cuales deberían desviarse.
- Mayor complejidad estructural del depósito, debido a que tiene que soportar cargas de tráfico.
- Limitaciones para futuras implantaciones de servicios.

Además, la presencia del depósito bajo una infraestructura viaria condiciona considerablemente tanto el diseño estructural como futuras actuaciones de mantenimiento.

Por tanto, se considera una viabilidad técnica de la alternativa media.

7.3.2 Estimación económica

Los principales costes corresponden a:

- Excavación, la cual será un volumen elevado al tener que evacuar casi 800m³.
- Ejecución del depósito, que se considera un coste alto, con unos 160m³ de hormigón y unas 16Ton de acero.
- Toma y conducción del riego hasta los jardines, los cuales se encuentran en el punto más cercano al depósito a unos 16m, así como los elementos de impulsión y control que resulten necesarios.
- También se deberá instalar una válvula antirretorno en la conexión con el Colector Sur, para evitar que las aguas negras entren en el depósito para riego.

Aunque la inversión inicial resulta superior a la reinyección, los costes de mantenimiento se reducen bastante, por lo que se considera una alternativa de coste muy alto de construcción y bajo de mantenimiento.

7.3.3 Impacto medioambiental

La alternativa permite reutilizar aproximadamente 95.000 m³ de agua al año para el riego de las zonas verdes previstas, reduciendo el consumo de agua potable. De esta forma, se aprovecha un recurso hídrico que actualmente se evacuaría sin ningún aprovechamiento, contribuyendo a una gestión más eficiente y sostenible del agua.

Además, las características fisicoquímicas de estas aguas, especialmente su contenido en sulfatos, limitan significativamente sus posibilidades de reutilización para otros usos más exigentes, por lo que su empleo para riego constituye una de las opciones de aprovechamiento más adecuadas.

Por otra parte, una fracción del agua aplicada mediante riego infiltrará de nuevo en el terreno, incorporándose al ciclo hidrológico natural y contribuyendo parcialmente a la recarga del acuífero. Aunque esta recarga será inferior a la que se conseguiría mediante una reinyección directa, permite compensar parcialmente la extracción continua asociada al drenaje de los túneles.

Desde el punto de vista ambiental, la solución combina la valorización de un recurso existente con la reducción de la demanda de agua procedente de otras fuentes, contribuyendo tanto al ahorro de recursos hídricos como a una gestión más sostenible del ciclo del agua. Por lo que se considera de impacto ambiental bajo.

7.3.4 Impacto social

Presenta una percepción pública claramente favorable al destinar el agua reutilizada al mantenimiento de zonas verdes y espacios urbanos. Asimismo, supone una actuación alineada con los objetivos de sostenibilidad y economía circular.

Sin embargo, durante la construcción produciría afecciones significativas al tráfico y a los servicios urbanos existentes.

Por tanto, se considera un impacto social medio.

7.4 Alternativa 3: Depósito en futura zona verde

La alternativa consiste en construir un depósito enterrado bajo una futura zona verde situada aproximadamente a 170m del pozo de bombeo (Figura 70).

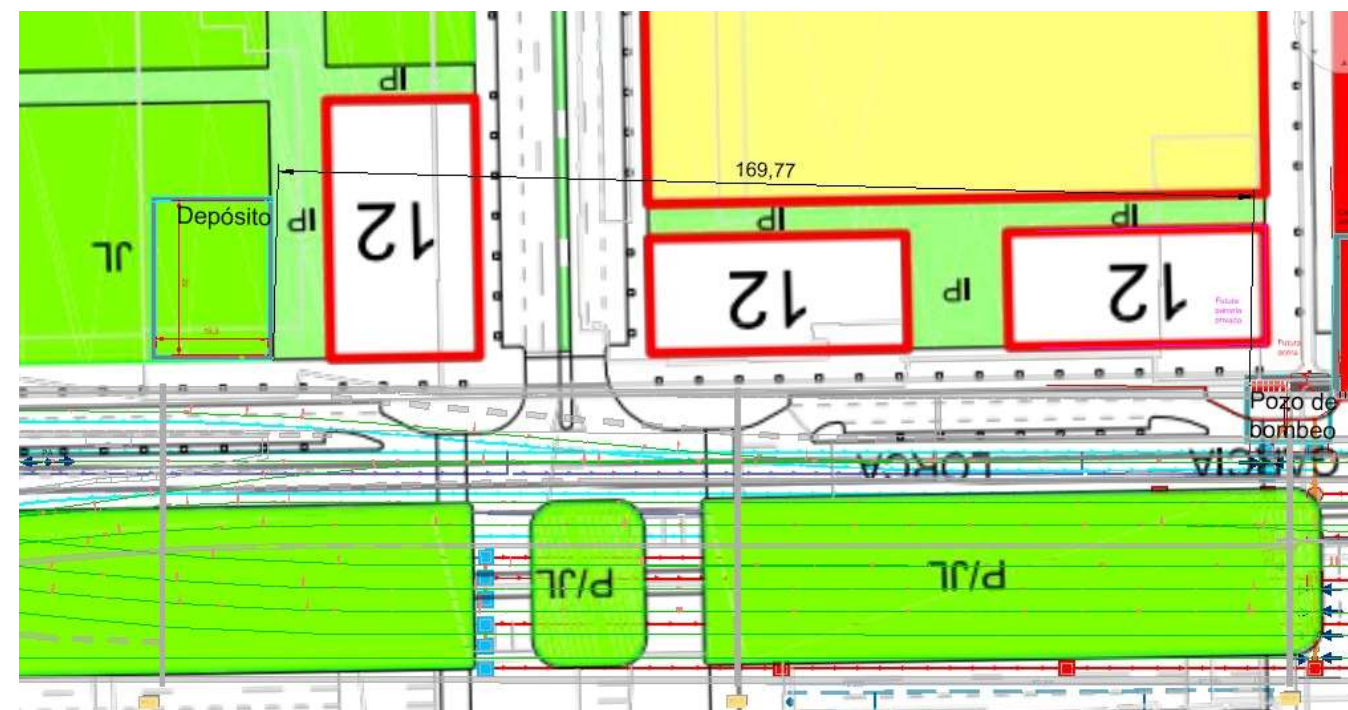


Figura 70. Ubicación del depósito de la alternativa 3 respecto al pozo de bombeo. Fuente: elaboración propia

Como en este depósito se tienen menos limitaciones de espacio, se dimensionará con un volumen de capacidad suficiente para almacenar el volumen generado por las infiltraciones durante un periodo de siete días (1.815 m³) y se preverá una conexión de alivio al colector existente mediante gravedad para los periodos en los que el depósito alcance su capacidad máxima.

Cabe destacar que la zona donde se ubicaría este depósito y el recorrido que seguiría la canalización de conexión está actualmente sin urbanizar, por lo que las afecciones de las obras serían mínimas.

Las aguas procedentes del pozo, una vez impulsadas hasta las arquetas de descarga, circularían por gravedad mediante una conducción con pendiente aproximada del 0,5 % hasta alcanzar el depósito.

Asimismo, sería necesario ejecutar una conducción de alivio desde el depósito hasta el Colector Sur, de unos 5,5m de longitud, para permitir la evacuación del excedente cuando se alcance el volumen máximo de almacenamiento.

En cuanto a la geometría, se tiene mucho espacio lateral disponible, por lo que este no será un condicionante de diseño. El único condicionante es la profundidad del pozo, ya que se deben tener

en cuenta las cotas de descarga al colector y la cota de descarga de la conducción que llega desde el pozo. Para ello se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- La cota de vertido al Colector Sur se seguirá realizando a cota +7.5m, ya que aunque se deba realizar la conexión desde el depósito hasta el colector, lo cual reduce la cota disponible, el colector tiene pendiente negativa desde el pozo hasta el depósito. Por tanto, se ha obtenido la misma cota de descarga al colector.
- La cota de descarga del pozo se ha estimado anteriormente en +12,6m. Suponiendo una profundidad de la arqueta desde la descarga hasta el fondo de 1m, se estima que el fondo del colector que conecte con el depósito tendrá cota +11,6m
- Con una longitud entre el pozo y el depósito de 170m y una pendiente del 0,5%, el colector que descargue en el depósito tendrá una cota de fondo de +10,75m

Por tanto, con la diferencia de cotas calculada, se tiene que la profundidad máxima del pozo será de 3,25m. Estableciendo la misma longitud del depósito de la alternativa anterior (29m), se tiene que el ancho mínimo para cumplir con el volumen establecido es de 19,25m, siendo el volumen útil:

$$V_{\text{útil}} = 3,25 \times 19,3 \times 29 = 1.819 \text{m}^3$$

Siendo este volumen superior al necesario para almacenar la infiltración prevista durante 7 días. Asimismo, se dispondría una conducción de alivio conectada por gravedad al Colector Sur a cota +7.5m, de modo que el sistema pueda seguir funcionando incluso cuando el consumo para riego sea insuficiente.

7.4.1 Viabilidad técnica

La solución presenta varias ventajas constructivas respecto a la alternativa anterior. Al ubicarse bajo una zona ajardinada:

- No está sometida a cargas de tráfico.
- No es necesario desviar servicios urbanos importantes.
- Existe mayor libertad geométrica para definir las dimensiones del depósito.
- La proximidad a la futura zona de riego facilita la explotación posterior de la instalación.

Como inconvenientes principales:

- Debe ejecutarse una conducción de aproximadamente 170 m, aunque actualmente esa zona no está urbanizada, por lo que su ejecución se simplifica.
- La pendiente necesaria provoca una pérdida de cota disponible para la conexión.
- Debe resolverse específicamente la conexión entre el depósito y el Colector Sur, situada a unos 5 m de distancia.

No obstante, estas dificultades se consideran técnicamente asumibles, por lo que se considera una viabilidad técnica alta.

7.4.2 Estimación económica

La solución requiere:

- Excavación, la cual será un volumen elevado al tener que evacuar más de 1800m³.
- Ejecución del depósito, que se considera un coste alto, pero que no variaría mucho la cantidad de material requerido respecto a la alternativa anterior, ya que se puede reducir el espesor de las paredes y de la losa superior al no soportar cargas de tráfico.
- También se deberá instalar una válvula antirretorno en la conexión con el Colector Sur, para evitar que las aguas negras entren en el depósito para riego.
- Canalización de 170m para unir el pozo con el depósito más la canalización de la conexión al Colector Sur.

Sin embargo, se eliminan costes importantes asociados a:

- Desvío de servicios.
- Estructuras sometidas a tráfico.

Por ello, se considera una alternativa de coste de construcción alto y de explotación bajo.

7.4.3 Impacto medioambiental

Al igual que la alternativa anterior, permite reutilizar prácticamente la totalidad del agua recogida para riego. Además, como esta alternativa dispone de un mayor volumen del depósito, es menos probable que se tenga que evacuar el caudal al Colector Sur en época donde las necesidades de riego sean escasas.

Por lo que se considera de impacto ambiental muy bajo.

7.4.4 Impacto social

La reutilización del agua resulta visible para la población y la afección durante la construcción es limitada al desarrollarse en espacios que actualmente no se encuentran urbanizados.

Por tanto, se considera un impacto social muy bajo.

7.5 Alternativa 4: Vertido directo al colector

La alternativa consiste en impulsar directamente el agua desde el pozo de bombeo hasta una arqueta conectada al colector existente.

No se prevé ningún elemento de almacenamiento ni reutilización.

7.5.1 Viabilidad técnica

Esta alternativa constituye la solución más sencilla tanto desde el punto de vista constructivo como operacional. La actuación se limita a la impulsión del agua desde el pozo de bombeo —elemento común a todas las alternativas analizadas—, la ejecución de una arqueta de conexión para derivar el caudal y la conducción necesaria hasta el Colector Sur. Por tanto, no requiere infraestructuras adicionales de almacenamiento, tratamiento o reutilización, lo que simplifica notablemente su diseño y ejecución.

Asimismo, su explotación es muy sencilla, ya que el sistema se limita a evacuar de forma continua las aguas recogidas por el drenaje, presentando unos costes de mantenimiento reducidos y escasos requerimientos de operación y control.

No obstante, la ausencia de capacidad de almacenamiento supone una limitación importante desde el punto de vista de la fiabilidad hidráulica. En situaciones de lluvia intensa, el Colector Sur podría encontrarse funcionando próximo a su capacidad máxima o incluso entrar en carga. En estas circunstancias, si el caudal bombeado no puede ser admitido por el colector, el sistema carece de un elemento de regulación que permita retener temporalmente el agua, pudiendo producirse el desbordamiento de la arqueta de conexión.

Por tanto, aunque se trata de una alternativa con una complejidad de diseño e implantación muy reducida y con mínimos requerimientos de mantenimiento, su capacidad para responder ante situaciones excepcionales es menor que la de otras soluciones que incorporan elementos de almacenamiento o regulación, considerándose una viabilidad técnica media.

7.5.2 Estimación económica

Esta alternativa, por su sencillez, requiere la menor inversión inicial y los menores costes de explotación.

Se considera una alternativa de coste bajo tanto de explotación como de construcción.

7.5.3 Impacto medioambiental

Su principal inconveniente es que desaprovecha completamente el recurso hídrico disponible.

Considerando el caudal medio estimado de 3 l/s, se estaría vertiendo aproximadamente 95.000 m³/año de agua potencialmente reutilizable.

Por este motivo, es la opción menos favorable desde el punto de vista ambiental.

7.5.4 Impacto social

No aporta beneficios adicionales al entorno urbano ni genera aprovechamiento directo para la población.

Se considera la alternativa con menor valor añadido social, con un impacto poco favorable.

7.6 Comparación de alternativas

En este apartado se realiza una comparación cualitativa de las diferentes soluciones.

SUBCRITERIO	ALT. 1 REINYECCIÓN	ALT. 2 DEPÓSITO BAJO CALZADA	ALT. 3 DEPÓSITO EN ZONA VERDE	ALT. 4 VERTIDO AL COLECTOR
Coste de ejecución	Alto	Alto	Alto	Bajo
Coste de mantenimiento	Alto	Bajo	Bajo	Bajo
Viabilidad técnica	Media	Media	Alta	Media
Impacto medioambiental	Muy bajo	Bajo	Muy bajo	Alto
Impacto social desfavorable	Medio	Medio	Muy favorable	Poco favorable

7.7 Alternativa seleccionada

A la vista de los resultados obtenidos, la Alternativa 3 del depósito en la futura zona verde se considera la más equilibrada entre los criterios evaluados.

Aunque presenta un coste de ejecución alto, el coste de mantenimiento es más bien bajo, y proporciona importantes ventajas ambientales y sociales mediante el aprovechamiento de un recurso hídrico que actualmente se desperdiciaría. Además, es muy fácil de diseñar e implantar, por lo que se considera de alta viabilidad técnica.

Esta alternativa elimina gran parte de los inconvenientes asociados a la ejecución de un depósito bajo una calzada urbana, evitando afecciones a servicios existentes, reduciendo las cargas estructurales de diseño y facilitando futuras actuaciones urbanas.

Por otro lado, la alternativa de reinyección en acuífero presenta el mejor comportamiento ambiental, pero también una complejidad administrativa, técnica y de mantenimiento significativamente superior, derivada de la necesidad de garantizar la compatibilidad hidrogeológica de la actuación y evitar afecciones a la masa de agua subterránea.

En cuanto a la alternativa de vertido directo al Colector Sur, aunque presenta el menor coste de ejecución y una explotación muy sencilla, su viabilidad técnica resulta más limitada. Esto es porque durante episodios de lluvia intensa, el colector puede encontrarse trabajando próximo a su capacidad máxima, dificultando la incorporación de nuevos caudales y reduciendo la robustez del sistema. Además, esta solución desaprovecha aproximadamente 95.000 m³ anuales de agua potencialmente reutilizable. Por ello, pese a sus ventajas económicas, se considera una alternativa menos sostenible y favorable que el resto de las alternativas.



Por todo ello, se considera que la construcción de un depósito de almacenamiento con reutilización para riego y alivio al colector constituye la solución que mejor equilibra los criterios técnicos, económicos, ambientales y sociales analizados.

8 Bibliografía

Proyecto Constructivo del Nuevo Canal de Acceso para la Integración de la Alta Velocidad en la ciudad de Valencia

Proyecto Modificado N°2 del Nuevo Canal de Acceso para la Integración de la Alta Velocidad en la ciudad de Valencia

Marco Segura, Juan B. (2013) *Estudio de inundabilidad para la adecuación de la revisión del Plan General de Ordenación Urbana de Valencia al PATRICOVA*.
<https://www.upv.es/contenidos/CAMUNISO/info/U0687841.pdf>

<https://www.sulzer.com/es-es/products/pumps>

Ministerio para la Transformación Ecológica y el Reto Demográfico. *Fichas de Gestión Integral de Acuíferos*. https://www.miteco.gob.es/es/biodiversidad/temas/desertificacion-restauracion/lucha-contra-la-desertificacion/lch_inv_tec_gestion_acuiferos.html

BOE. Resolución de 27 de mayo de 2025, de la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental, por la que se formula declaración de impacto ambiental del proyecto «Explotación de aguas subterráneas del acuífero de la Plana Sur de Valencia (080.036) por una red de pozos de sequía ubicada en la zona regable del Bajo Júcar (Valencia)»
https://www.boe.es/diario_boe/txt.php?id=BOE-A-2025-11626

https://www.sumindustria.es/content/catalog/productos/pdf/sumindustria_plomyplas_manual_tubosCorrugados_plomydren.pdf

<https://www.dmajum.com/assets/base/img/content/galerias/tuberia-alcantarillado-pvc-rib-loc/FICHA-TECNICA-RIBLOC.pdf>





PLANOS

ÁREAS CUENCAS RAMPA 1.DWG



DISEÑO DE LA MODIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL PROYECTO DEL
NUEVO CANAL DE ACCESO FERROVIARIO A LA CIUDAD DE VALENCIA

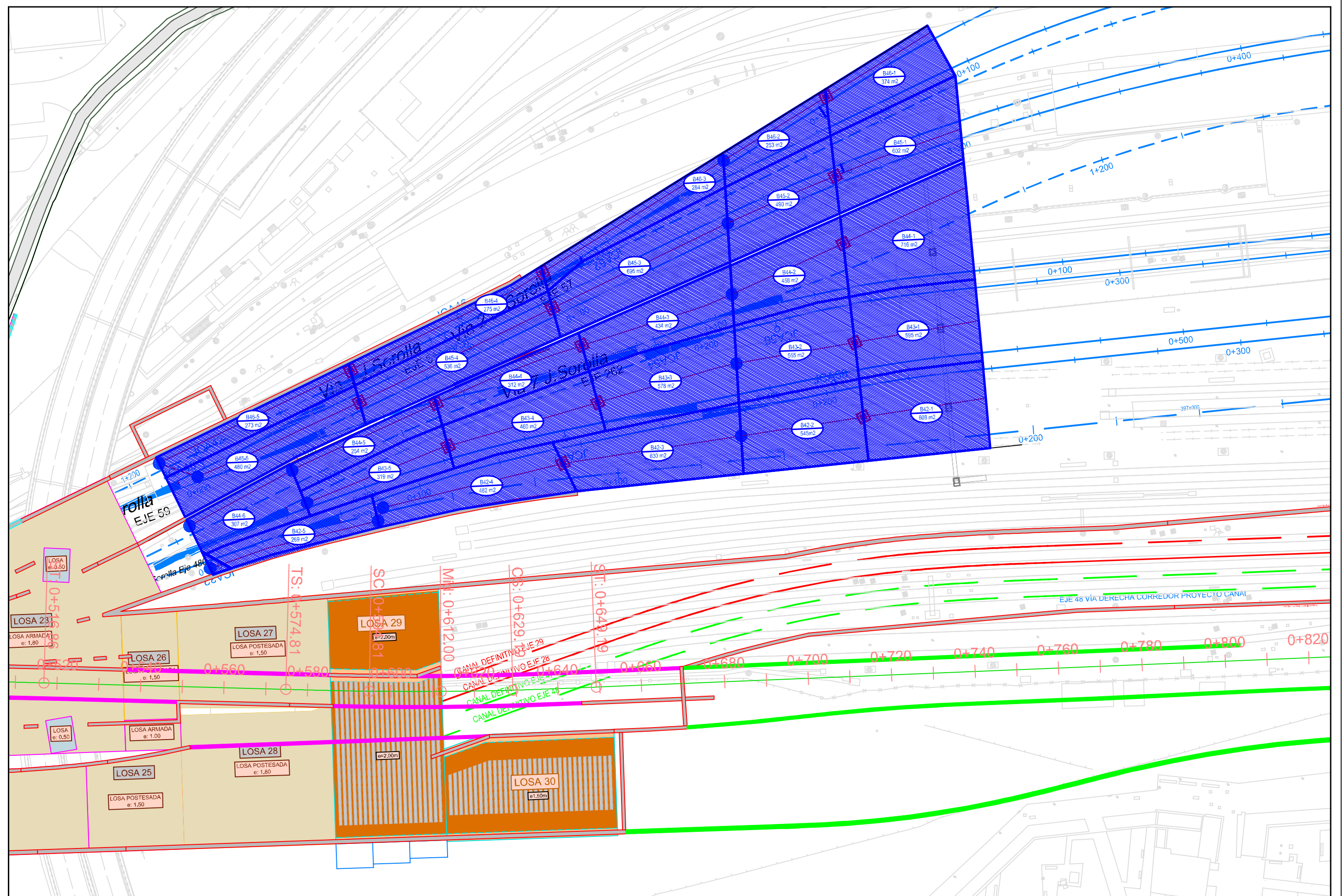
AUTORA:
AURORA MARIN YUSTE

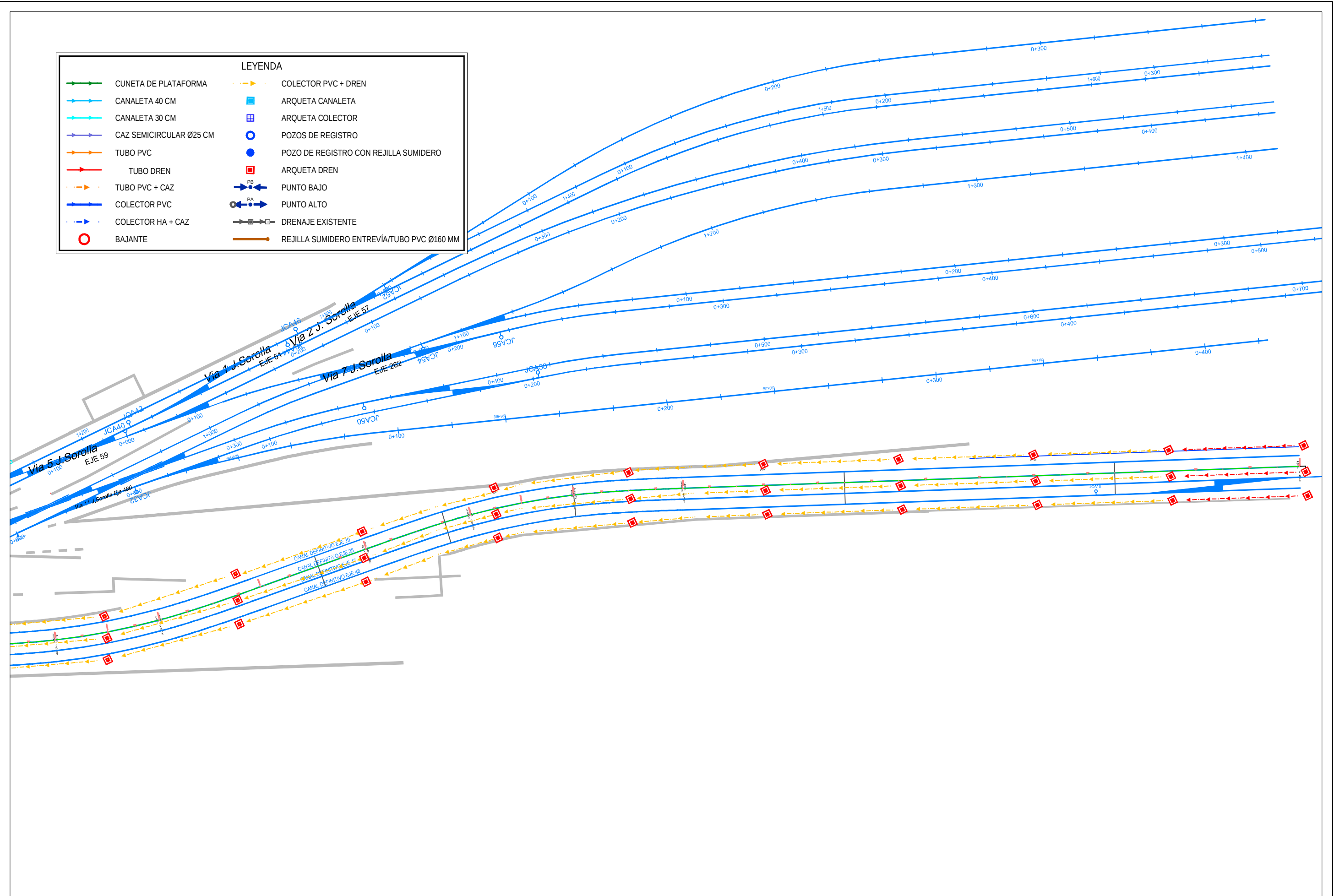
ESCALA ORIGINAL UNE A-3:
1:3000

FECHA:
07/07/2026

TÍTULO DEL PLANO:
ÁREAS CUENCAS RAMPA 1

Nº DE PLANO:
1
HOJA 1 DE 2





DISEÑO DE LA MODIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL PROYECTO
DEL NUEVO CANAL DE ACCESO FERROVIARIO A LA CIUDAD DE VALENCIA

AUTORA:
AURORA MARÍN YUSTE:

ESCALA:
1:3000

FECHA:
07/07/2026

TÍTULO DEL PLANO:
PLANTA DE DRENAJE RAMPA 1

Nº PLANO:
2
HOJA 1 DE 2

CUNETA DE PLATAFORMA

CANAleta 40 CM

CANAleta 30 CM

CAZ SEMICIRCULAR Ø25 CM

TUBO PVC

TUBO DREN

TUBO PVC + CAZ

COLECTOR PVC

COLECTOR HA + CAZ

BAJANTE

COLECTOR PVC + DREN

ARQUETA CANAleta

ARQUETA COLECTOR

POZOS DE REGISTRO

POZO DE REGISTRO CON REJILLA SUMIDERO

ARQUETA DREN

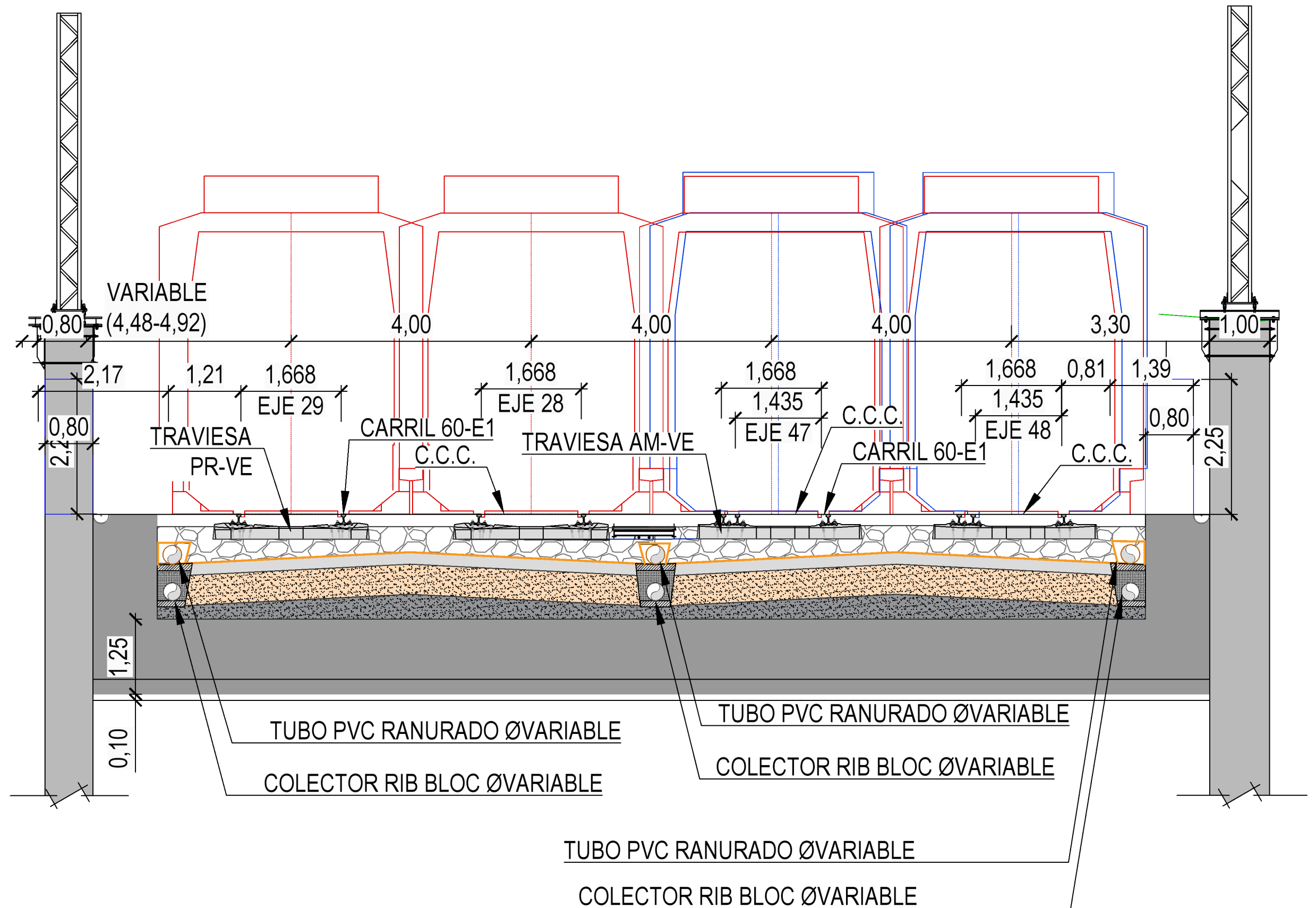
PUNTO BAJO

PUNTO ALTO

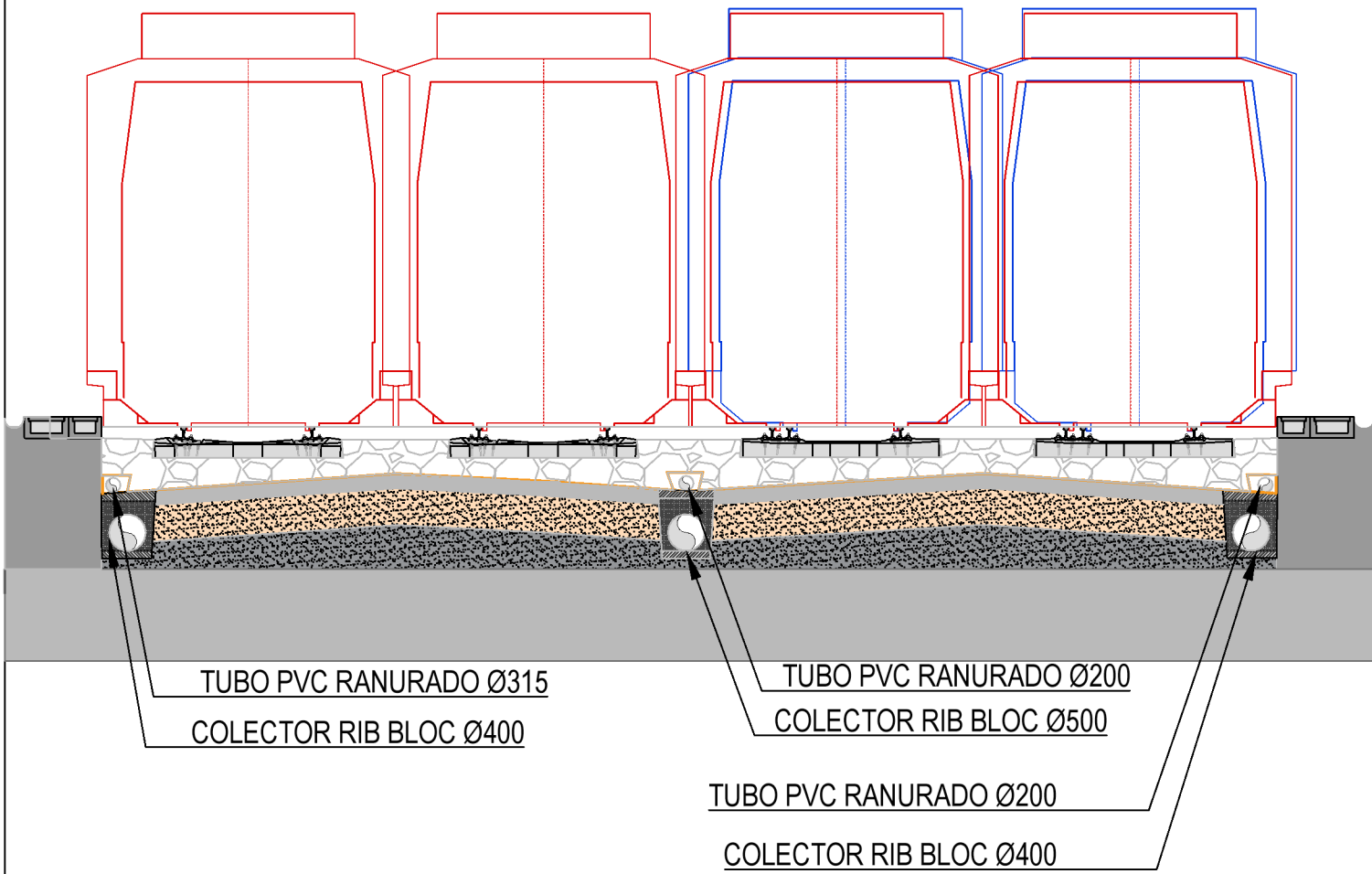
DRENAJE EXISTENTE

REJILLA SUMIDERO ENTREVÍA/TUBO PVC Ø160 MM

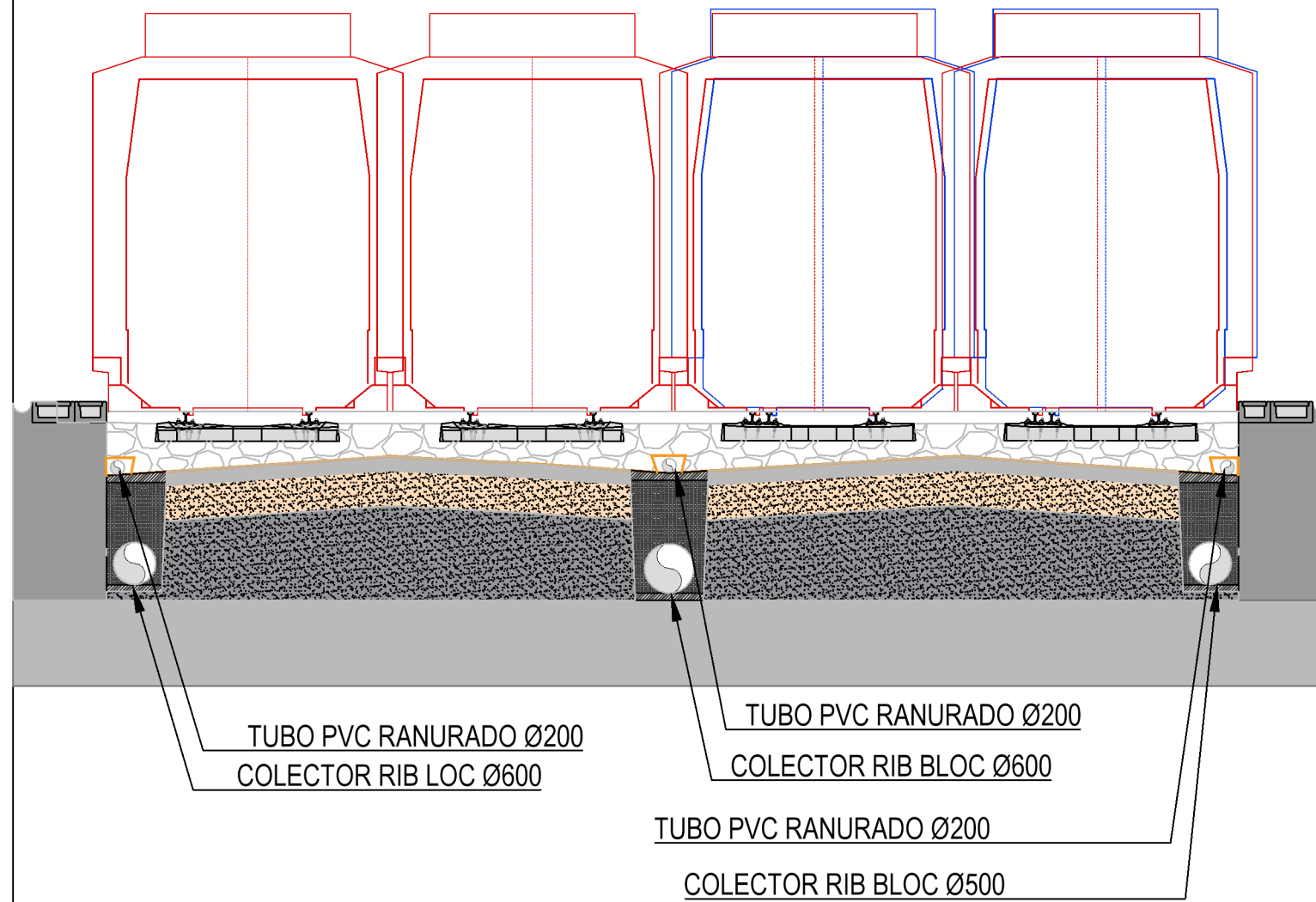
DISEÑO DE LA MODIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL PROYECTO DEL NUEVO CANAL DE ACCESO FERROVIARIO A LA CIUDAD DE VALENCIA	AUTORA: AURORA MARÍN YUSTE:	ESCALA: 1:3000	FECHA: 07/07/2026	TÍTULO DEL PLANO: PLANTA DE DRENAJE RAMPA 1	Nº PLANO: 2
					HOJA 1 DE 2



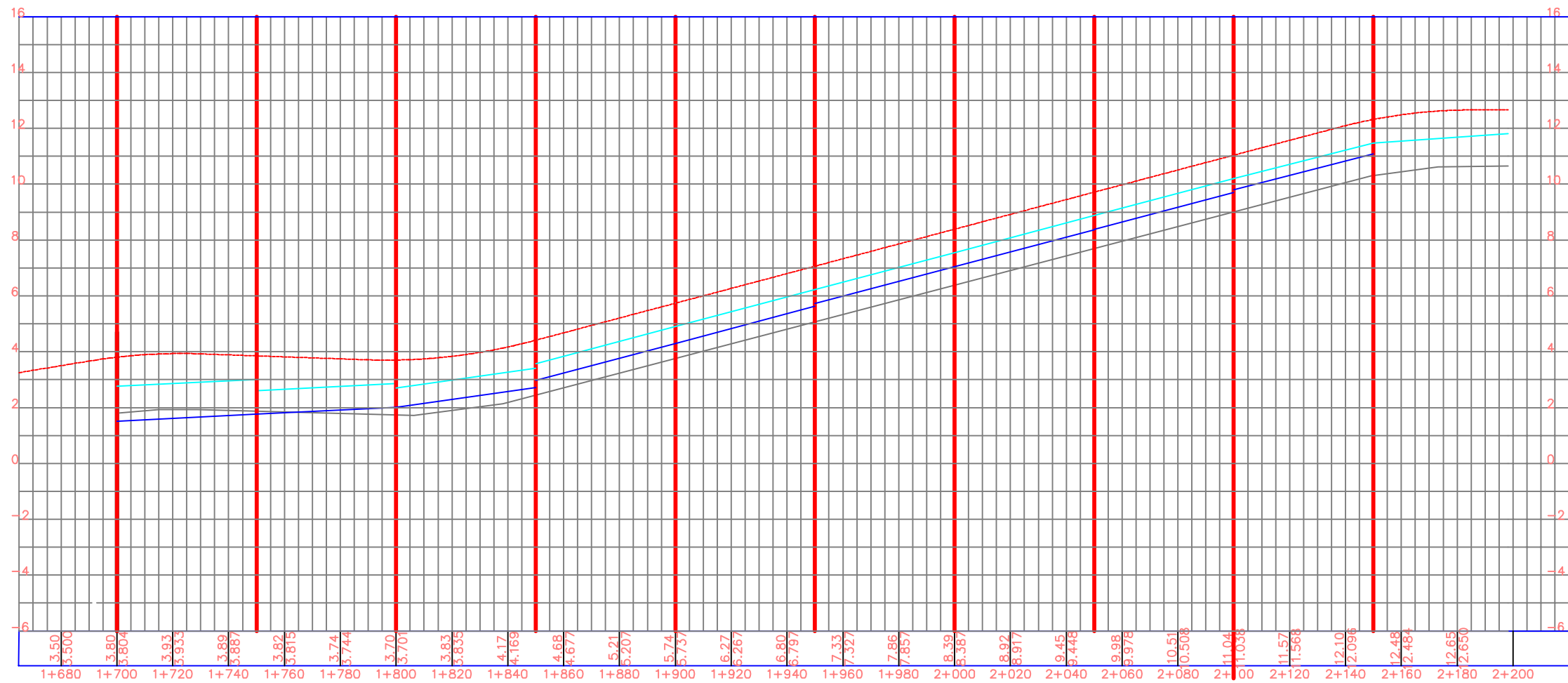
Sección en PK 1+820 eje 28



Sección en PK 1+700 eje 28

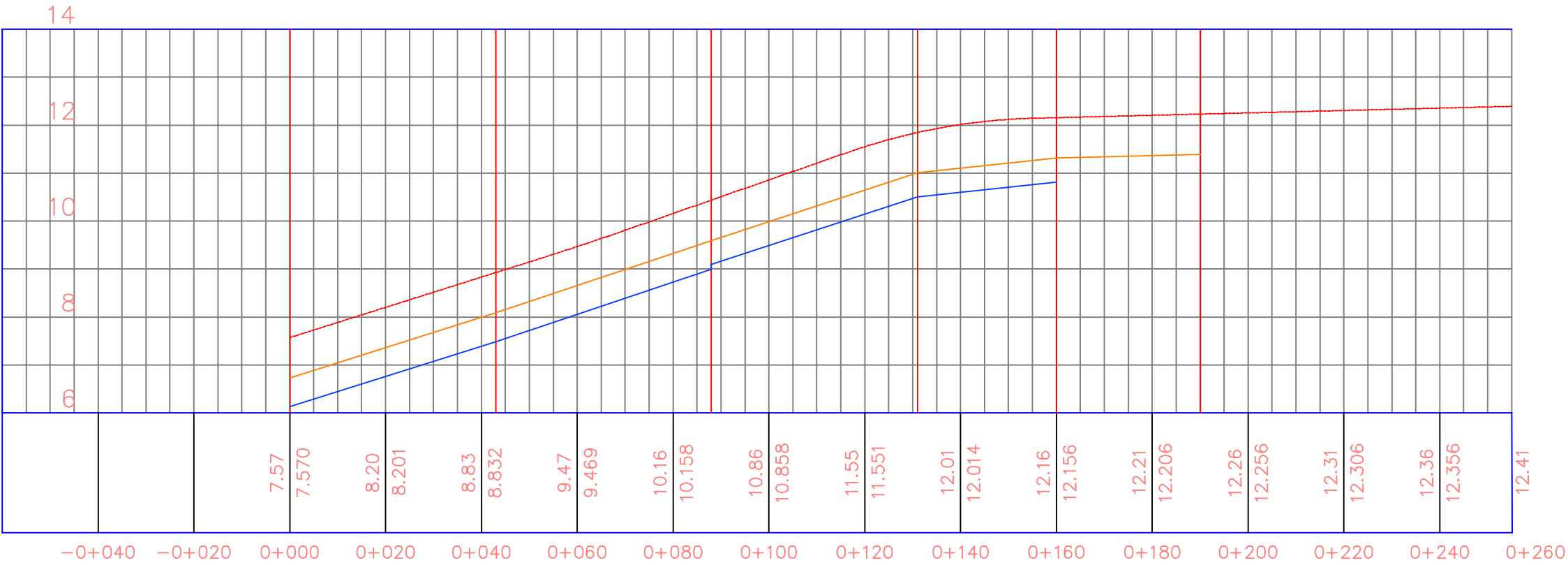


Eje28 PROFILE



LEYENDA	
	TUBO DREN
	COLECTOR
	LOSA PROYECTADA

Eje480 PROFILE



LEYENDA	
	TUBO DREN
	COLECTOR
	LOSA PROYECTADA