ANEJO 3

GEOLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA

ÍNDICE

1. Introducción y objetivos 1
1.1. Introducción 1
1.2. Objetivos 1
1.3. Bibliografía utilizada 1

2. Geología 2
2.1. Geología regional 2
2.2. Geología general de la zona 3
2.3. Unidades geológicas 5
2.3.1. Triásico Keuper (T_G) 5
2.3.2. Depósitos cuaternarios (Q) 6
2.3.3. Rellenos antrópicos (R) 8
2.4. Tectónica 8
2.5. Geomorfología 9
2.6. Sismicidad 10
2.6.1. Introducción 10
2.6.2. Zonificación sismotectónica 10
2.6.3. Consideraciones normativas generales 10
2.6.4. Aceleración sísmica de cálculo 12
2.6.5. Conclusiones de sismicidad 14

3. Hidrogeología 14
3.1. Introducción 14
3.2. Campaña geotécnica - hidrogeológica 16
3.3. Marco hidrogeológico general 18
3.3.1. Sistemas Acuíferos y Unidades Hidrogeológicas 19
3.3.2. Masas de Agua Subterráneas 20
3.4. Caracterización hidrogeológica local 21
3.4.1. Parametros hidráulicos 21
3.4.2. Niveles piezométricos e isopiezas 24
3.4.3. Funcionamiento hidráulico del acuífero 27
3.4.4. Inventarios de puntos de agua 28
3.5. Interacción Obra – Unidades hidrogeológicas 36
3.5.1. Fase de Obra. Simulación de posibles soluciones para evitar la entrada de agua subterránea durante la fase de obra 36
3.5.2. Fase de Explotación. Simulación del efecto barrera en régimen permanente correspondiente a la estructura ferroviaria soterrada 45
3.5.3. Fase de Explotación. Simulación del efecto barrera en régimen permanente correspondiente al aparcamiento subterráneo 76

Apéndices:

Apéndice 1. Planta geológica general

Apéndice 2. Planta de ubicación de prospecciones

Apéndice 3. Perfil geológico - geotécnico

Apéndice 4. Informe sobre las simulaciones efectuadas (peñalaza – la tercia, 2018)

Apéndice 5. Estudio del posible efecto barrera ocasionado por el aparcamiento subterráneo. Modelización matemática de flujo 2021

1. Introducción y objetivos

1.1. Introducción

El "Estudio complementario al 'estudio informativo del soterramiento del ferrocarril en Torrelavega' del aparcamiento subterráneo junto a la nueva estación en Torrelavega" se engloba dentro de los trabajos que se deberán desarrollar para la supresión de la barrera ferroviaria de Torrelavega, en la que se contempla el soterramiento de las vías de la RAM y la construcción de un nueva Estación en las proximidades de la actual, situada en la Avenida Menéndez Pelayo nº7, en la Plaza de la Estación.

En el presente Estudio Complementario se desarrolla, al mismo nivel de detalle que el Estudio Informativo de referencia, un aparcamiento subterráneo junto a la nueva estación de ferrocarril, de forma que este preste servicio a los usuarios de ferrocarril.

1.2. Objetivos

El objeto del presente documento es analizar de forma preliminar (con el detalle propio de un Estudio Informativo) las características geológicas de los materiales que componen el subsuelo de la zona en la que se prevé la ubicación del aparcamiento.

Para ello, se procede a redactar el presente anejo, que recoge las consideraciones preliminares en materia de geología que pueden suponer condicionantes para la ejecución de las obras.

Su contenido está basado fundamentalmente en lo expuesto en el "*Estudio Informativo para el soterramiento del ferrocarril en Torrelavega"*, redactado por INECO en 2019. Se han empleado, por tanto, las mismas denominaciones de las unidades, descripciones, etc.

1.3. Bibliografía utilizada

Para la realización del estudio se ha utilizado la siguiente información previa existente:

(1) "Estudio Informativo para el soterramiento del ferrocarril en Torrelavega". (INECO, 2019)

(2) "Proyecto de Construcción. Autovía A-67 Cantabria – Meseta. Ramal de Continuidad Sierrapando – Barreda y Mejora de los Enlaces de Sierrapando, Barreda y Torrelavega. Tramo: Torrelavega". (INECO, 2017).

(3) "Estudio y caracterización de manantiales y fuentes naturales del Ayuntamiento de Torrelavega". José Luis Gómez de Diego, 2013. Tesis de Grado (Directores: Gema Fernández Maroto, José Manuel de la Iglesia Ceballos). Escuela Politécnica de Ingeniería de Minas y Energía. Universidad de Cantabria.

(4) "Proyecto Básico de Soterramiento del F. C. FEVE en Torrelavega". Anejo 4 Hidrogeología. Constituido por un Estudio Hidrogeológico sensu estricto, que incluye una campaña geotécnica e hidrogeológica propia y la construcción de un modelo matemático de simulación para valoración del posible efecto barrera y la evaluación de la eficacia de posibles medidas de restitución de flujo subterráneo. (INECO, 2011).

(5) "Estudio de Integración de la Red Ferroviaria en Torrelavega (Cantabria). Informe de encaje ferroviario del soterramiento con los condicionantes de la reunión de seguimiento de noviembre de 2008". INTRAESA. Ministerio de Fomento (mayo 2009).

(6) "Estudio Informativo Autovía A-67. Ampliación de capacidad y ramal de continuidad. Tramo: Santander-Torrelavega". Clave EI-1-S-22, redactado por SENER en diciembre de 2008.

(7) “Estudio Geotécnico de la Estación de autobuses soterrada en La Carmencita con aparcamiento subterráneo y apeadero”. SONINGEO S.L. Gobierno de Cantabria - Dirección General de Transportes y Comunicaciones (Julio 2005).

(8) Mapa Geológico de España. Escala 1:50.000. Serie Magna. Hoja de Torrelavega (34). Instituto Geológico y Minero de España (1976).

(9) Mapa Hidrogeológico de España. Escala 1:200.000. Hoja de Santander (4). Instituto Geológico y Minero de España (1989).

(10) Mapa Topográfico de España. Escala 1:25.000. Hojas: 34-1, 34-2, 34-3 y 34-4. CNIG. Versión digital ráster.

(11) Mapa Topográfico de España. Escala 1:25.000. Hojas: 34-1, 34-2, 34-3 y 34-4. CNIG. Versión digital vectorial.

(12) Modelo Digital de Elevaciones LIDAR. Escala 1:50.000. Hoja de Torrelavega (34). CNIG. Versión digital ráster (formato ASC) con resolución 5 x 5 m.

(13) Base de Datos Hidrogeológicos. IGME.

(14) Registro de Aguas Minerales y Termales. IGME.

(15) Registro de Captaciones. Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental.

2. Geología

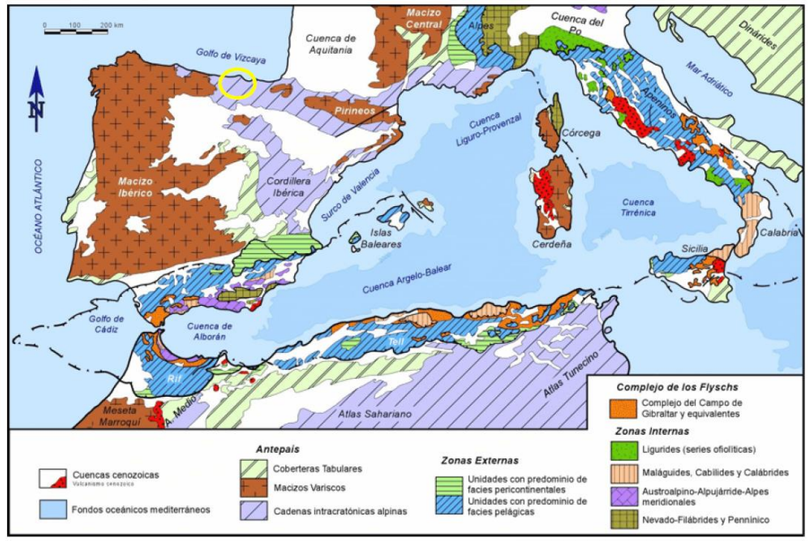
2.1. Geología regional

Cantabria, durante el Paleozoico, se encontraba situada en una gran cuenca sedimentaria marina, en lo que actualmente se denomina Zona Cantábrica del Macizo Hespérico, por lo que los materiales geológicos más antiguos de la región aparecen en la parte suroeste de la misma. Estos terrenos están constituidos por enormes masas de caliza, de edad carbonífera, que forman los relieves de los Picos de Europa, así como las pizarras y areniscas que aparecen en los valles de Nansa y Liébana. No obstante, las rocas paleozoicas más antiguas, ordovícicas, forman las sierras del Pechón y Prellezo.

En el resto de Cantabria los materiales paleozoicos han sido cubiertos por sedimentos más modernos, mesozoicos y cenozoicos, que con su conjunto se denominan Cuenca Mesoterciaria Vasco-Cantábrica.

Los materiales mesozoicos ocupan la mayor parte de la superficie regional. Estos materiales fueron afectados por la orogenia Alpina. Aunque a lo largo del Mesozoico se sucedieron una serie de pequeños movimientos, las estructuras generales más conspicuas se corresponden con edad pirenaica.

En la siguiente figura se muestra el mapa geológico del Orógeno Alpino. La zona de estudio se enmarca en la zona de cordilleras intracontinentales alpinas, limitada por el macizo Ibérico al oeste, la cuenca Cenozoica del Duero al sur, y hacia el este por los Pirineos.



Mapa geológico del segmento occidental del Orógeno Alpino premediterráneo. Se ha marcado en amarillo la zona de estudio (Geología de España. J.A. Vera. IGME.2004).

2.2. Geología general de la zona

Desde el final de la tectónica hercínica hasta la transgresión triásica, el área de la Cuenca Mesozoica, que se iba formando, se vio afectada por un relieve morfológico o estructural que no alcanzó la completa peneplanización. La sedimentación paleozoica posthercínica (Pérmico) y, en parte, la del Buntsandstein, se depositó en zonas deprimidas, rellenándolas, y siendo posteriormente solapada por la transgresión del Keuper arcilloso evaporítico, cuya deposición fue simultánea con la efusión de materiales sub-volcánicos de magmatismo básico (ofitas) en la parte oriental.

Después de la sedimentación triásica se produce un pequeño hundimiento del fondo de la cuenca, que el mar aprovecha para invadir la región y depositar las potentes series de calizas y dolomías del Lías Inferior.

El Lías Superior se conserva en la zona de Torrelavega y Santander, y el Dogger en la de Santoña. Los sedimentos del Jurásico presentan, en conjunto, facies litorales a neríticas, con un máximo de profundidad durante el Lías Superior y parte inferior del Dogger, habiéndose depositado en una cuenca relativamente estable, en la que existían pequeñas subsidencias diferenciales.

Ya en el Cretácico Inferior, una regresión del mar origina los sedimentos continentales en facies Weald tienen, en la zona costera, un espesor pequeño, en especial en su extremo occidental, a la altura del anticlinal del río Nansa, donde no sobrepasan los 50 m mientras que, en las regiones meridionales, al sur de la Franja Cabalgante del Escudo de Cabuérniga, alcanzan más de 1.500 m, lo que demuestra la actividad tectónica casi continua de esta franja.

Las facies son terrígenas finas en las regiones occidentales, que se van haciendo más gruesas, con intercalaciones importantes de areniscas, desde la zona oriental de Torrelavega hasta la de Santoña.

En la zona norte de Torrelavega se encuentran facies lacustres en la parte baja del Weald, que deben interpretarse como de lagunas internas, separadas del resto de la cuenca donde existía sedimentación activa de materiales provenientes del continente.

El ciclo de sedimentación de la serie arenoso-arcillosa constituye la fase terrígena activa. A medida que se depositaba la serie de facies Weald, se producía la colmatación gradual de la cuenca.

Después del levantamiento o rejuvenecimiento del Macizo Asturiano y Meseta Castellana, y de la activa erosión de sus materiales, que dieron lugar al depósito de los sedimentos arenosos, limolíticos y arcillosos de facies Weald, al comienzo del Aptiense, tuvo lugar una disminución gradual del aporte continuo detrítico-terrígeno, permitiendo la entrada del mar en una amplia plataforma en la que pueden desarrollarse los organismos constructores de arrecifes, produciéndose una sedimentación calcárea, con irregulares aportes terrígenos.

Los espesores y las facies, durante la sedimentación del Aptiense, son muy variables, debido a que el depósito tuvo lugar en una cuenca relativamente inestable, con existencia de surcos y umbrales móviles, cuya localización está en estrecha relación con las áreas diapíricas actuales.

Al comienzo del Albiense se interrumpe el desarrollo de los organismos constructores y, por tanto, de las facies arrecifales, debido a que los aportes de material terrígeno se hacen muy intensos. Los ríos transportan enormes cantidades de arena y limo.

A partir del Albiense Medio, los aportes terrígenos tienen lugar de un modo intermitente, y sobre todo menos intenso, lo que da lugar a la sedimentación de calcarenitas durante el Albiense Medio y Superior. La cuenca tiene ya un carácter marino normal, aunque la profundidad del medio es pequeña (puede estimarse en unos 20-40 m). En general, las calcarenitas se han depositado en un medio de energía moderado a alto, como se deduce de la presencia de intraclastos.

En las áreas donde durante el Albiense Inferior-Medio continuó la sedimentación de calizas arrecifales, en el Albiense Medio-Superior se depositan una serie de margas con intercalaciones de calizas arcillosas. Estas regiones se caracterizan al tiempo por ser mucho más subsidentes que aquellas en las que predomina la sedimentación calcarenítica.

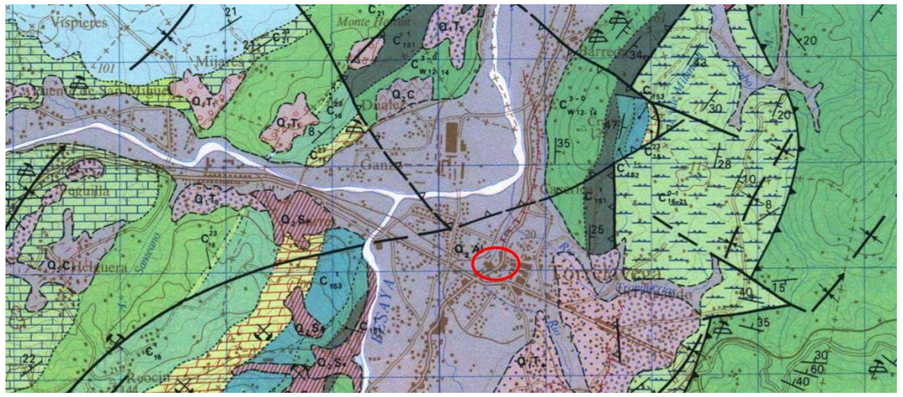
El Cenomaniense Inferior presenta, en la mayor parte de la cuenca, una sedimentación molásica con desarrollo de ciclotemas en los que alternan términos de facies marina con otros de carácter continental-fluvial.

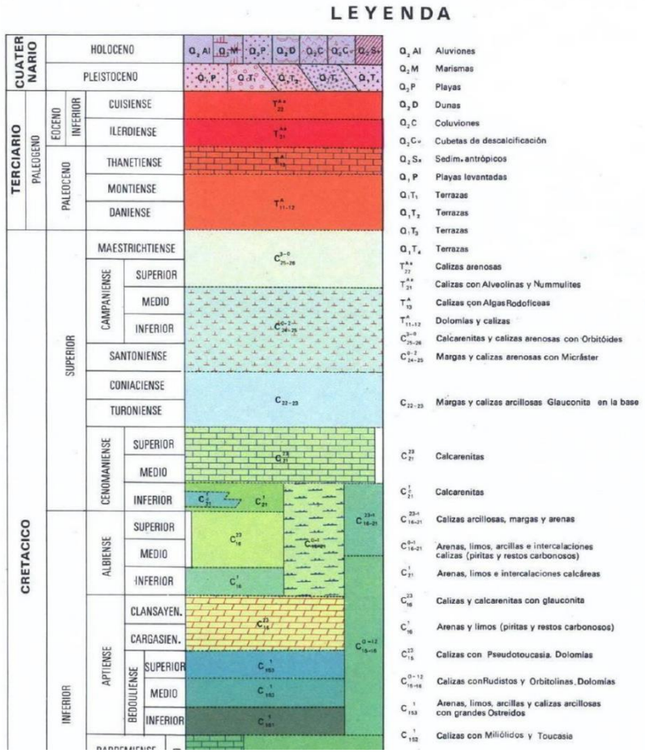
El hiato del techo del Cenomaniense es característico de la mayor parte de la Cuenca Cantábrica y muy probablemente se debe a una interrupción de la sedimentación, por lo que puede interpretarse como una condensación de capas.

Durante el Turoniense, Coniaciense y Santoniense la cuenca alcanza los máximos de profundidad, depositándose la serie de margas y calizas arcillosas nodulosas en un medio nerítico, correspondiente a la zona exterior de la plataforma y, eventualmente, a la interior.

La cuenca del Campaniense Inferior y Medio es algo menos profunda que en el Santoniense, depositándose calizas arcillosas y margas arenosas en la zona occidental. Se trata de sedimentos neríticos, depositados en la zona interior de la plataforma continental.

En el Campaniense Superior y Maastrichtiense, los sedimentos son de carácter nerítico.





Extracto del Mapa Geológico de España, serie MAGNA, hoja de Torrelavega. Se ha señalado en rojo la zona de estudio, y leyenda correspondiente. (Mapa geológico de España. Escala 1:50.000. Hoja de Torrelavega (34). IGME. (1976).

El Paleoceno comienza por dolomías y microdolomías que se han referido al Daniense por su disposición estratigráfica y que por la microfacies y por los Gasterópodos parecen haberse depositado en un medio lacustre-salobre. El resto del Paleoceno es de facies de nerítica a litoral.

El Cuisiense Inferior corresponde a facies neríticas con Nummulites y Alveolinas. En cualquier caso, la influencia del continente es patente.

Al faltar los sedimentos superiores al Cuisiense Medio, sólo podemos afirmar, basándonos en datos de zonas próximas, que el plegamiento debe corresponder a las fases Pirenaica, Sávica y Estaírica, sin que pueda precisarse la importancia relativa de cada una de ellas.

2.3. Unidades geológicas

Los terrenos afectados por el aparcamiento subterráneo corresponden esencialmente a depósitos aluviales de edad Cuaternario, que yacen encima de un sustrato de edades Cretácico y Triásico.

En la zona de estudio se definen los siguientes tipos litológicos:

2.3.1. Triásico Keuper (T_G)

Esta formación no aflora superficialmente, detectándose únicamente en los sondeos realizados. Está constituido por yesos con intercalaciones de lutitas negras. La literatura geológica describe localmente masas o bloques de materiales de formaciones más modernas, principalmente carniolas o dolomías del Lías inferior, por situarse caóticamente sobre los materiales plásticos del Keuper. Esta unidad presenta un carácter acusadamente diapírico.

Detalle de estos materiales, se observa claramente la alternancia de niveles yesiferos y las lutitas negras. La estratificación es subvertical.

Detalle se los yesos, en algunas zonas se observan rellenos cársticos de arcillas negras.

Se observan síntomas de karstificación en los yesos, que pueden incluso haber desarrollado cavidades de tamaño métrico, rellenas de otros materiales. Esta unidad fue atravesada por el sondeo S-2 perforado en la finca de la Carmencita (2) a 10 m de profundidad, y en los sondeos 1+080 y 1+715 del proyecto, a 16,5 m y 15 m de profundidad, respectivamente. Esto ha permitido interpretar un nivel de sedimentos estuarios (arcillas negras con cantos de dolomía) cortado por el final del sondeo 1+080.

En los sondeos más próximos a la zona del aparcamiento no se ha detectado esta unidad. No obstante, se localiza en las inmediaciones, por lo que se ha considerado conveniente incluirla en el presente anejo.

En general, las arcillas presentan una permeabilidad muy reducida que podría incrementarse en cierto modo por la disolución de los yesos. No obstante, para los objetivos del estudio se pueden considerar como base impermeable del acuífero.

2.3.2. Depósitos cuaternarios (Q)

En la zona de estudio existen diferentes tipos de materiales cuaternarios:

2.3.2.1. Materiales cuaternarios pleistocenos

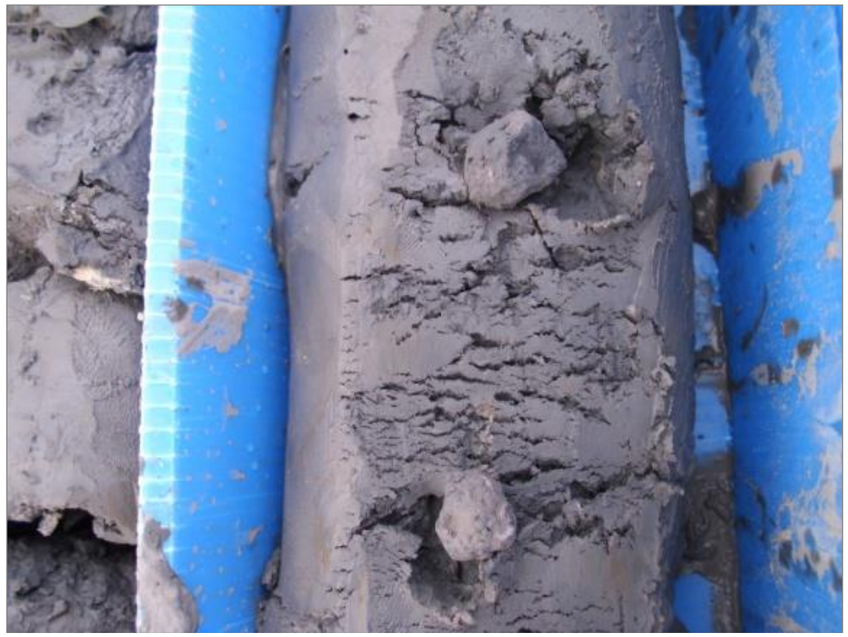
Son depósitos de estuario cuaternarios atribuibles al Cuaternario antiguo no aflorantes. Se corresponden con depósitos de marisma (posiblemente depositados en una ría), con influencia fluvial. Se detectan en el sondeo S-1+330.

Ello indica que la ría de San Martín de La Arena, cerca de Suances, actualmente de corto recorrido, en su momento se adentraba hasta la actual Torrelavega, al menos. Como hipótesis, se apunta que el aumento de caudal y por lo tanto de material transportado por el sistema fluvial Saja-Besaya durante el deshielo post-würmiense, haya aportado los sedimentos aluviales que finalmente han colmatado la ría hasta casi su desembocadura, cubriendo así los depósitos estuarinos. Consisten tales depósitos en arcillas plásticas, algo arenosas, con cantos de redondeados a subangulosos.

Por el color, se diferencian dos facies.

Sedimentos de estuario o marisma (Q_{M1})

La inferior (Q_{M1}) son arcillas negras muy plásticas poco arenosas, con clastos fundamentalmente de dolomía, de tamaño de milimétrico a decimétrico.



Detalles materiales formación Q_{M1} a 19,30 m de profundidad.

Sedimentos de estuario o marisma con cantos polimicticos (Q_{M2})

La superior (Q_{M2}) son arcillas arenosas pardo-gris, con clastos esencialmente silíceos (arenisca, cuarcita). Los depósitos estuarios tienen permeabilidad reducida por lo que se consideran dentro del sustrato impermeable del acuífero aluvial.

Detalles materiales formación QM2 a 19,30 m de profundidad, se observa un canto de arenisca.

2.3.2.2. Materiales cuaternarios holocenos

Corresponde tanto a los depósitos de terraza aluvial relacionados con el encajamiento de la red fluvial, como los relacionados con la dinámica más reciente de los ríos Saja y Besaya, así como con la de los arroyos que surcan la zona. En general, se espera una granulometría más gruesa en los depósitos de terrazas que en los depósitos relacionados con los arroyos o con los depósitos de antiguas avenidas. Actualmente, las riberas de los ríos Saja y Besaya se encuentran protegidas para evitar avenidas, y los cauces antiguos y actuales de los arroyos encauzados a su paso por la ciudad.

Están constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas, predominando en general las gravas sobre el resto de granulometrías. La facies más corriente es la constituida por gravas grano soportadas, rodeadas de una matriz areno-limosa o arcillo-arenosa según las zonas. Las gravas redondeadas presentan normalmente una naturaleza cuarcítica y areniscosa, y tamaños entre 3 y 20 cm de diámetro, habiéndose descrito bolos de hasta 60 cm, incluso superiores.

Existe una variabilidad granulométrica importante, tanto lateralmente como en la vertical, típica del medio fluvial. Existen zonas con gravas dispersas en las que dominan las granulometrías tamaño arena, limo y arcilla, así como otras donde la proporción de gravas es mayoritaria con una escasa matriz. En general, se espera una permeabilidad elevada que va a depender de la granulometría de los depósitos, y especialmente de la abundancia y granulometría de la matriz. La permeabilidad será mayor en aquellas facies con una matriz escasa y de naturaleza arenosa, y menor en las zonas de gravas dispersas en una matriz limo-arcillosa con bajo contenido en arenas.

A pesar de la heterogeneidad de los depósitos aluviales, se espera en principio que estos formen un acuífero único, de carácter libre y en general de permeabilidad elevada.

Debido a su elevada permeabilidad, unido al hecho de que el nivel freático se sitúe muy próximo a la superficie (en torno a la cota + 9 m.s.n.m.), se considera que esta unidad presenta una vulnerabilidad muy alta a la contaminación, por lo que es probable que las aguas subterráneas presenten una cierta contaminación relacionada con la actividad doméstica e industrial de Torrelavega.

Materiales aluviales fundamentalmente gravosos con algo-bastante bolos sub-redondeados heterométricos.

Dentro de esta unidad se define en la zona de estudio la unidad Q_{AL2}:

Aluvial (Q_{Al2})

Formado por gravas silíceas con matriz limosa o arenosa, o con escasa matriz. Se han encontrado niveles con bolos silíceos de tamaños decimétricos

En la zona de estudio, el nivel freático se sitúa en principio por encima del muro de este litotipo.

2.3.3. Rellenos antrópicos (R)

Está constituido por rellenos relacionados con las zonas urbanizadas en las que se localiza el proyecto (pavimento, relleno subyacente de explanación etc).

Desde un punto de vista hidrogeológico, los rellenos presentan en general una permeabilidad muy elevada.

2.4. Tectónica

Desde el punto de vista estructural, la zona se caracteriza por una intensa tectónica del Ciclo Alpino, con fracturación de influencia diapírica, que corta las estructuras de plegamiento previas.

Los primeros movimientos de los que se tienen constancia en la zona corresponden al subciclo paleoalpino de la Orogenia Alpina y están representados por los impulsos de las fases neokiméricas.

Regionalmente son responsables de la existencia del hiato Calloviense-Oxfordiense en las áreas de sedimentación marina del Jurásico superior, de la discordancia existente entre los materiales de las facies Purbeck y el resto del Jurásico, de la discontinuidad del Weald y Purbeck y de la aparición de erosiones intra-wealdicas.

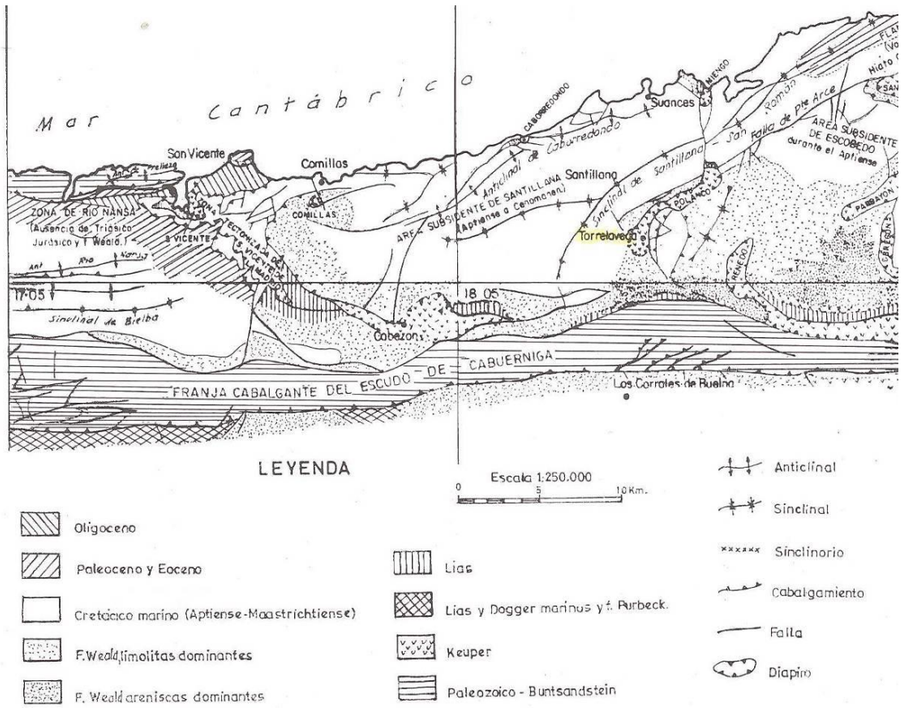
Estos procesos parecen estar en relación con las primeras acumulaciones diapíricas del Keuper, que daría lugar a altos paleogeográficos localizados, con zonas de erosión preferentes (Weald sobre el Lias), acompañadas de un proceso regional de levantamiento.

También es detectable la existencia de movimientos intra-weáldicos, intra-aptienses y albienses, delatados por importantes cambios de facies y variaciones de potencia en la serie sedimentaria, y de otros durante los últimos tiempos de cenomaniense deducibles a partir de la aparición de condensaciones de capas y reducciones o aumentos de las formaciones respectivamente. Regionalmente se observa que estas variaciones se producen siempre en relación con diapiros de Keuper o accidentes tectónicos importantes. Así es muy probable que durante la sedimentación Mesozoico-Terciaria se produjeran movimientos de las masas salinas, con la consiguiente creación de surcos y umbrales móviles que condicionan los cambios de facies y de potencia observados.

Las estructuras de plegamiento originadas tienen una orientación aproximada ENE-OSO, mientras que en la zona central y oriental de la Cuenca Cantábrica son NO-SE.

Los sistemas de fracturación preferentes son los ENE-OSO y N-S, desarrollándose también, con menor importancia, otro de origen NO-SE.

A unos 5 km de Torrelavega se sitúa el domo diapírico de Polanco, con orientación ENE-OSO. Perfora materiales que van hasta el Turoniense, con numerosas inclusiones de bloques del Lias no observándose presencia de ofitas. Se prolonga hacia el SO bajo los sedimentos cuaternarios del río Saja hasta Torrelavega.



Esquema geológico y estructural, se ha señalizado en amarillo la ubicación de Torrelavega.

El área urbana de Torrelavega se localiza en la parte central o núcleo de un anticlinal, cuyos flancos (sedimentitas continentales en Facies Weald del Cretácico Inferior) afloran al E y al W, mientras que el núcleo está cubierto por el manto Cuaternario, por lo que no aflora. En los sondeos disponibles en la zona, se han identificado yesos y lutitas yesíferas muy replegados bajo en Cuaternario, atribuidos al Triásico (Keuper).

2.5. Geomorfología

La zona de estudio se encuentra en la zona del aluvial de los ríos Saja y Besaya, presentando morfología totalmente llana, o semiplanos con pendientes bajas.

El rio Saja discurre de oeste a este, una vez que su trazado cruza la desembocadura del río Besaya describe un ángulo de 90 º continuando con dirección N-NE.

El proyecto se localiza en zona urbana, en torno a la cota topográfica de 14 y 16 m.

Vista del aparcamiento en superficie bajo el que se proyecta el aparcamiento subterráneo. Se observa la topografía plana del trazado.

2.6. Sismicidad

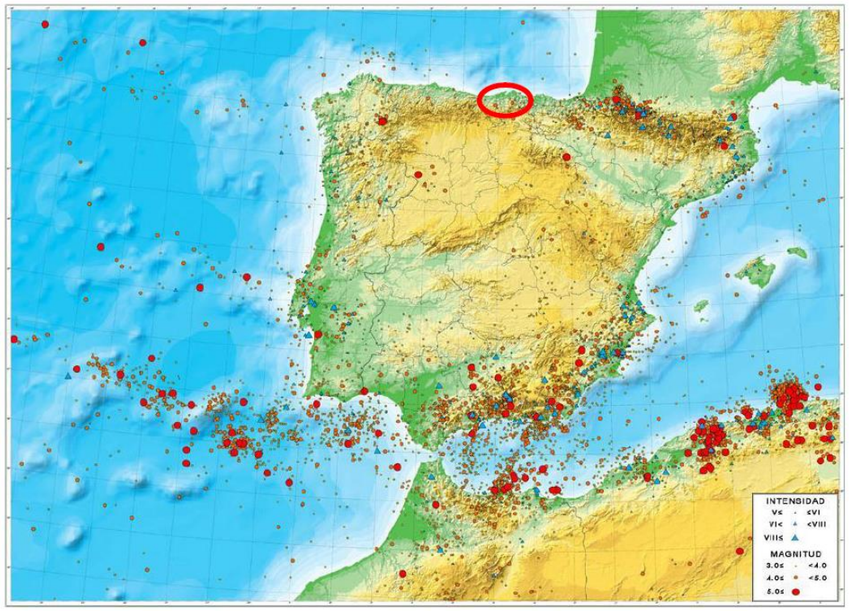
2.6.1. Introducción

Un aspecto a tener en cuenta en una actuación de este tipo es la consideración de las acciones sísmicas.

El alcance de este apartado radica en establecer una aceleración sísmica de cálculo a tener en cuenta en el diseño de estructuras y cálculos enmarcados dentro del presente Estudio Informativo.

Para la elaboración de este apartado se ha consultado la siguiente normativa vigente:

- Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02) aprobada por el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre.
- Norma de Construcción Sismorresistente: puentes (NCSP-07) aprobada por el Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo.



Mapa general de la sismicidad de la Península Ibérica. Fuente: IGN.

2.6.2. Zonificación sismotectónica

La zona de estudio presenta una sismicidad baja. Este aspecto queda claramente representado en el mapa general de la sismicidad de la Península Ibérica, en el que se representa la información sísmica proviene de la base de datos del Instituto Geográfico Nacional actualizada al año 2003. Los epicentros del periodo histórico entre los años 1048 y 1919 están representados mediante valores de intensidad sísmica, mientras que los correspondientes al periodo instrumental 1920-2003, se representan por valores de magnitud.

2.6.3. Consideraciones normativas generales

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio de la NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE. PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN (NCSE-02) aprobada por el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre.

Esta norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica, con objeto de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

Dentro del marco establecido por la NCSE-02, se aprueba la NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PUENTES (NCSP-07) por el Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo, que contiene los criterios específicos que han de tenerse en cuenta dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en los proyectos de puentes de carretera y de ferrocarril.

2.6.3.1. Clasificación de las construcciones

Según NCSE-02

A los efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones civiles se clasifican en:

- ***Construcciones de importancia moderada***: Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- ***Construcciones de importancia normal***: Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- ***Construcciones de importancia especial***: Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas.

Según NCSP-07 (Clasificación de los puentes)

A los efectos de la NCSP-07 los puentes se clasificarán por su importancia en función de los daños que pueda ocasionar su destrucción.

Para el factor de importancia se adoptarán los siguientes valores:

IMPORTANCIA DEL PUENTE	γ_I
Normal	1,0
Especial	1,3

En el caso de que un puente sea clasificado como de importancia moderada, la autoridad competente, deberá especificar el valor del factor de importancia correspondiente.

Si debido a la gestión de emergencias un puente fuera considerado de singular importancia, podría adoptarse para el factor γ_I un valor superior al indicado en la tabla anterior para el caso de puentes de importancia especial.

2.6.3.2. Criterios de aplicación

La NCSE-02 es de aplicación obligatoria exceptuando en los casos siguientes:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b, sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo a_c es igual o mayor a 0,08 g.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

Por su parte, la NCSP-07 es de aplicación obligatoria en el caso de puentes en que las acciones horizontales son resistidas básicamente por los estribos o mediante flexión de las pilas, es decir, puentes formados por tableros que se sustentan en pilas verticales o casi verticales. Es también de aplicación en puentes en arco o atirantados.

No están incluidos en el ámbito de aplicación de esta Norma los puentes colgantes, móviles o flotantes. Tampoco lo están aquellos puentes proyectados con configuraciones extremas, ni los puentes constituidos por materiales distintos del acero y del hormigón.

No será necesaria la consideración sísmica en los siguientes casos:

- Cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento (a_b) cumpla que $a_b < 0,04$ g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo (a_c) cumpla que $a_c < 0,04$ g, siendo g la aceleración de la gravedad.

2.6.4. Aceleración sísmica de cálculo

2.6.4.1. Según la NCSE-02

Metodología

La aceleración sísmica de cálculo a_c, según la Norma NCSE-02, viene determinada por la expresión:

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

… donde:

a_b es la aceleración básica

ρ es el coeficiente adimensional de riesgo cuyo valor es función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Este parámetro toma los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal ρ = 1,0
- Construcciones de importancia especial ρ = 1,3

S es el coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

- Para $\rho \cdot a_b \leq 0{,}1$ g ➔ $S = C/1{,}25$
- Para $0{,}1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0{,}4$ g ➔ $S = C/1{,}25+3{,}33\ [(\rho \cdot a_b/g)-0.1)] \cdot [1-(C/1{,}25)]$
- Para $0{,}4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b$ ➔ $S = 1{,}0$

… siendo ***C*** el coeficiente de terreno, que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación, que según la norma NCSE-02, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, Vs > 750 m/s.

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s ≥ Vs > 400 m/s.

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s ≥ Vs > 200 m/s.

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, Vs ≤ 200 m/s.

Dependiendo de las características geotécnicas del terreno de cimentación tenemos.

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
TIPO I	1,0
TIPO II	1,3
TIPO III	1,6
TIPO IV	2,0

Según la Norma, para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1, e_2, e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i, en metros, mediante la expresión:

$$C = \Sigma\ C_i * e_i / 30$$

2.6.4.2. Según NCSP-07

Metodología

La aceleración sísmica de cálculo a_c, según la Norma NCSP-07, viene determinada por la expresión:

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

… donde:

a_b = es la aceleración básica, según la NCSE-02. Correspondiendo a un periodo de retorno de 500 años.

ρ = es el coeficiente adimensional de riesgo, que se obtiene por el producto de dos factores:

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$$

… siendo:

γ_I = Factor de importancia, función de la importancia del puente, especificado en el presente anejo en el apartado de clasificación de las construcciones según la NCSP-07.

γ_{II} = Factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años, que puede aproximarse con la expresión:

γ_{II} = $(P_R/500)^{0,4}$

S = Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

- Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1$ g ➔ S = C/1,25
- Para $0,1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0,4$ g ➔ $S = C/1,25 + 3,33[(\rho \cdot a_b / g) - 0.1)][1-(C/1,25)]$
- Para $0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b$ ➔ S = 1,0

Simplificación adoptada de la NCSP-07

Tal como se ha indicado, el valor de ρ (Coeficiente adimensional de riesgo), se obtiene por el producto de dos factores:

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$$

En los cálculos enmarcados dentro del presente anejo se ha considerado la aceleración sísmica básica expuesta en la NCSE-02, que tiene en cuenta un periodo de retorno de 500 años, de lo que se deduce que:

$$\gamma_{II} = 1$$

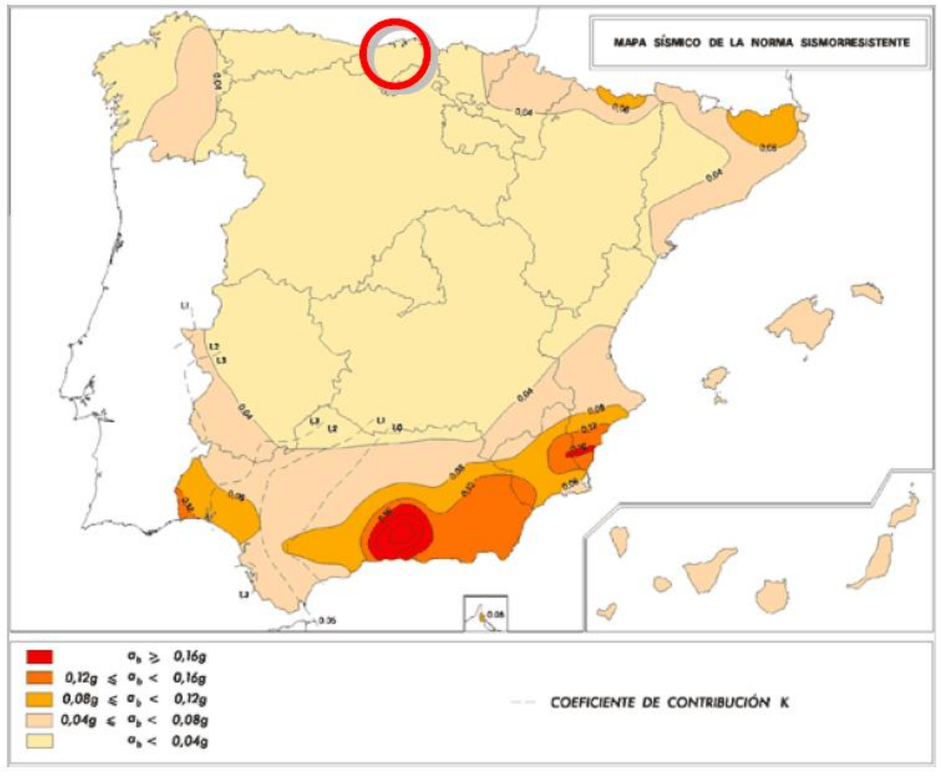
Y por tanto la expresión del coeficiente adimensional de riesgo queda reducido a la siguiente expresión:

$$\rho = \gamma_I$$

Aplicando esta simplificación se obtiene que la expresión que establece la NCSE-02 es igual a la de la NCSP-07.

2.6.4.3. Aceleraciones básicas de cálculo

La totalidad de la zona de estudio se enmarca en el término municipal de Torrelavega (Cantabria).



Mapa sísmico de la norma sismorresistente (NCSE-02)

Con objeto de conocer la peligrosidad sísmica asociada al territorio nacional, en la NCSE-02 se define el mapa de peligrosidad sísmica de la figura adjunta. Dicho mapa suministra, para cada punto del territorio español y expresado en relación al valor de la gravedad g, la aceleración sísmica básica a_b, como un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años; y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

Según el mapa de peligrosidad sísmica, la zona de estudio se enmarca en la franja que corresponde a una aceleración básica a_b < 0,04 g. Este aspecto queda ratificado al no aparecer el término municipal de Torrelavega (Cantabria) dentro del listado del Anejo 1 incluido en la norma NCSE-02.

2.6.5. Conclusiones de sismicidad

Al tratarse de una obra calificada como de importancia especial en la que la aceleración sísmica básica a_b, es inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad, no es necesario la aplicación de la “Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02” ni la “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes NCSP-07.

Por tanto, no se tendrá en cuenta el efecto sísmico en el cálculo o diseño de las diferentes estructuras y actuaciones proyectadas.

3. Hidrogeología

3.1. Introducción

El contenido de la caracterización hidrogeológica regional y local del ámbito se ha extraído fundamentalmente del Anejo 4 Hidrogeología perteneciente al “*Proyecto Básico de Soterramiento del F. C. FEVE en Torrelavega” (INECO, 2011).* El objetivo del mismo fue analizar el probable efecto barrera que sobre el flujo subterráneo puede provocar el soterramiento.

Ese Estudio Hidrogeológico se apoyaba en una campaña geotécnica e hidrogeológica realizada ex profeso para el mismo, así como en la construcción de un modelo matemático de simulación que permitiera valorar el posible efecto barrera y cuantificar la contribución de las posibles medidas de drenaje utilizables para restituir el flujo subterráneo a través de las obras. El trazado contemplado actualmente ha cambiado considerablemente con respecto al modelizado en 2011, por lo que se ha considerado oportuno abordar nuevas y actualizadas simulaciones y prescindir de la original, recogida en el Proyecto Básico de 2011.

Considerando únicamente al soterramiento se han realizado dos simulaciones, cuyos resultados se incorporan al Informe que se adjunta en el Apéndice 4. La primera, en abril de 2018, se enfocó como un análisis preliminar que estudiaba la viabilidad de un posible bombeo entre pantallas, a efectos de afrontar los caudales susceptibles de producirse en Fase de Obra. Esto lo hacía según un análisis de sensibilidad de los parámetros hidrogeológicos que definen el proceso de achique. Dadas las conclusiones a las que llegaba, se estudiaba también una segunda forma de abordar el proceso constructivo, basada en un tratamiento previo del terreno consistente en inyecciones con jet-grouting. Constituye, por tanto, la base que dio pie a la definición de las alternativas estudiadas en el “Estudio Informativo para el soterramiento del ferrocarril en Torrelavega”.

A inicios de noviembre de 2018, se procedió a repetir dicha modelización reproduciendo cada una de las simulaciones, si bien contando ya con las estructuras definitivas ya definidas en cada uno de los escenarios (bombeo convencional y tratamiento previo con Jet-grouting). Las cifras de caudal y radios de influencia varían ligeramente con respecto a los que se obtuvieron en la modelización de abril, si bien se conservan en todo momento los órdenes de magnitud.

Para todo ello, se ha empleado, igualmente, el código MODFLOW (Mc Donald & Harbaugh) del US Geological Survey. Se trata de código numérico tridimensional de diferencias finitas ampliamente utilizado tanto en geotecnia como en otro tipo de aplicaciones para la simulación del flujo subterráneo en sistemas hidrogeológicos con un mayor o menor grado de complejidad. El código MODFLOW permite la simulación de bordes permeables, impermeables y de nivel constante, de ríos, de pozos de bombeo e inyección, evapotranspiración, recarga, barreras hidráulicas, etc., lo que le permite simular prácticamente cualquier tipo de sistema hidrogeológico por complejo que sea.

Por último, y en relación con el presente Estudio Complementario, y el aparcamiento que este desarrolla, se ha realizado otra modelización que recoja tanto soterramiento como aparcamiento, para tres escenarios, el primero en régimen natural, el segundo con la estructura de soterramiento, y el tercero con soterramiento y aparcamiento. Esta nueva modelización matemática de flujo en planta se ha realizado mediante el módulo SEEP/W del paquete de software geotécnico GEO-SLOPE 2012, que permite la construcción de secciones en dos dimensiones (2D) mediante elementos finitos y la modelización de flujos de agua en ellas, una vez definidos los parámetros hidrogeológicos y condiciones de contorno para los distintos materiales.

Puesto que la información geológica e hidrogeológica disponible a cerca del entorno de la actuación no ha variado sustancialmente con respecto a la recogida en el Proyecto de 2011, la construcción de malla, los parámetros hidrogeológicos, la calibración, etc. de los modelos actuales son similares al que se hizo entonces.

Las modelizaciones hidrogeológicas realizadas obedecen a una escala general del conjunto del proyecto (como corresponde a un Estudio Informativo), sin entrar a estudiar específicamente, a una escala más detallada y por separado, tramos concretos.

En el caso de la modelización en Fase de Explotación de noviembre de 2018, ésta se centra en determinar la existencia o no de un “efecto barrera” significativo al flujo subterráneo por parte de la estructura definitiva, así como la magnitud de éste (orden de magnitud de ascensos y descensos piezométricos). Además, simula la efectividad de posibles medidas de restitución de flujo genéricas, con objeto de reducir los saltos piezométricos a márgenes tolerables. Las condiciones de contorno adoptadas han sido las pésimas posibles, a efectos de estar del lado de la seguridad (p. e. considerar las pantallas de las rampas totalmente penetrantes con respecto al acuífero cuaternario).

Abordar otros objetivos, como la delimitación en detalle de la afección en cada punto del trazado, requeriría de la construcción de un modelo a una resolución mayor o, más recomendable, varios modelos parciales de detalle que permitan la simulación de tramos concretos del trazado. En este sentido, se recomienda proceder de esta forma en fases posteriores, de cara a un Proyecto Constructivo. No obstante, el modelo construido y las simulaciones efectuadas han permitido ofrecer recomendaciones en base a una tramificación general, la cual ha de tomarse, como se indica, a nivel únicamente general.

3.2. Campaña geotécnica - hidrogeológica

En la campaña geotécnica del proyecto se realizaron los siguientes trabajos:

- Perforación de 7 sondeos de investigación geotécnica en la traza del proyecto. La dificultad de penetración de las gravas aluviales obligó a realizar parte de la perforación a destroza mediante rotopercusión. Sólo en 2 casos se alcanzó el muro del Cuaternario. Posteriormente a su finalización, los sondeos fueron revestidos con tubería de PVC ranurada en obra para su control piezométrico.

- Perforación a destroza de 4 piezómetros fuera de traza con el objeto de conocer la dirección y magnitud de los gradientes hidráulicos del acuífero en torno al soterramiento. Fueron realizados a rotopercusión y sólo en 1 caso se alcanzó el sustrato del manto cuaternario.

- Perforación de 2 pozos de bombeo a destroza sin recuperación de testigo continuo, con un diámetro de 300 mm.

  El pozo PB-02 fue entubado con tubería de PVC de 200 mm de diámetro una vez finalizada su perforación. Se colocó tubería filtrante entre 5 y 19 m de profundidad y tubería ciega en el resto del pozo, y se instaló un macizo de gravilla a modo de prefiltro en el espacio anular comprendido entre la tubería y el terreno. Una vez finalizado la perforación y la entubación, el pozo fue limpiado y desarrollado mediante sobrebombeo escalonado, previamente a la realización de las pruebas de bombeo.

  En el caso del PB-1, no fue posible la extracción de la tubería de revestimiento utilizada durante la perforación del pozo que, no obstante, fue ranurada manualmente antes de su utilización, con el objeto de asegurar la existencia de una zona de admisión de agua (en caso de que no fuese posible su extracción, como luego ocurrió). Esta medida fue tomada a la vista de las dificultades encontradas para la extracción de la tubería de perforación en el PB-2. El PB-1 también fue limpiado y desarrollado previamente a la realización del correspondiente ensayo de bombeo.

- Perforación de 2 piezómetros en el entorno del PB-02 para utilizarlos como puntos de control durante el ensayo de bombeo. El piezómetro PZ-21 se perforó a rotopercusión (destroza) a 3 m de distancia del pozo, mientras que el PZ-22 (S-1+330) situado a 1,5 m del pozo, fue perforado hasta 8,7 m de profundidad a rotopercusión (destroza), y de 8,7 m a 40 m a rotación con recuperación de testigo continuo. Una vez finalizada su perforación, los piezómetros fueron entubados y acondicionados como piezómetros con el correspondiente macizo de gravilla. Las zonas filtrantes se situaron entre 3 y 8 m de profundidad en el PZ-21, y entre 31 y 36 m en el caso del PZ-22, con el objetivo de controlar el nivel piezométrico del nivel de gravas superficial y del nivel arcilloso inferior, respectivamente.

- Perforación del piezómetro satélite PZ-11 a 1,5 m del PB-1. Este piezómetro de control fue perforado a rotopercusión (destroza) y, al igual que en el PB-1, fue imposible extraer la tubería de perforación que fue ranurada previamente. El piezómetro alcanzó una profundidad de 15 m y la zona ranurada se situó entre 5 y 18 m de profundidad.

- Realización de 2 ensayos de bombeo a caudal constante en el PB-2, midiéndose los valores de descenso y recuperación en el propio pozo y en los 2 piezómetros auxiliares. Durante el primer ensayo, sólo se controlaron los niveles en PB-2 y en el PZ-21, ya que el piezómetro PZ-22 no estaba aún finalizado.

- Realización de un ensayo de bombeo a caudal constante en el PB-1, tomándose valores de descenso y recuperación tanto en el pozo como en el piezómetro satélite PZ-11. Aunque este ensayo fue realizado posteriormente a la realización del modelo, corrobora los parámetros empleados en el mismo.

- Levantamiento y nivelación topográfica de precisión de las prospecciones realizadas, así como de 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, con el objeto de conocer la cota de descarga del acuífero aluvial en los ríos.

- Control de los niveles piezométricos en todos los sondeos, pozos y piezómetros perforados.
- Realización de un inventario de 15 puntos de agua en el entorno de la zona de estudio, referido a pozos de achique situados en las plantas subterráneas y sótanos de edificios próximos a la traza, así como en el paso inferior bajo el FC en la calle Alcantarilla.

A continuación, se resume la relación con los sondeos, piezómetros y pozos de bombeo realizados en la campaña geotécnica-hidrogeológica.

PUNTO	P.K.	X (UTM) ETRS 89	Y (UTM) ETRS 89	X (UTM) ED 1950	Y (UTM) ED 1950	Z (msnm)	Prof. (m)	Prof. muro Q (m)	Cota muro Q (msnm)	Observaciones
S-0+495	0+263	414144	4800591	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-6	0+520	-	-	-	-	-	21	no alcanzó el muro del Cuaternario		Perforado posteriormente a la realización del modelo, aunque corrobora los resultados anteriores
S-0+590	0+371	414223	4800518	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414462	4800371	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	Nivel durante perforación según sondista
S-1+080	0+860	414647	4800303	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7	
S-1+715	1+494	415082	4800736	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6	
Pz-1	F.T.	414377	4800636	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414140	4800275	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4	Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414707	4800048	414814	4800253	17	15	>15	<2,0	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415414	4800558	415521	4800764	22,82	9	7	15,82	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414112	4800614	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414114	4800613	414221	4800819	15,42	18			Situado a 1,5 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414812	4800407	414918	4800612	13,34	22			Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414814	4800408	414921	4800614	13,65	15			Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414810	4800406	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)

Relación de sondeos, piezómetros y pozos de bombeo de la campaña del proyecto.

3.3. Marco hidrogeológico general

La localidad de Torrelavega se sitúa desde un punto de vista geológico regional, al sur de la estructura conocida como Área Subsidente de Santillana, más concretamente encima del sistema de terrazas asociado a los ríos Saja y Besaya que confluyen al noroeste de la ciudad.

Las unidades geológicas afectadas por el trazado del soterramiento, son los depósitos de terraza y aluviales más recientes asociados a la dinámica fluvial de los ríos Saja y Besaya, así como a la de los arroyos Cristo-Campuzano, Sorravides e Indiana, tributarios del río Saja por su margen derecho.

Se han identificado también, bajo este manto aluvial, depósitos arcillosos con cantos dispersos cuaternarios, que se asignan a facies sedimentarias de estuario, más antiguas que los depósitos aluviales holocenos.

Los depósitos aluviales están constituidos esencialmente por gravas, arenas, limos y arcillas que constituyen un acuífero libre de elevada permeabilidad, conectado con los cauces de los ríos Saja y Besaya. El espesor del manto cuaternario oscila desde unos pocos metros al este de la traza, donde aflora el sustrato cretácico, hasta un espesor superior a 30 m en la zona inicial del soterramiento. En la zona del sondeo S-1+330, cerca de la estación, se detectó debajo de 8 m de gravas un espesor de más de 30 m de depósitos arcillosos con cantos dispersos, posiblemente relacionados con la interferencia de la dinámica marina y fluvial en un antiguo estuario.

La naturaleza del sustrato infrayacente al manto cuaternario varía lateralmente entre materiales de facies Weald (Cretácico inferior), constituidas por argilitas y limolitas rojizas con intercalaciones de areniscas, y materiales en facies Keuper constituidas por arcillas plásticas de tonos abigarrados con intercalaciones de yesos. El emplazamiento halocinético del Keuper que encaja en los materiales del Cretácico a favor de fracturas y fallas, daría lugar a la alternancia lateral observada. Desde un punto de vista hidrogeológico y para los objetivos del estudio, se han considerado el sustrato triásico-cretácico como la base impermeable del acuífero aluvial. Aunque es probable que exista una cierta circulación subterránea asociada a los niveles de areniscas intercalados en el Cretácico, su permeabilidad es insignificante en comparación con la permeabilidad del acuífero aluvial.

La zona de estudio se emplaza encima de la terraza más baja, y por lo tanto más reciente del sistema fluvial Saja-Besaya, situada a una cota aproximada entre 3 y 5 m sobre el nivel actual de los ríos. Al sur de la zona de estudio, se distinguen hasta 2 niveles de terrazas superiores, situadas aproximadamente a 20 m y 40 m por encima del nivel de los ríos. Encima de la terraza inferior, aparecen depósitos aluviales más recientes, relacionados con posibles avenidas de los ríos y con los cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, actualmente encauzados y desviados a su paso por la ciudad.

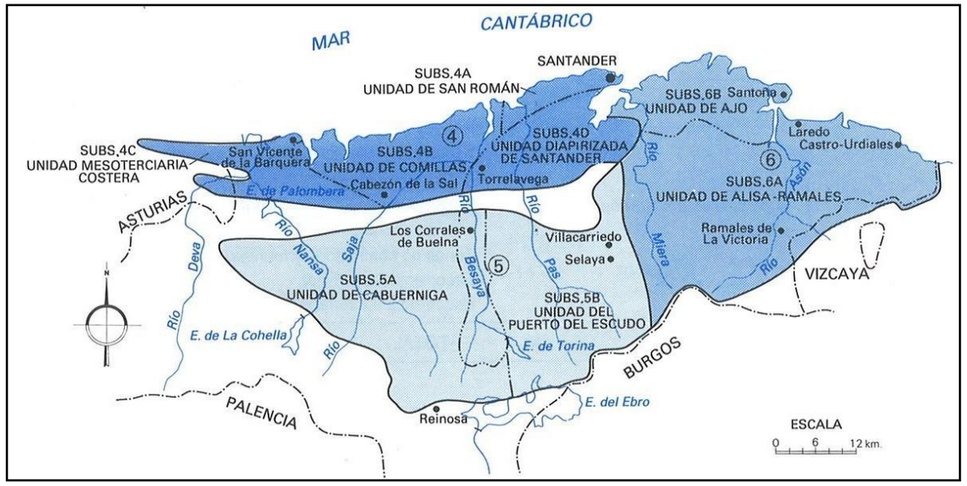
Los materiales cuaternarios forman un acuífero libre con el nivel freático muy próximo a la superficie. La recarga del acuífero proviene de la infiltración del agua de lluvia, de la infiltración en los cauces del río Besaya y arroyos situados aguas arriba de la zona de estudio, así como de las posibles pérdidas de la red de abastecimiento y alcantarillado de las áreas urbanas, en la que se incluyen los antiguos cauces de los arroyos, hoy encauzados y convertidos en colectores de la red de saneamiento a su paso por Torrelavega.

La descarga del acuífero se produce esencialmente a través de los cauces de los ríos Saja y Besaya, sobre todo del primero que en la zona de estudio constituyen el nivel de base del acuífero, así como a través de pozos de achique de las plantas de sótanos de algunos edificios que vierten su caudal al sistema de alcantarillado. Existen algunos pozos de bombeo de uso industrial.

3.3.1. Sistemas Acuíferos y Unidades Hidrogeológicas

En la Cuenca Norte, zona de Cantabria, tradicionalmente se han venido definiendo los siguientes *Sistemas Acuíferos* (según ilustra la figura siguiente):

- *Sistema Acuífero número 4*: Sinclinal de Santander-Santillana y Zona de San Vicente de la Barquera.
- *Sistema Acuífero número 5*: Unidad Jurásica al Sur del Anticlinal de Caldas de Besaya.
- *Sistema Acuífero número 6*: Complejo Urgoaptiense de la Zona Oriental de Cantabria.



Sistemas Acuíferos de la Cuenca del Norte

Como puede apreciarse, la zona de Torrelavega está incluida en el ***Sistema Acuífero número 4***, en el ***subsistema 4D, Unidad Diapirizada de Santander***.

Con la definición, en el año 2000, de las *Unidades Hidrogeológicas* por parte del IGME, puede considerarse que el núcleo urbano de Torrelavega se encuentra situado en la ***Unidad Hidrogeológica 01.11 Santander – Camargo***. Esta unidad presenta una superficie poligonal de 440 Km^2, de los cuales afloran en superficie 275 Km^2, situados en su totalidad en la Comunidad Autónoma de Cantabria, según el esquema adjunto. En ella se diferencian los siguientes acuíferos:

- *Acuífero Gajano, coincidente con el Sistema Acuífero 04.b*
- *Acuífero Camargo, coincidente con el Sistema Acuífero 04.d*
- *Acuífero Peña Cabarga, coincidente con el Sistema Acuífero 04.d*
- *Acuífero Calcáreo Jurásico, coincidente con el Sistema Acuífero 05.b*

Los acuíferos directamente afectados por los trabajos son ***Camargo*** y ***Peña Cabarga***, coincidentes con el ***Sistema 4d***, también denominado como ***Subsistema 4d, Unidad Diapirizada de Santander***. Litológicamente engloban calizas, calcarenitas, dolomías, arenas y limos, todos ellos de edad cretácica. El primero se corresponde con materiales del Aptiense-Albiense Inferior-Medio, formado por calizas y calcarenitas dolomitizadas cuya potencia es superior a 650 m, mientras que el segundo se compone de materiales del Aptiense con 250 m de potencia, y que está formado por la siguiente sucesión de techo a muro:

- *Calcarenitas localmente dolomitizadas (acuífero)*
- *Margas arcillosas y arcillas limolíticas (impermeable)*
- *Calizas y calcarenitas dolomitizadas (acuífero)*
- *Arcillas, limos y areniscas (impermeable)*
- *Calizas y calcarenitas (acuífero)*
- *Limos y arcillas limolíticas (impermeable)*
- *Calcarenitas y calizas (acuífero)*

Los datos básicos de este sistema acuífero se enumeran a continuación:

- ***Parámetros hidrogeológicos***: La transmisividad, permeabilidad y coeficiente de almacenamiento de los materiales calcáreos son muy variables en función de su grado de fracturación y karstificación, aunque por lo general son altos:
  - *Transmisividad (T): 10 a 2.500 m^2/día*
  - *Coeficiente de almacenamiento (Qe): 2 a 15 L/s/m*

- ***Sustrato impermeable***: Está constituido por materiales limolíticos de las facies del Weald.

- ***Funcionamiento hidráulico***: Se trata de un acuífero libre alimentado a partir del agua de lluvia. La descarga se realiza a través de una serie de manantiales, entre los que destacan los de Medio Cudeyo y Fuente El Collado, así como a través de los ríos Pas y Miera y del arroyo Cubón.

- ***Aportaciones***: Las aportaciones que recibe la Unidad totalizan un volumen de 35 a 52 hm^3/año, que corresponden a las aportaciones propias o lluvia útil. La infiltración se ha calculado a partir de la superficie aflorante de los acuíferos y de los valores de la lluvia útil, suponiendo un coeficiente de infiltración del 50-75 %

- ***Salidas***: Las salidas estimadas, a través de los manantiales existentes, son del orden de los 3 hm^3/año. No se ha podido cuantificar la descarga a través de los ríos que atraviesan el subsistema ya que no se dispone de estaciones de aforo. En el área ocupada por la Unidad existen sondeos que bombean 0,3 hm^3/año, aunque no llegan a explotar el acuífero cretácico, sino un pequeño acuífero calcáreo jurásico.

- ***Recursos subterráneos***: Teniendo en cuenta los datos reflejados en los apartados anteriores los recursos disponibles del presente sistema suponen entre 35 y 52 hm^3/año, cifras que corresponden a la infiltración a partir del agua de lluvia.

- ***Reservas***: Se supone como tal el volumen de agua almacenada hasta una profundidad de 100 m por debajo de la cota de los manantiales, que para una porosidad eficaz media del 1 % se ha estimado en 132 hm^3.

Cabe también mencionar la Unidad Hidrogeológica situada al norte de la ya mencionada es la 01.15 Santillana – San Vicente de la Barquera, con una superficie poligonal de 434 Km^2. Si bien esta unidad se halla muy cercana a la anterior, previsiblemente no se verá afectada por las obras.

3.3.2. Masas de Agua Subterráneas

Con la entrada en vigor de la Directiva Marco de las Aguas, se procedió a definir, por parte de los organismos de cuenca correspondientes, las *Masas de Agua Superficiales* y *Subterráneas*. En la última revisión de las mismas, que data del año 2005, puede considerarse que en el área de Torrelavega se diferencian dos *Masas de Agua Subterráneas*, separadas hidrogeológicamente de norte a sur por el cauce del Río Besaya y de este a oeste por el Río Saja. En la siguiente tabla se resumen sus características. Baste decir que su distribución resulta muy similar a la de las dos Unidades Hidrogeológicas citadas en el apartado anterior.

CÓDIGO EUROPEO DE LA MASA DE AGUA	**ES018MSBT012.009**	**ES018MSBT012.008**
NOMBRE DE LA MASA DE AGUA	**Santander-Camargo**	**Santillana-San Vicente de la Barquera**
HORIZONTE O NIVEL GEOLÓGICO	1	1
CÓDIGO DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA	ES018	ES018
NOMBRE DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA	Cantábrico Occidental	Cantábrico Occidental
SUPERFICIE EN HECTÁREAS	33.379,7598	55.530,6251

Masas de Agua Subterránea en el entorno de la ciudad de Torrelavega.

Estrictamente hablando, la posible afección hidrogeológica de los trabajos contemplados en este proyecto involucraría exclusivamente a la Masa de Santander-Camargo, puesto que los cauces del Saja y el Besaya constituirían niveles de base regionales del flujo subterráneo que actuarían como límites permeables al mismo.

3.4. Caracterización hidrogeológica local

3.4.1. Parametros hidráulicos

Para la determinación de los parámetros hidráulicos de los materiales afectados, se ha contado con los dos ensayos de bombeo realizados en el pozo PB-2 durante la campaña del proyecto, así como con la información recogida en el Estudio geotécnico de La Carmencita sobre los resultados de ensayos de permeabilidad tipo Lefranc realizados sobre los sondeos geotécnicos. Posteriormente, se ejecutó el ensayo de bombeo en el pozo PB-1 y piezómetro satélite PZ-11, que, si bien su realización es posterior a la realización del modelo de simulación, sus resultados son congruentes con los parámetros hidráulicos utilizados en la calibración del mismo.

En el estudio geotécnico de La Carmencita, no se especifica el número total de ensayos Lefranc realizados ni más detalles de las pruebas. Se indica un valor de permeabilidad de 0,52 m/día, lo que equivaldría a una permeabilidad de 6E-06 m/s, más típica de arenas limosas que de gravas grano-soportadas en matriz arenosa, según se describe en la columna de los tres sondeos perforados en la finca. Se recomienda considerar con cautela los valores obtenidos en estos ensayos, y dar más crédito a los valores deducidos de los ensayos de bombeo de la campaña del proyecto. No obstante, estos valores podrían indicar la existencia de una matriz con un mayor contenido en finos del que se deduce del informe geotécnico.

3.4.1.1. Permeabilidad

Durante la campaña de campo del proyecto se realizaron dos ensayos de bombeo en el pozo PB-2 y un ensayo en PB-1, midiéndose la evolución de nivel en los propios pozos y en los piezómetros satélites, tanto durante los bombeos como en la posterior recuperación.

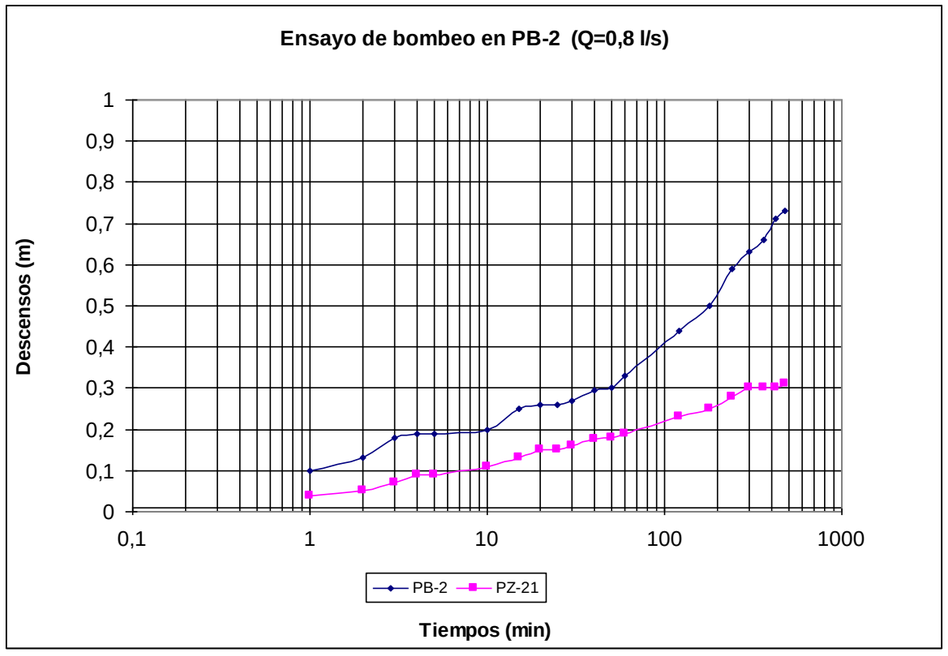
Los ensayos fueron interpretados en régimen variable y caudal constante por los métodos de Theis y Jacob en descenso, y por Jacob en recuperación. Se ha utilizado la corrección de Dupuit para acuíferos libres en el caso del PB-2, ya que los descensos registrados fueron superiores al 10% del espesor saturado inicial.

Ensayo en PB-2 (0,8 L/s)

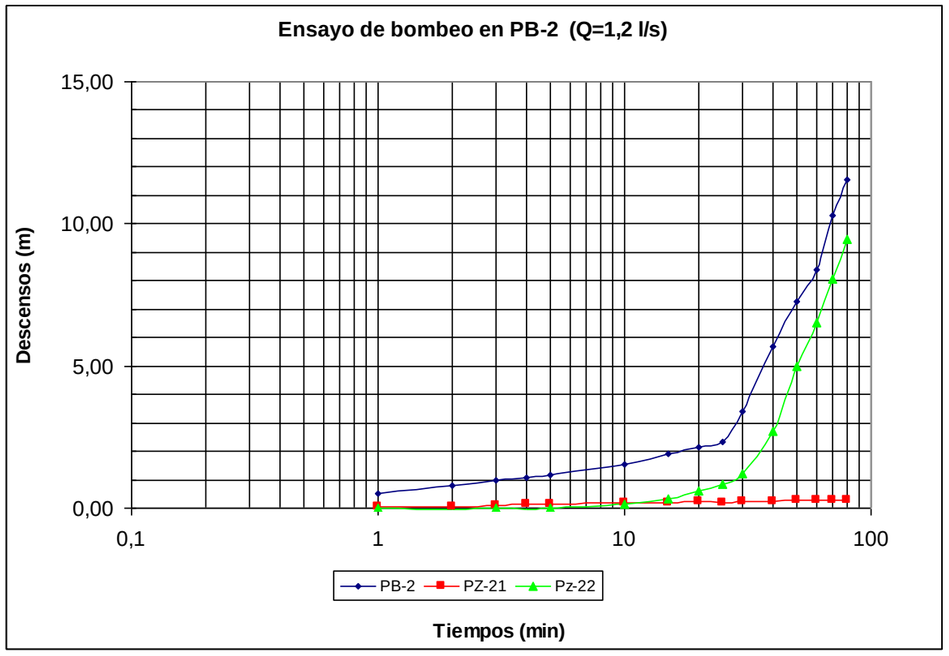
En el caso del primer ensayo en PB-2 con caudal de 0,8 l/s, la transmisividad (T) varió entre 6,7E-04 m^2/s y 1,5E-03 m^2/s. La permeabilidad oscila entre 1,7E-04 m/s y 3,7E-04 m/s, si se considera que el espesor saturado productivo del acuífero corresponde esencialmente al nivel de gravas que yace encima del paquete arcilloso atravesado en la parte inferior del sondeo S-1+330.

Se consideran más correctos los valores interpretados en el piezómetro PZ-21, sobre todo en bombeo donde el ajuste a la curva patrón de Theis fue muy preciso, y donde la representación de los descensos en escala semilogarítmica corresponde a una recta casi perfecta. Posiblemente, las pérdidas de carga en el pozo sean las responsables de una interpretación menos clara y unos valores de T y K algo inferiores. Así pues, considerando un espesor saturado inicial de 4 m la permeabilidad oscilaría entre 2,3E-04 m/s y 3,7E-04 m/s, correspondientes a una mezcla de gravas y arenas limosas, o a unas gravas con una matriz limo-arenosa poco abundante.

El sondeo S-1+330 (PZ-22), situado a 1,5 m del PB-2, fue perforado a rotación con recuperación de testigo continuo sólo a partir de 8,7 m de profundidad, atravesando arcillas arenosas con gravas dispersas desde esta profundidad hasta 40 m, de modo que no se descarta que el espesor saturado real en gravas sea inferior a 4 m, y por lo tanto la permeabilidad superior a los valores señalados anteriormente.



Registro de niveles durante el ensayo.



Registro de niveles durante el ensayo.

Ensayo en PB-2 (1,2 L/s)

Los valores de transmisividad obtenidos en el segundo ensayo en PB-2 con caudal de 1,2 l/s, oscilan entre 2,4E-04 m^2/s y 1,8E-03 m^2/s, que considerando un espesor saturado productivo de 4 m se deduce una permeabilidad entre 6E-05 m/s y 4,5E-04 m/s. Al igual que en el caso anterior, se consideran más fiables los valores interpretados en el piezómetro PZ-21 abierto sólo en las gravas, mientras que los valores en el pozo podrían estar un tanto disminuidos por las pérdidas de carga, y por el hecho de que los descensos podrían haberse situado por debajo del muro de las gravas en la mayor parte del ensayo. Así, la transmisividad del nivel de gravas se situaría entre 7,9E-04 m^2/s y 1,8E-03 m^2/s, lo que correspondería a valores de permeabilidad entre 2E-04 m/s y 4,5E-04 m/s.

Para todas las interpretaciones se ha considerado la parte inicial de las rectas representadas en el gráfico anterior, que corresponden a la respuesta del nivel de gravas (Q_{Al2}). Posteriormente, se incrementa el ritmo de los descensos, correspondiendo el punto de ruptura de pendiente al tránsito entre el comportamiento de las gravas y un comportamiento mixto afectado por el nivel arcilloso. Así se observa como el piezómetro PZ-21, abierto en la parte superior (3-8 m), no marca esta ruptura de pendiente.

La ruptura de pendiente en PB-2 se sitúan en torno a 2 m de descenso, de modo que el espesor saturado del nivel superior de gravas podría ser de sólo 2 m el día del ensayo (posteriormente, se ha medido un espesor saturado de 4 m), con lo que la permeabilidad sería el doble de los valores señalados anteriormente.

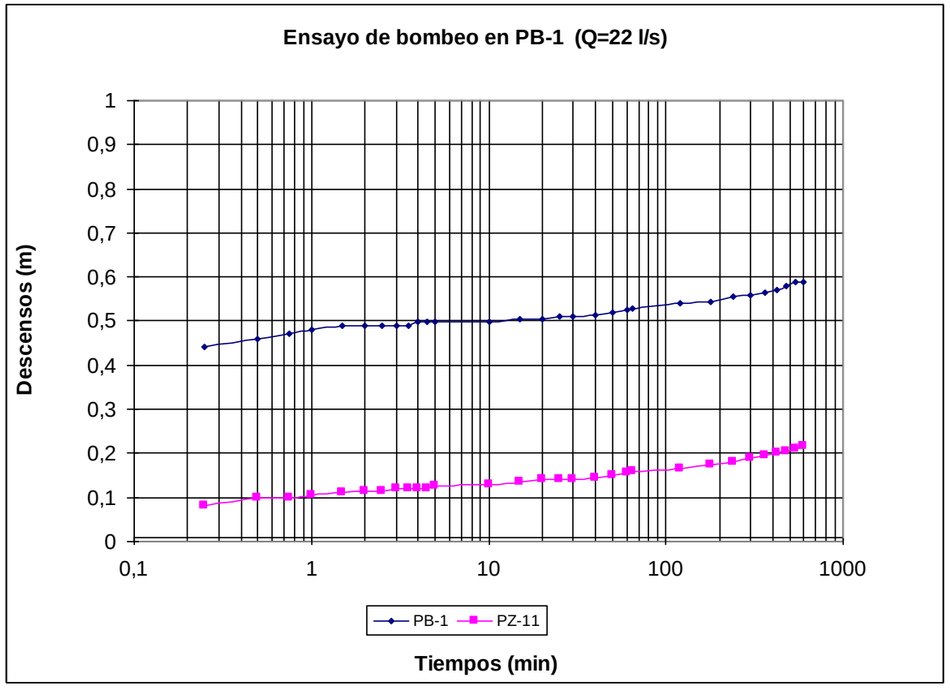
No se ha interpretado el ensayo en el piezómetro PZ-22, abierto en el nivel de arcillas arenosas (Q_{M2}) con gravas entre 31 y 36 m de profundidad, ya que se desconoce el caudal que PB-2 extraía del nivel de arcillas, aunque es presumible que éste fuese reducido. A modo de ejemplo, considerando un caudal del 10% del total (0,12 l/s), se deducirían valores de permeabilidad en torno a 1E-07 m/s, típicos de una mezcla de arcillas y limos arenosos.

La interpretación de ambos ensayos en PB-2 indica valores del coeficiente de almacenamiento del acuífero en torno a 1-2%, valores bajos, aunque correlacionales con un acuífero libre donde la proporción mayoritaria de gravas en una matriz escasa y con un contenido abundante en finos, condiciona valores de porosidad eficaz reducidos. No obstante, no se descartan valores más elevados, entre 5-10 % e incluso superiores.

Ensayo en PB-1

La transmisividad (T) interpretada varía entre 4,8E-02 m^2/s y 1,5E-01 m^2/s, que considerando un espesor saturado de 28,6 m (resultado de considerar que el muro del acuífero se sitúa a la cota -20 m.s.n.m) correspondería a un intervalo de permeabilidad (k) entre 1,7E-03 m/s y 5,4E-03 m/s.

Se consideran más correctos los valores interpretados en el piezómetro PZ-11 que en PB-1, debido a que las pérdidas de carga en el pozo pueden condicionar unos valores de T y K algo inferiores. En este sentido, es posible que aparezcan valores locales de permeabilidad superiores, que, aunque no deberían suponer una variación importante sobre la simulación del efecto barrera del soterramiento, sí podrían condicionar caudales de entrada a los recintos de excavación algo superiores, por lo que se recomienda su revisión en fase de proyecto constructivo.



Registro de niveles durante el ensayo.

La interpretación del ensayo indica valores del coeficiente de almacenamiento del acuífero entre 2-4%, bajos, aunque correlacionales con un acuífero libre donde la proporción mayoritaria de gravas en una matriz escasa, condiciona valores de porosidad eficaz reducidos. No obstante, al igual que en PB-2, no se descartan valores más elevados, entre 5-10 % e incluso superiores.

PUNTO	PROF. (m)	ESPESOR SATURADO (m)	FILTROS PROF. (m)	LITOLOGIA	Q (l/s) BOMBEO	DURACIÓN BOMBEO (horas)	DESCENSO MÁXIMO (m)	THEIS EN BOMBEO			JACOB EN BOMBEO			JACOB EN RECUPERACIÓN	
								T (m^2/s)	k (m/s)	S	T (m^2/s)	k (m/s)	S	T (m^2/s)	k (m/s)
PB-2	22	4	5-19	gravas y arcillas	0,8	8	0,73	7,3E-04	1,8E-04	-	7,4E-04	1,9E-04	-	6,7E-04	1,7E-04
PZ-21	15	4	3-8	gravas	0,8	8	0,31	1,4E-03	3,5E-04	2%	1,5E-03	3,7E-04	1%	9,2E-04	2,3E-04
PB-2	22	4	5-19	gravas y arcillas	1,2	1,3	16,49	2,4E-04	6,1E-05	-	2,7E-04	6,6E-05	-	7,3E-04	1,8E-04
PZ-21	15	4	3-8	gravas	1,2	1,3	0,28	1,5E-03	3,8E-04	2%	1,8E-03	4,5E-04	2%	7,9E-04	2,0E-04
PB-1	28	28,6	15-28	gravas	22,2	10	0,59	4,8E-02	1,7E-03	4%	9,2E-02	3,2E-03	-	6,3E-02	2,2E-03
PZ-11	18	28,6	5-18	gravas	22,2	10	0,22	1,5E-01	5,4E-03	-	1,0E-01	3,6E-03	2%	1,1E-01	3,8E-03

Valores obtenidos en los ensayos de bombeo de la campaña del proyecto.

Síntesis de los resultados

De los ensayos de bombeo realizados, así como de las descripciones de las columnas litológicas de los sondeos realizados en la campaña del proyecto, se deducen los siguientes valores de permeabilidad:

- Entre 2E-04 y 5E-04 m/s para los términos de arenas con matriz limosa y cantos dispersos y arenas arcillosas (Q_{Al1}).
- Entre 5E-04 y 5E-03 m/s, incluso valores superiores, para los términos con un menor contenido en finos, que serán más permeables cuanto más escasa y limpia de finos sea la matriz (Q_{Al2}).
- Valores en torno a 1E-07 m/s para los depósitos de arcillas algo arenosas con cantos dispersos (origen estuarino), perforados entre 8 m y 40 m en el sondeo S-1+330. (Q_{M2}).

3.4.1.2. Coeficiente de Almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento específico del acuífero libre se ha fijado para todas las celdas del modelo en un valor de 10%, correspondiente a un valor típico de factor de almacenamiento para un acuífero libre de tipo aluvial. No obstante, este valor no ha sido realmente utilizado ya que todas las simulaciones han sido realizadas en régimen permanente.

3.4.2. Niveles piezométricos e isopiezas

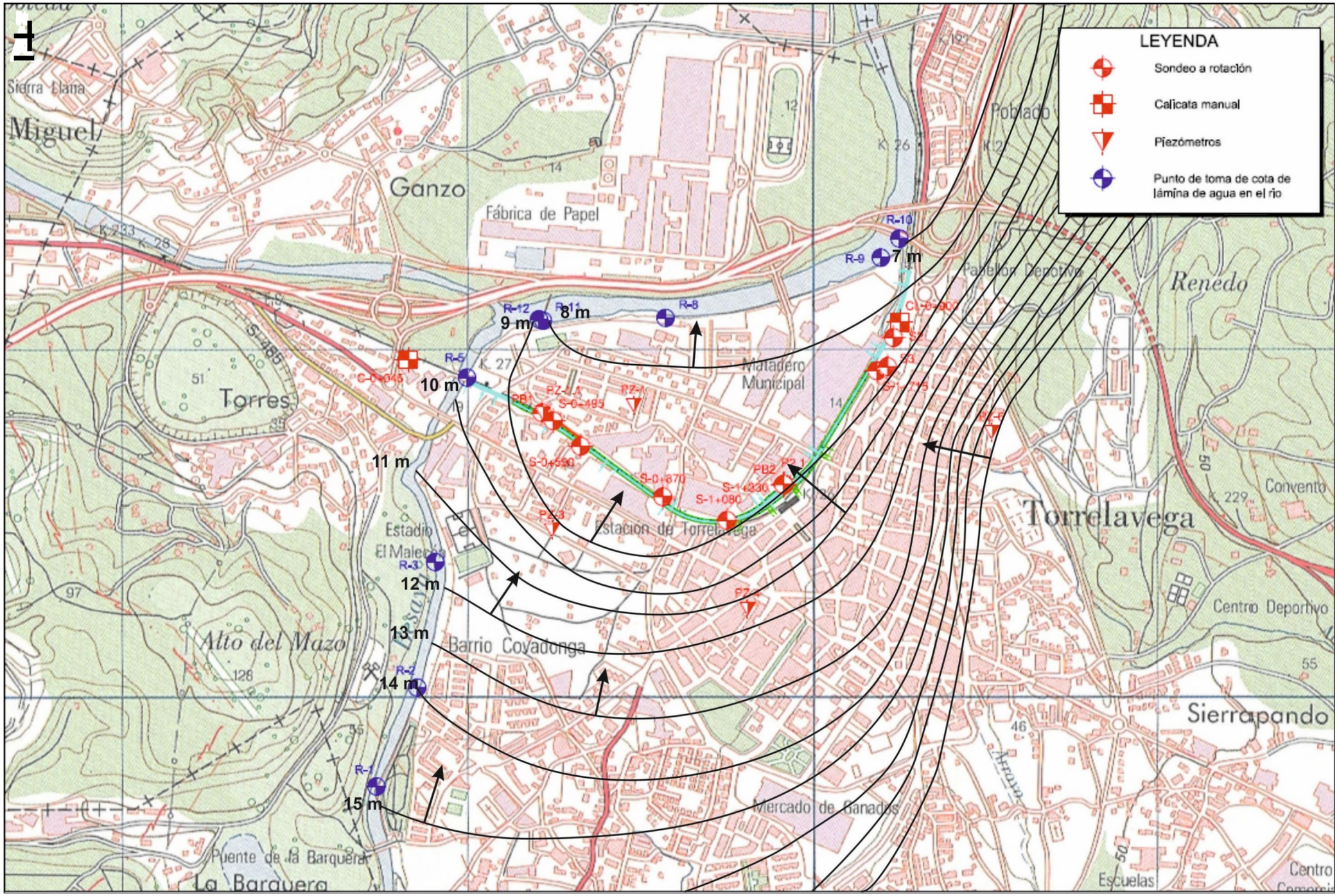
Para la determinación de la posición del nivel freático actual a lo largo de la zona de estudio, se ha contado con el nivel piezométrico medido en 4 de los 7 sondeos geotécnicos perforados a lo largo de la traza, en los 2 pozos de bombeo, en los 3 piezómetros satélites de los pozos y en los 4 piezómetros perforados fuera de traza. Con el objeto de conocer con precisión la cota absoluta del nivel piezométrico, se ha realizado un levantamiento topográfico de precisión de los emboquilles de las prospecciones.

Se observa como el nivel piezométricos se sitúa por lo general muy cerca de la superficie, entre 3 y 8 m de profundidad, mientras que la cota absoluta lo hace entre 7 y 18 m.s.n.m, adaptándose el nivel freático en gran medida a la superficie del terreno.

En planta, la cota del nivel freático disminuye hacia el norte según nos desplazamos hacia el río Saja, que constituye el nivel de base del acuífero aluvial en la zona de estudio. A lo largo de la traza, el nivel se sitúa más profundo hacia la parte inicial, donde alcanza profundidades en torno a 7 m, mientras que en la parte central y final se sitúa entre 3 y 5 m de profundidad. La cota absoluta del nivel freático en la traza se sitúa entre las cotas 8 y 9 m.s.n.m, descendiendo suavemente hacia PP.KK. decrecientes.

PUNTO	P.K.	X (UTM) ED 1950	Y (UTM) ED 1950	Z (msnm)	PROF. (m)	PROF. MURO Q (m)	COTA MURO Q (msnm)	NIVELES PIEZOMÉTRICOS								OBSERVACIONES
								En perforación		Dic - 2010		30-dic-2010		4-ene-2011		
								Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	
S-0+495	0+263	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	7	8,30	sellado						Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-0+590	0+371	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6			1,59	10,80			3,26	9,13	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	7	7,38	sellado						Nivel durante perforación según sondistas
S-1+080	0+860	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7			4,93	8,84	4,87	8,90	4,74	9,03	
S-1+715	1+494	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6			3,66	8,73	3,73	8,66	3,65	8,74	
Pz-1	F.T.	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9			4,65	8,45	4,50	8,60	4,20	8,90	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4			5,49	9,11	5,39	9,21			Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414814	4800253	17	15	>15	<2,0			5,11	11,89	5,19	11,81	5,30	11,70	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415521	4800764	22,82	9	7	15,82			4,70	18,12			4,88	17,94	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	7,79	7,68	7,28	8,19					Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414221	4800819	15,42	18			7,71	7,71	7,21	8,21	7,10	8,32	6,60	8,82	Situado a 2 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414918	4800612	13,34	22			4,2	9,14	4,4	8,94	4,44	8,90	4,14	9,20	Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414921	4800614	13,65	15			4,48	9,17	4,34	9,31	4,38	9,27	4,43	9,22	Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1			4,33	9,27	4,35	9,25	4,39	9,21	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)
SC-1	1+656	415282	4801083	17	14,7	4,2	12,8			2,4 (junio 2005)	14,6					Campaña geotécnica finca Carmencita; SC-1 coordenadas y cota aproximadas
SC-2	1+595	415237	4801038	16,91	15,6	10	6,9									
SC-3	1+511	415220	4800954	17,01	14,8	>14,8	< 2,2									

Seguimiento piezométrico durante el Estudio Hidrogeológico elaborado por INECO en 2011.



Mapa de isopiezas para el año 2011 (elaborado por INECO).

3.4.3. Funcionamiento hidráulico del acuífero

En la zona de estudio, los depósitos de la terraza aluvial inferior, junto a los depósitos aluviales más recientes asociados a los ríos Saja y Besaya, así como a los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, forman un acuífero único de carácter libre y conectado hidráulicamente con los ríos anteriores. En el entorno de la traza, el acuífero presenta una permeabilidad de media a elevada, con un espesor variable entre unos pocos metros, al final de la traza, y más de 30 m en su inicio.

El acuífero yace encima de un sustrato impermeable, formado esencialmente por arcillas, yeso, argilitas, limolitas y areniscas que se pueden considerar a efectos prácticos como la base impermeable del acuífero, ya que su permeabilidad es prácticamente insignificante en comparación con la del acuífero aluvial. Dentro del manto cuaternario, se considera que los materiales arcillosos de origen estuarino, perforados en el S-1+330 por debajo de 8 m de profundidad, también forman parte de la base impermeable del acuífero debido a su baja permeabilidad.

3.4.3.1. Recarga

La recarga del acuífero proviene, entre otras fuentes, de la infiltración del agua de lluvia que cae sobre parques, jardines, y en general sobre las zonas no pavimentadas de la ciudad y alrededores, siendo éstas más abundantes al sur y suroeste de Torrelavega. Existe también recarga por infiltración en los cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, al sur de Torrelavega donde éstos no se encuentran encauzados o si lo están es posible la percolación a través del fondo de sus cauces. Del mismo modo, es bastante posible que exista una recarga de importancia desde el río Besaya al acuífero, debido a que la cota de la lámina de agua en este río es superior a la del río Saja, y a la existencia de un pequeño azud en el río Saja, situada 140 m aguas abajo de la confluencia con el Besaya, que aumenta aún más la diferencia de nivel entre ambos ríos.

Por último, aunque de menor cuantía que las anteriores, es bastante probable una cierta recarga a partir de las pérdidas de la red de abastecimiento, y sobre todo desde la red de alcantarillado de la ciudad. Dentro de este tipo de recarga, en principio menos cuantioso, se incluyen las posibles pedidas desde los antiguos cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana a su paso por la ciudad, hoy convertidos en colectores e incorporados a la red de saneamiento. Además de los cauces antiguos, también es probable un cierto aporte, posiblemente pequeño, a través del nuevo encauzamiento de los arroyos Sorravides e Indiana, desviados conjuntamente al este de la ciudad hasta el río Saja, y del arroyo Cristo-Campuzano desviado y conducido al río Besaya al sur de Torrelavega.

3.4.3.2. Descargas

Sin duda, las descargas más importantes del acuífero aluvial en la zona de estudio se producen a los ríos Saja y Besaya, sobre todo en el primero aguas abajo del azud. El acuífero está conectado hidráulicamente con ambos ríos, en virtud de la elevada permeabilidad de los materiales aluviales y cauces actuales. Esta conexión está corroborada por la distribución piezométrica en el acuífero, congruente con la cota del nivel de agua en los cauces. A parte de las descargas a los ríos, también es posible una cierta descarga a los cauces de los arroyos no impermeabilizados en épocas lluviosas.

Además de las descargas naturales, existe extracción de aguas subterráneas a través de pozos de achique en sótanos y garajes subterráneos de la ciudad, así como otros bombeos de aprovechamiento para usos industriales. Es corriente en Torrelavega bombear para mantener secas las plantas de sótano de los edificios, de modo que en mayor o menor medida casi siempre se bombea en aquellos edificios con más de una planta de sótano, incluso en los de una sola planta. En la mayor parte de los casos, resulta muy difícil la cuantificación de los bombeos, ya sea por desconocimiento por parte de los propietarios, y/o o por que la disposición de las instalaciones de achique impide su cuantificación.

De la información obtenida durante el inventario de puntos de agua realizado en el curso del presente proyecto, se deduce que, en la mayor parte de los edificios con alguna planta de sótano o parking, se bombea una cierta cantidad de caudal para evitar filtraciones. No obstante, normalmente no se conoce la magnitud de estos bombeos, ya sea por desconocimiento por parte de los propietarios o encargados, o por imposibilidad de medir estos caudales debido a la propia disposición de los dispositivos de bombeo

3.4.3.3. Flujo subterráneo

A la vista de las prospecciones disponibles, parece que la zona de la terraza inferior del sistema fluvial Saja-Besaya donde se sitúa la traza del proyecto, junto a los materiales depositados en el fondo de los cauces y llanura de inundación de los ríos y arroyos, forman un acuífero único conectado con los ríos.

Aunque no existe dentro del acuífero una heterogeneidad suficiente como para condicionar una compartimentación real del acuífero aluvial, no se descarta la existencia de zonas con una comunicación hidráulica un tanto restringida entre sí, como, por ejemplo, debido a la intercalación de zonas más arcillosas como las detectadas en el sondeo S-1+330. Este aspecto debe ser estudiado en detalle y con más sondeos a recuperación de testigo continuo en el Proyecto de Construcción, ya que el conocimiento de la compartimentación del acuífero es de vital importancia para la evaluación y valoración el “efecto barrera” de las obras.

Es posible, sobre todo en la zona del cauce del arroyo Indiana, que las terrazas superiores se encuentren colgadas sobre la terraza inferior, de modo que la conexión puede estar un tanto restringida. Esto se observa en la zona del arroyo Indiana situada a la altura del cementerio, donde el cauce se excava directamente en el sustrato cretácico, de modo que parece probable que las terrazas superiores estén desconectadas de la inferior, o conectadas a través de depósitos aluviales de menor permeabilidad.

En este contexto, en el modelo de flujo subterráneo presentado, se ha simulado sólo el flujo del acuífero de la terraza inferior, considerando el posible flujo subterráneo desde las terrazas superiores como aportes desde otros acuíferos. Aunque esta asunción podría no ser del todo cierto en algunas zonas del acuífero, el límite entre de la terraza inferior y superiores se sitúa lo suficientemente alejado de la traza como para no influir sobre los resultados de las simulaciones. El flujo subterráneo general del acuífero considerado se dirigiría desde las zonas más altas, situadas al sur y sureste de la ciudad, hacia el río Saja, de modo que el flujo subterráneo se dispondría de perpendicular a la traza.

Las cabeceras de los arroyos introducirían un aporte subterráneo al acuífero, que se sumaría al originado por la recarga de agua de lluvia en las zonas situadas al sur y suroeste de la ciudad. Se espera un gradiente hidráulico mayor en las zonas altas del acuífero que en las partes más bajas y próximas a la traza y al río Saja, debido a la pendiente natural del terreno y a una reducción de la transmisividad producida por la disminución del espesor del acuífero, lo que condicionaría gradientes más elevados.

A este esquema general, se le superpone un flujo subterráneo desde de las zonas pegadas al río Besaya hacia el noreste, debido a la infiltración del río en el acuífero (río perdedor) y la posterior movilización del flujo subterráneo hacia el río Saja (río ganador), situado a una cota de 2 a 8 m por debajo del río Besaya. A la vista de los datos piezométricos disponibles esto es bastante probable en la zona de la traza, mientras que más al sur la relación río-acuífero dependerá de la magnitud de los aportes desde el acuífero al río, y posiblemente también de la época del año.

3.4.4. Inventarios de puntos de agua

En los siguientes apartados se hace referencia al tipo de información y el grado de fiabilidad que presenta cada inventario de puntos de agua.

3.4.4.1. Registro de captaciones para abastecimiento de la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental

Se trata del inventario correspondiente al Registro de Captaciones de agua continental (tanto subterránea como superficial), procedente de la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental. Se accede a esta información a través del visor Web:

http://sig.chcantabrico.es/sigweb/

Se dispone también de un fichero de aprovechamientos, proporcionado por este organismo, que data de septiembre de 2013; no se puede asegurar, por tanto, la máxima actualidad de esta información.

Asimismo, se ofrece información sobre su ubicación (coordenadas planimétricas X e Y), origen del agua (superficial o subterráneo), el tipo de captación (pozo, sondeo, etc.), el uso del agua (abastecimiento, ganadería, agricultura, etc.), su número de expediente y el tipo de registro (Inscripción o Concesión).

3.4.4.2. Inventario de Puntos de Agua del IGME

Corresponde al inventario general de puntos de agua subterránea que el *Instituto Geológico y Minero de España (IGME)* ha venido haciendo a lo largo de su dilatada carrera. Para el proyecto que nos ocupa, se han extractado los puntos de las hojas 034 a escala 1:50.000.

Entre la información que se ofrece de cada punto de agua, se define el tipo de acuífero asociado (acuífero aislado, complejo calcáreo, etc.), coordenadas planimétricas (X, e Y) y altimétricas (Z), tipo de punto (sondeo, manantial, fuente, etc.), uso del agua a fecha del inventario (abastecimiento, agropecuario, etc.).

REGISTRO DE CAPTACIONES PARA ABASTECIMIENTO DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA DEL CANTÁBRICO OCCIDENTAL

EXPEDIENTE	TITULO	FECHA INSCRIPCION	TIPO	CAUCE REAL	Tipo Uso	VOLUMEN ANUAL	X ETRS89	Y ETRS89	CAUDAL MAXIMO	CAUDAL MEDIO	COD. MASA	NOM. MASA	DESCRIPCION
T-39-0158	Inscripción	10/11/1993	Subterránea	Arroyo de Santiago de Cartes	Uso industrial (Canteras)	31536	413839.9	4798453.6	1	1			
A/39/02565	Inscripción	10/11/1993	Subterránea	POZO	Usos industriales	1190	414343	4799644	0.173	0.037			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un volumen de 1.190 m3 al año de un pozo situado en el Barrio Las Lagunas de Campuzano, e
A/39/02401	Concesión	30/05/1994	Subterránea	Besaya	Uso industrial	13625	413693.1	4799179.9	1.87	0.432			Aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 1,87 litros de agua del río Besaya, en Santiago de Cartes, T.M. de Cartes (Cantabria), con destino
A/39/02749	Concesión	18/01/1996	Subterránea	Besaya	Riego meses de Mayo a Octubre.	160	413390.9	4798146.1	0.1	0.023			Aprovechamiento de 0,023 l/seg. de agua del río Besaya, en el Barrio de La Venta de Santiago, T.M. de Cartes (Cantabria), con destino a riego
A/39/03660	Inscripción	05/10/1999	Subterránea	POZO ESCAVADAS	Uso ganadero.	1460	414143	4797344	0.42	0.046			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un caudal de 0,046 l/s. de agua de un pozo subsidiario de la cuenca del río Besaya, en Es
A/39/04280	Inscripción	19/10/2001	Subterránea	MANANTIAL INNOMINADO	Riego	1785	413793	4797294	0.25	0.056			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un volumen de 1.785 m3/año de agua de un manantial en la Mies de Cacicedo, en Viérnoles,
A/39/03219	Concesión	03/12/1997	Subterránea	Pozo Innominado	Uso industrial.	12672	414493	4800194	6.38	2.2			Aprovechamiento de 2,2 l/seg. de agua de un pozo, sito en Paseo del Niño, nº5, en Torrelavega, T.M. de Torrelavega (Cantabria), con destino a usos ind
A/39/02285	Concesión	22/04/1993	Subterránea	Mies de Linares	Usos ganaderos	1052	413961	4797133	0.1	0.0334			Aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,1 l/seg. de agua del pozo Mies de Linares", sito en Viernoles, T.M. de Torrelavega (Cantabria), "

REGISTRO DE CAPTACIONES PARA ABASTECIMIENTO DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA DEL CANTÁBRICO OCCIDENTAL													
EXPEDIENTE	**TITULO**	**FECHA INSCRIPCION**	**TIPO**	**CAUCE REAL**	**Tipo Uso**	**VOLUMEN ANUAL**	**X ETRS89**	**Y ETRS89**	**CAUDAL MAXIMO**	**CAUDAL MEDIO**	**COD. MASA**	**NOM. MASA**	**DESCRIPCION**
A/39/02265	Concesión	30/05/1994	Subterránea	POZO Y MANANTIAL LA GRANJA EL MIRADOR	uso ganadero-industrial	71861	414118	4797494	3.5	2.28			aprov. de caudal máximo instantáneo de 3,5 l/seg.de agua de manantial y pozo,cuenca del río Besaya,en Viernoles,T.M. Torrelavega(Cantabria),otorgado el 30/05/1994 a Granja El Mirador S.A. con destino a uso ganadero-industrial
A/39/06365	Concesión	06/03/2009	Superficial	Besaya	Riego campos de fútbol.	2621	413460.5	4797179.5	3	0.61			aprovechamiento de 0,61 l/s de agua del río Besaya, en Cartes, término municipal de Cartes (Cantabria), con destino a riego de los Campos de Fútbol del Parque del Asnar
A/39/06815	Inscripción	27/05/2010	Subterránea	Sondeo	riego	2100.8	413854.2	4798389.7	0.81	0.09			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un caudal de 0,27 l/s de agua de un sondeo, en Santiago, término municipal de Cartes (Cantabria), con destino a riego
A/39/06815	Inscripción	27/05/2010		Sondeo	riego	0	413843.9	4798348.5	0.81	0.09			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un caudal de 0,27 l/s de agua de un sondeo, en Santiago, término municipal de Cartes (Cantabria), con destino a riego
A/39/07639	Concesión	15/04/2011	Superficial	Campuzano		49.5	414879	4797533	0.2	0.006			aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,2 l/s de agua del arroyo Campuzano en Viérnoles, T.M. de Torrelavega (Cantabria), con destino a riego
A/39/07639	Concesión	15/04/2011		Campuzano		0	414879	4797533	0.2	0.006			aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,2 l/s de agua del arroyo Campuzano en Viérnoles, T.M. de Torrelavega (Cantabria), con destino a riego
A/39/08033	Concesión	22/12/2011	Superficial	Saja		1280	415110	4801228	0.6	0.185			aprovechamiento de un caudal máximo instántaneo de 0,6 l/s de agua del río Saja en Ganzo, T.M. de Torrelavega, Barcenaciones, T.M. de Reocín y en Ruente, T.M. de Ruente (Cantabria), con destino a la realización de hidrosiembras
A/39/09342	Concesión	14/07/2014	Superficial	San Román *	Lavado de vehiculos.	5040	413620.3	4798365.7	0.5	0.2	ES112MAR000380 (MAS superficial)	Río Besaya III (MAS superficial)	aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,5 l/s de agua del arroyo San Román en Santiago, término municipal de Cartes (Cantabria), con destino a un centro de lavado de vehículos
A/39/09342	Concesión	14/07/2014 2:00			Lavado de vehiculos.	0	413601.8	4798366.2	0.5	0.2			aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,5 l/s de agua del arroyo San Román en Santiago, término municipal de Cartes (Cantabria), con destino a un centro de lavado de vehículos
A/39/10121	Inscripción	07/05/2015 2:00	Subterránea		Riego	145.65	415317.5	4799166.4	0.4	0.1	12.009 (MAS subterránea)	Santander-Camargo (MAS subterránea)	Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,04 l/s de agua de un sondeo en Tanos, término municipal de Torrelavega (Cantabria), con destino a riego
A/39/10121	Inscripción	07/05/2015 2:00			Riego	0	415316.4	4799168.4	0.4	0.1			Inscripción en el Registro de Aguas de un aprovechamiento de un caudal máximo instantáneo de 0,04 l/s de agua de un sondeo en Tanos, término municipal de Torrelavega (Cantabria), con destino a riego

Inventario de captaciones (Fuente: Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental).

BASE DE DATOS DE PUNTOS DE AGUA DEL IGME														
ID	**UNIDADHIDR**	**SISTEMA ACUIFERO**	**MUNICIPIO**	**PROVINCIA**	**HUSO**	**X ETRS89**	**Y ETRS89**	**COTA (msnm)**	**PROFUNDIDA**	**NATURALEZA**	**USO**	**FECHA OBRA**	**PERIMETRO**	**METODO PERF.**
1804-6-0025	Unidades aisladas	Acuífero aislado	TORRELAVEGA	Cantanbria	30	416460	4799693	57,22		Manantial	Abastecimiento (que no sea núcleo urbano)	01/02/2000	No se sabe	
1804-6-0032	Unidades aisladas	Acuífero aislado	TORRELAVEGA	Cantanbria	30	416441	4800001	59,89	7.00	Pozo	Abastecimiento (que no sea núcleo urbano)	01/02/1945	No se sabe	Excavación
1804-6-0045	Unidades aisladas	Acuífero aislado	TORRELAVEGA	Cantanbria	30	415130	4801343	9,97	19.00	Sondeo	Industria	01/02/1969	No se sabe	Excavación
1804-6-0045	Unidades aisladas	Acuífero aislado	TORRELAVEGA	Cantanbria	30	415130	4801343	9,97	19.00	Sondeo	Industria	01/02/1969	No se sabe	Excavación

Inventario de Puntos de agua de la Base de Datos Hidrogeológicos (Fuente: IGME).

3.4.4.3. Inventario de Puntos de Agua de la BCN 25.000

El Instituto Cartográfico Nacional ha puesto a disposición del público la Base Cartográfica Nacional a escala 1:25.000 tanto en formato ráster como en formato vectorial. A partir de este último, es posible seleccionar aquellas capas temáticas de interés. Entre ellas, se cuenta con una cobertura digital específica de puntos de surgencia, manantiales, fuentes, pozos, sondeos, etc. Contiene exclusivamente información cartográfica: denominación del punto, coordenadas planimétricas exclusivamente (X e Y) y fecha de inventario.

No se ha encontrado registro de punto de agua alguno en las inmediaciones de la zona, procedente de este inventario.

3.4.4.4. Inventario de Puntos de Agua realizado en el Estudio Informativo (SENER, 2008)

En el "Estudio Informativo Autovía A-67. Ampliación de capacidad y ramal de continuidad. Tramo: Santander-Torrelavega". Clave EI-1-S-22, redactado por SENER en diciembre de 2008, se inventariaron varios puntos de agua. Éstos están recogidos dentro de los "Puntos de Observación Geológica" (Apéndice 4 del Anejo 3 dentro de dicho informe).

En la siguiente tabla se han extraído los puntos de agua más próximos al ámbito del soterramiento.

IPA	UBICACIÓN	X	Y	Z	PROF. AGUA (m)	COTA AGUA (msnm)	TIPO	OBSERV.
PO-32	Barrio San Ramón	416058	4801979	59.99	0	59.99	Manantial	Coincide con PA-4
PO-33	Barrio San Ramón	416050	4801827	69.06	0	69.06	Manantial	Coincide con PA-5
PO-39	Barrio San Ramón	416446	4801753	57.15	0	57.15	Manantial	
PO-indet		416511	4801470	64.73	0	64.73	Fuente	
PO-indet		416316	4801097	66.13	0	66.13	Fuente	

Inventario de Puntos de agua efectuado en el Estudio Informativo (Fuente: SENER).

3.4.4.5. Inventario de Puntos de Agua realizado en el Proyecto de Construcción de la Autovía A-67 (INECO, 2017)

Dentro del "Proyecto de Construcción. Autovía A-67 Cantabria – Meseta. Ramal de Continuidad Sierrapando – Barreda y Mejora de los Enlaces de Sierrapando, Barreda y Torrelavega. Tramo: Torrelavega", redactado por INECO en septiembre de 2017, y a fin de complementar la información sobre puntos de agua recopilada, ex profeso para este Proyecto recogida en el Estudio de SENER (2008), se ha procedido a efectuar un inventario de puntos de agua propio correspondiente al ámbito del Falso Túnel proyectado. Éste se extendía al Noreste de la ciudad de Torrelavega, desde el actual túnel de la Autovía A-8 hasta la localidad de Las Rozas, junto a los barrios de Concesa Josué y Rinconeda.

En la siguiente tabla se han extraído los puntos de agua más próximos al ámbito del soterramiento.

IPA	UBICACIÓN	X	Y	Z	PROF. AGUA (m)	COTA AGUA (msnm)	TIPO	OBSERV.
PA-1	Barrio San Ramón	415799	4801165	95.29	1.8	93.49	Pozo particular	
PA-4	Barrio San Ramón	416058	4801979	59.99	0	59.99	Manantial	Coincide con PO-32
PA-5	Barrio San Ramón	416050	4801827	69.06	0	69.06	Manantial	Coincide con PO-33

Inventario de Puntos de agua efectuado en el Proyecto Constructivo de la Autovía A-67 (Fuente: INECO).

3.4.4.6. Inventario de Sótanos y Puntos de Nivel de Base realizado en el Proyecto Básico de Soterramiento (INECO, 2011)

Dentro de este del "Proyecto Básico de Soterramiento del F. C. FEVE en Torrelavega" (INECO, 2011), se efectuó un inventario de sótanos en el ámbito más inmediato al trazado. Entre la información recopilada se prestó especial atención a los posibles bombeos de achique de aguas subterráneas, así como a los caudales desalojados. En la siguiente tabla se resume la información recabada.

PUNTO	TOPONIMIA	X (UTM) ED 1950	Y (UTM) ED 1950	Z (msnm)	PROF. NIVEL DINÁMICO (m)	COTA NIVEL DINÁMICO (msnm)	OBSERVACIONES	Q CALIBRADO (l/s)
I-1	Torres Carabaza	414572	4800394	14,20	4,7	9,5	Sótano de 1 sola planta. Actualmente el nivel está a 4,66 metros de la calle, y de manera aproximada bombea unos 6 meses al año. El sótano se construyó hace 36 años y según nos comentan el agua en régimen natural alcanzaba el techo.	3
I-2	Parking Jesús Cancio	414638	4800355	14,20			Sótano de 1 sola planta. Se ve el canal del rió Cristo. Canalizan el agua y lo bombean, pero no demasiada. Nos comentan que cuando se canalizó el afluente disminuyeron mucho las filtraciones de agua en el sótano.	0,3
I-3	Posada de Herrera, 5	414801	4800369	16,50	5,8	10,7	Sótano de dos plantas. El agua está a 5,77 metros de la cota del suelo. Cuentan con dos bombas y según nos comentan tienen muchas filtraciones, de hecho cuando se visitó el sótano un vecino achicaba agua de su trastero. Esta inundación parece estar provocada por la rotura parcial de uno de los encauzamientos.	2
I-4	Posada de Herrera, 18	414610	4800452	14,20	5,2	9,0	Dos plantas de parking. El agua está a 5.25 m de la cota de calle. Durante las obras hubo muchos problemas porque se inundaba constantemente.	1
I-5	Joaquín Cayón, 8	414781	4800309	16,90			No se ha podido medir pero se sabe que bombean.	0,2
I-6	Joaquín Cayón, 15	414730	4800272	16,90	2,6	14,3	Sótano de dos plantas. El agua está a 2,61 m de la cota de calle.	0,2
I-7	Parking Ayuntamiento	414946	4800398	16,60	7,3	9,3	Este parking cuenta con dos plantas. El nivel está a 7,34 m de la cota de calle, tomada por los topógrafos. Nos comentan que la bomba achica 100000l/hora aproximadamente. Salta cada 17 minutos y tarda un minuto en vaciar un rectángulo de 1,86x1,48x2,04 m.	5,5
I-8	Paso subterráneo	414315	4800746	12,20	1,9	10,3	Este punto pertenece a una EBAR (Estación de Bombeo). Existen varias en el municipio, pero ésta es la única cercana al trazado. Está gestionada por Aguas de Torrelavega, que desconoce el caudal que bombea, pero podría aforarse. Se instaló para drenar el agua que inundaba el paso inferior aledaño, y desde su instalación ha dejado de inundarse. Actualmente el agua está a 1,90 metros de la cota de calle.	0,5
I-9	Parking la Llama	415349	4800428	25			Dos plantas de parking público. Se bombea agua, pero no saben cuánto. Las bombas están situadas en la segunda planta que se sitúa a 5,16 metros de cota de calle.	0,5
I-10	Hotel Saja	414976	4800522	15,4			Detrás del hotel Saja hay una canalización. Cuando la limpiaron dejó de haber inundaciones. Ahora tienen bomba, pero casi no funciona, dejando el nivel a 2.65 m desde la cota de calle. El Sorravides pasaba por delante (calle Emidio Alcalde), paralelo a las vías del tren.	0
I-11	Calle Emidio Alcalde	415003	4800551	15,4			Dos plantas de garaje. El agua se bombea desde 4,74 metros desde la cota de calle.	2
I-12	Poncho Cosio, 7	414885	4800638	13,2			Las bombas están a 2,60 metros desde cota de calle.	0,3
I-13	Edificio con problemas de agua	414810	4800674	13			Han tenido inundaciones. No se ha podido medir el agua.	1
I-14	Calle Berta Perogordo	415314	4800336	25			En esta finca bombean bastante agua. No se ha medido. Tienen tres sótanos.	2
I-15	Garcilaso de la Vega 4	414842	4800262	17,6			En esta finca bombean bastante agua. No se ha medido. Tienen tres sótanos.	0,5

Resumen del inventario de puntos de agua y valores de caudal calibrados en el modelo para las celdas pozo correspondientes (Fuente: Ineco).

En el mismo Proyecto Básico se llevó a cabo un levantamiento topográfico de precisión en 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, con el fin de disponer de cotas del nivel de base regional de la zona (descarga regional de las aguas subterráneas). En la siguiente tabla se recogen los resultados de dicho levantamiento topográfico.

PUNTO	X(UTM) ETRS 89	Y(UTM) ETRS 89	X (UTM) ED 1950	Y (UTM) ED 1950	Z (msnm)	RÍO	OBSERVACIONES
R-1	413632	4799533	413733	4799743	14,66	Río Besaya	
R-2	413750	4799820	413851	4800030	14,00	Río Besaya	
R-3	413802	4800183	413903	4800393	11,93	Río Besaya	
R-5	413894	4800716	413996	4800926	9,78	Río Besaya	
R-8	414470	4800889	414571	4801099	7,06	Río Besaya	
R-9	415093	4801063	415195	4801273	6,99	Río Saja	
R-10	415148	4801118	415249	4801328	6,90	Río Saja	
R-11	414114	4800881	414216	4801091	7,28	Río Saja	Bajo presa
R-12	414103	4800885	414204	4801095	9,19	Río Saja	Sobre presa

Valores del levantamiento topográfico de precisión en la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, empleados para la calibración del modelo (Fuente: Ineco).

Con el objetivo de disponer de la cota absoluta de los niveles piezométricos medidos, se realizó un levantamiento topográfico de precisión del emboquille de las distintas prospecciones, así como de los 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya.

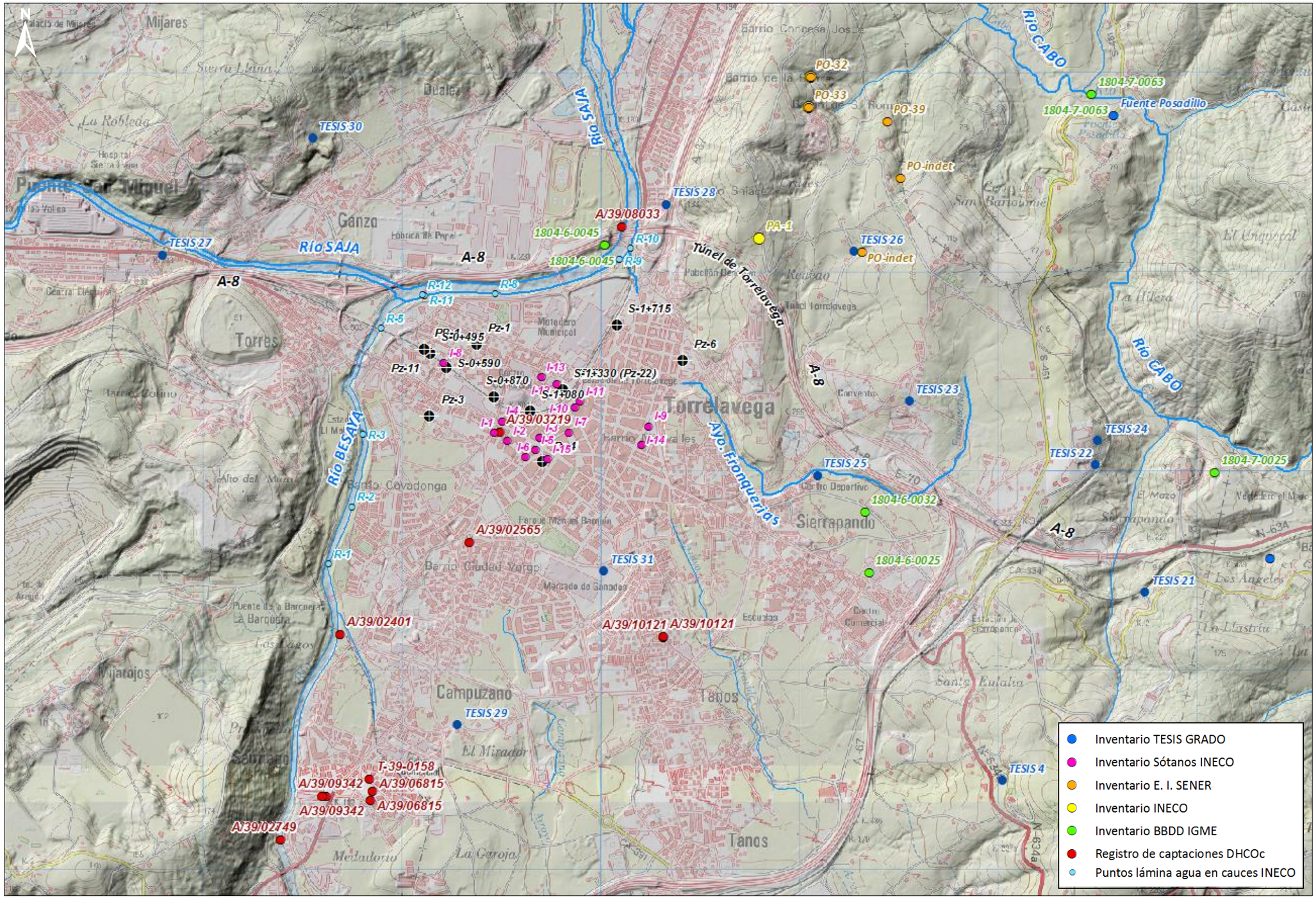
3.4.4.7. Inventario de Puntos de Agua procedente de estudios específicos

Por último, recientemente se ha tenido acceso al trabajo de Fin de Grado “Estudio y caracterización de los manantiales y fuentes naturales del Ayuntamiento de Torrelavega” (*José Luis Gómez de Diego, 2013*). En él se efectúa un exhaustivo inventario de todas las fuentes y manantiales en el entorno urbano de la ciudad de Torrelavega. De dicho inventario, resultan de interés las siguientes, localizadas en el límite meridional del ámbito general:

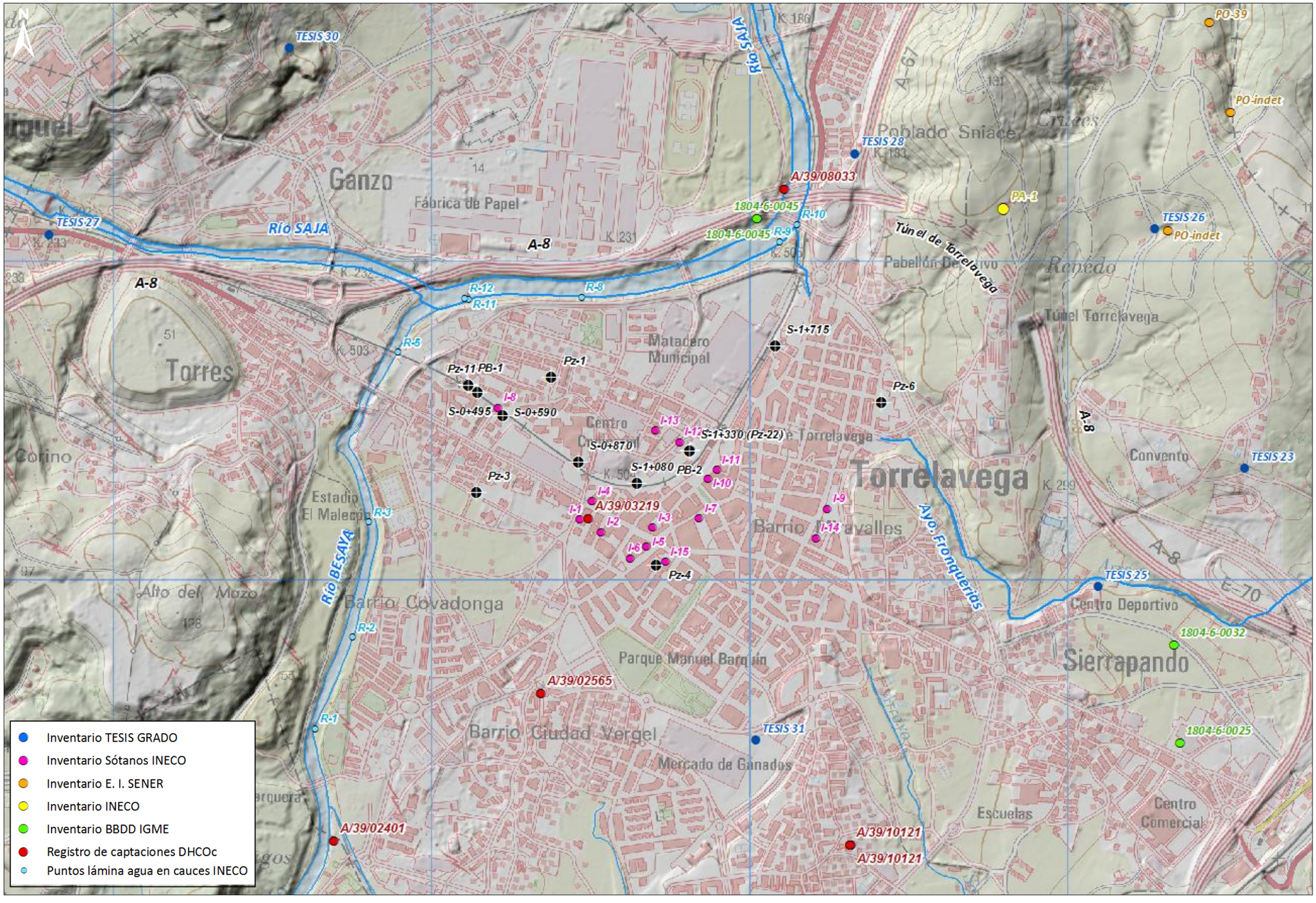
Nº IPA	POBLACIÓN	NOMBRE FUENTE	X (ED-50)	Y (ED-50)	OBSER.
4	La Montaña	Fuente de la Turbera	417130	4798652	
23	Sierrapando	Fuente C. Inseminación	416662	4800557	
25	Sierrapando	Fuente de Tronquerías	416202	4800185	
26	Sierrapando	Fuente de la Hilera	416382	4801309	Coincide con PO-s/n (*)
28	Barreda	Fuente de Sidro	415437	4801545	
29	Campuzano	Fuente del Cotero	414390	4798933	
31	Torrelavega	Fuente de F. de Ganados	415126	4799703	

(*) Puntos correspondientes al inventario del E. I. (SENER)

Inventario de Puntos de agua efectuado en la Tesis de trabajo de Fin de Grado “Estudio y caracterización de los manantiales y fuentes naturales del Ayuntamiento de Torrelavega” (Fuente: José Luis Gómez de Diego, 2013).



Inventarios de puntos de agua en el ámbito general del estudio (elaboración propia a partir de datos de diversas fuentes).



Detalle de los inventarios de puntos de agua en el ámbito inmediato al soterramiento (elaboración propia a partir de datos de diversas fuentes).

3.5. Interacción Obra – Unidades hidrogeológicas

3.5.1. Fase de Obra. Simulación de posibles soluciones para evitar la entrada de agua subterránea durante la fase de obra

De forma conceptual, es preciso considerar un “efecto drenante”, que será característico de la Fase de Obra y podría ser más o menos intenso dependiendo de la solución de ejecución que se adopte para el desarrollo de las mismas.

A efectos de proceder con la construcción de un modelo matemático propio, que permitiera valorar los aspectos hidrogeológicos relacionados tanto con la construcción como con el impacto sobre el medio hidrogeológico de la estructura soterrada, durante todas las fases del proyecto, para el “Estudio Informativo para el soterramiento del ferrocarril en Torrelavega”, y a petición de INECO, Peñalaza – La Tercia realizó una modelización preliminar (abril de 2018) que constituía un análisis de sensibilidad de los parámetros que definen los caudales susceptibles de ser achicados en Fase de Obra, y el posible radio de influencia que ocasionarían estos bombeos de achique.

Los parámetros cuya sensibilidad se modelizó entonces eran:

- Posición en la traza.
- Relación entre permeabilidad horizontal y permeabilidad vertical (Relación Kv/Kh).
- Variación de la porosidad eficaz.
- Reducción de la permeabilidad del terreno.

Los tres primeros parámetros, resultan característicos o definitorios de un bombeo de achique al uso. El cuarto, se corresponde con el empleo previo de tratamientos del terreno encaminados a reducir su permeabilidad en el fondo de la excavación y, por ende, de los caudales de infiltración a los recintos de obra.

En dicho Estudio Informativo, el resultado de este análisis de sensibilidad llevó a considerar dos posibles soluciones para afrontar la entrada de agua hacia el recinto de la obra:

- En la solución denominada “*recintos estancos con bombeo*” se asume que la obra se llevará a cabo compartimentando el ámbito entre pantallas en una serie de recintos independientes, separados por pantallas provisionales transversales. Se asume al menos un pozo de bombeo por recinto, con profundidad tal que permita el rebaje del nivel de agua por debajo de la cota de la excavación en las zonas más alejadas de la celda, a fin de permitir la ejecución de los trabajos en ausencia de agua. Ello implica un cono de bombeo más profundo en su ápice (el propio pozo) que la mencionada cota de excavación y, por consiguiente, un descenso de los niveles durante la fase de obra mayor que la solución denominada “Tapón de fondo”. Sin embargo, esta situación de mayor afección resulta transitorio en el tiempo y se limitará a la citada fase de obra. Una vez concluida la estructura, y cesados los bombeos, se estima que la recuperación de los niveles se producirá de forma más o menos rápida, gracias a la elevada permeabilidad de los materiales geológicos afectados. No obstante, dicha recuperación será relativa, puesto que se refiere sólo al efecto de los bombeos de obra. La situación original no llegará a restaurarse del todo, puesto que el “efecto barrera” de las pantallas (dependiendo de las medidas de restitución de flujo), una vez alcanzado el régimen permanente, se hará más o menos patente de forma indefinida.

- Por lo que se refieres a la solución "*tapón de fondo*", es evidente que el impacto hidrogeológico en fase de obra, resulta más reducido, puesto que no implica un rebaje de los niveles de agua tan acusado como la situación anterior. Sin embargo, presenta otros inconvenientes a nivel hidrogeológico. El más relevante lo constituye el control de la inyección de jet grouting. Resulta necesario llevarla a cabo con sumo cuidado y, sobre todo, con control de la profundidad de sellado. Una inyección descontrolada podría impermeabilizar el terreno más allá de la cota de empotramiento de las pantallas, acentuando el "efecto barrera" permanentemente. Esta situación no sería reversible.

  Numéricamente, esta solución se ha modelizado asumiendo diversos grados de impermeabilización del terreno, que se traducen en la equivalente reducción de la permeabilidad del mismo.

Estas soluciones son las que dieron pie a las alternativas consideradas en el "Estudio Informativo para el soterramiento del ferrocarril en Torrelavega", cuyo impacto se analiza detalladamente también para la Fase de Explotación.

Tal y como se ha mencionado anteriormente, es preciso tener en cuenta que, en las fechas en que se procedió a realizar esta modelización, no se disponía aún del trazado y estructuras definitivas. A inicios de noviembre de 2018, se procedió a repetir cada una de estas simulaciones, contando ya con las estructuras definitivas ya definidas en cada uno de los escenarios (bombeo convencional y tratamiento previo con Jet-grouting). Las cifras de caudal y radios de influencia varían ligeramente con respecto a los que se obtuvieron en la modelización de abril, si bien se conservan en todo momento los órdenes de magnitud.

A continuación, se sintetizan los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad llevado a cabo en noviembre de 2018. En las simulaciones, se han considerado las pantallas totalmente impermeables y no se ha considerado el volumen de agua contenido en el propio terreno a excavar en los recintos.

Se calculan los caudales necesarios para mantener el nivel piezométrico del acuífero 50 cm por debajo del fondo de la excavación. El informe íntegro puede consultarse en el Apéndice 4 a este Anejo.

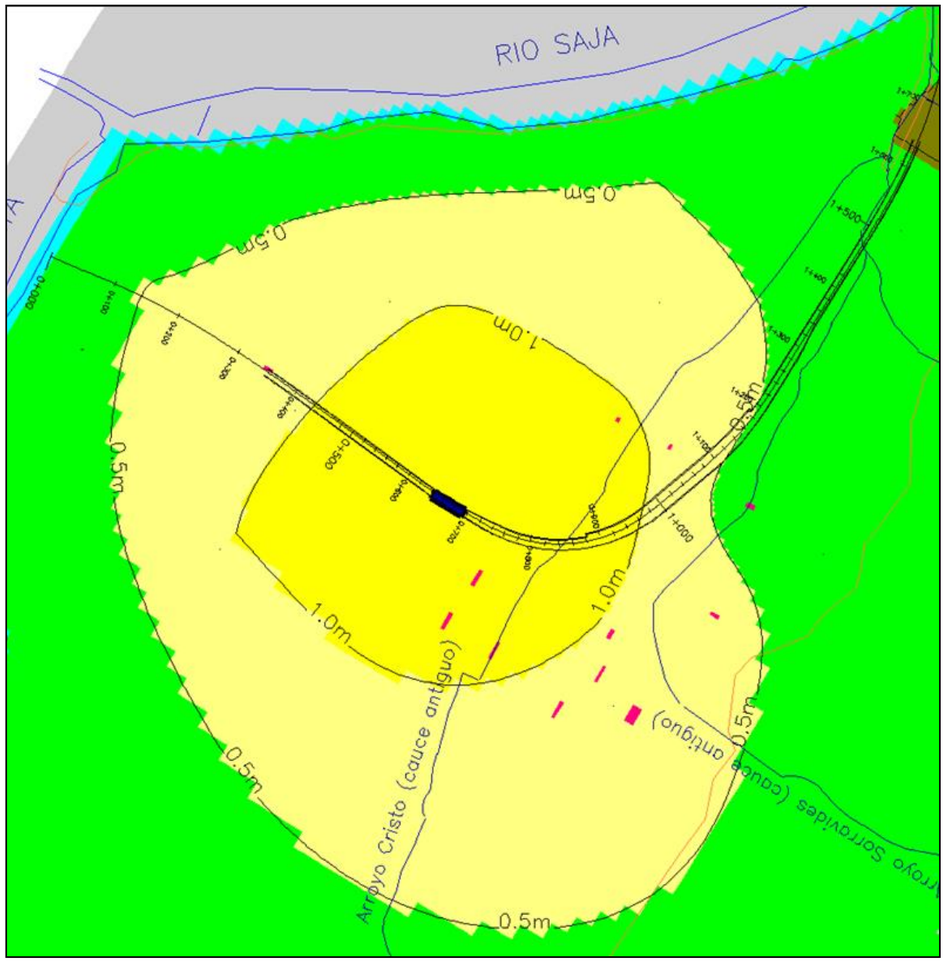
Como base de ambos modelos matemáticos, se ha empleado el realizado para el Proyecto Básico de 2011, utilizando como punto de partida la "hipótesis de calibración". No obstante, en esta ocasión se ha procedido a "desdoblar" la malla original en 2 capas para simular la entrada de agua por el fondo de la excavación. En el caso de las simulaciones considerando un tapón de baja permeabilidad de 2-3 m por debajo del nivel del fondo de la excavación, se ha desdoblado el modelo en tres capas para considerar la disminución del coeficiente de permeabilidad del terreno en la zona tratada.

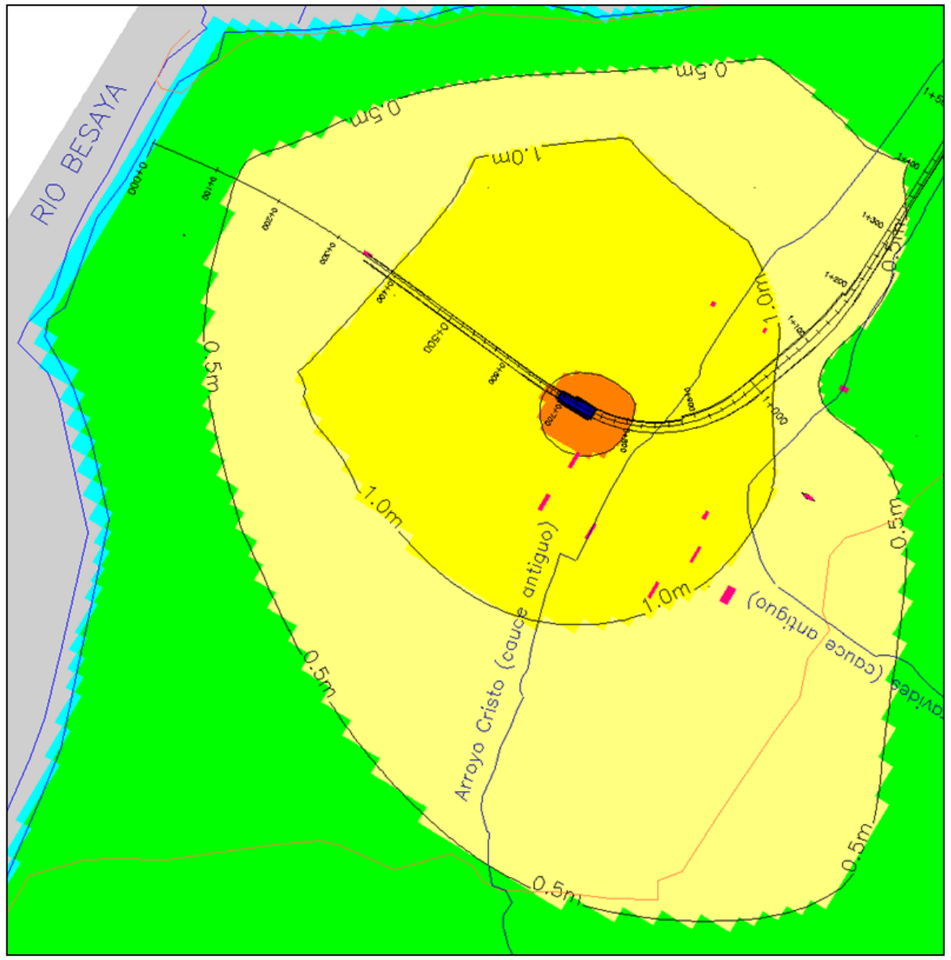
3.5.1.1. Posición en la traza (Alternativa Bombeos)

Se han considerado dos tramos de 50 m situados entre los PP.KK. 0+640-0+690 y 0+690-0+740, por ser su posición la más desfavorable para el agotamiento, ya que se sitúan en la zona más transmisiva del acuífero, y al mismo tiempo es necesario un mayor rebaje del nivel piezométrico.

En las siguientes figuras se ilustran los isodescensos obtenidos en cada escenario simulado. Por su parte, en la tabla que se presenta a continuación de ellas se analiza la variación en régimen permanente de los caudales y descensos que se producen.

Se observa como los caudales de achique y los descensos provocados son algo superiores en el recinto situado entre los PP.KK. 0+690-0+740 (162 l/s), que entre los PP.KK. 0+640-0+690 (147 l/s). Tiene mayor influencia el espesor saturado que es necesario rebajar, 3,3 m y 2,6 m respectivamente, que el espesor total de acuífero, mayor en el tramo entre los PP.KK 0+640-0+690.





Izquierda, plano de isodescensos de la simulación Nº 1 (PP.KK. 0+640-0+690) en régimen permanente. Derecha, plano de isodescensos de la simulación Nº 2 (PP.KK. 0+690-0+740) en régimen permanente.

Nº	PP.KK. recintos de 50 m de long.	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)	Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
1	**0+640-0+690**	-0,7	6,2	8,3	5,7	2,6	10%	5,4E-03	100%	147	-	-	290
2	**0+690-0+740**	**-3,9**	**5,5**	**8,3**	**5,0**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**162**	**-**	**70**	**320**

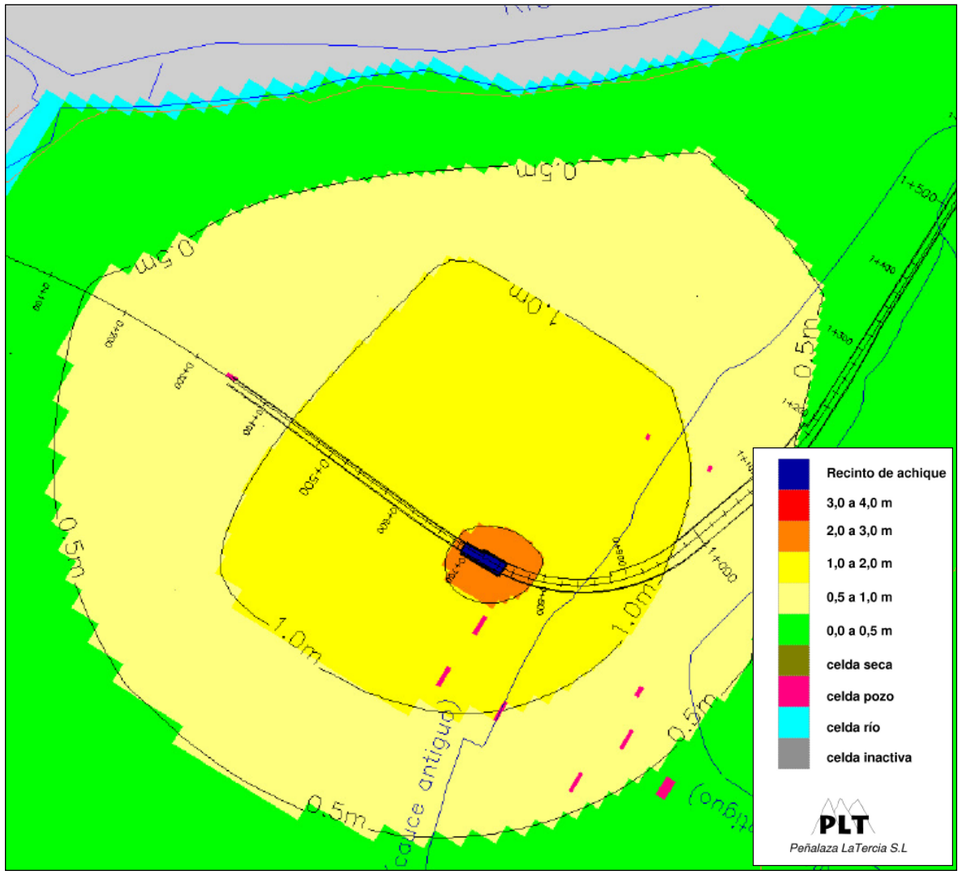
Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que comparan los recintos entre los pp.kk. 0+640-0+690 y 0+690-0+740.

3.5.1.2. Relación Kv/Kh (Alternativa Bombeos)

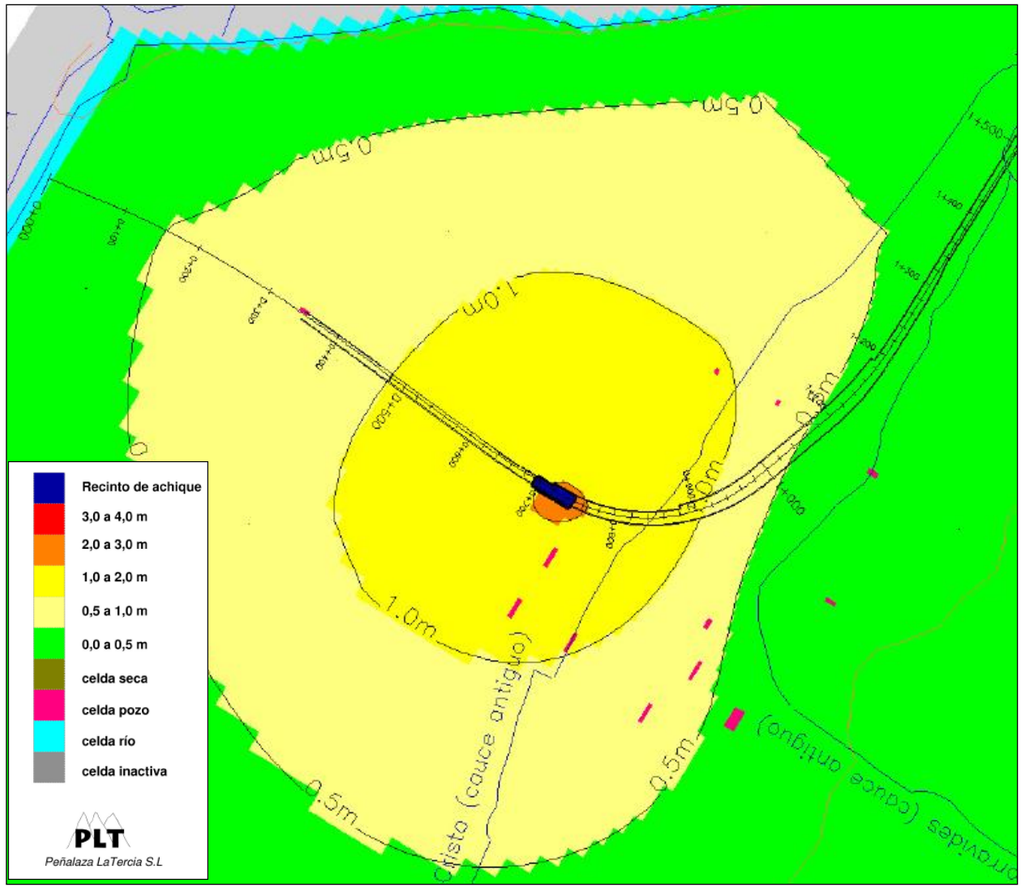
Se ha analizado la sensibilidad frente a la variación del cociente entre la permeabilidad vertical y la horizontal (Kv/Kh), variando su valor en el recinto de 50 m entre los PP.KK. 0+690 y 0+740; se han utilizado valores del 100%, 50%, 20% y 10%.

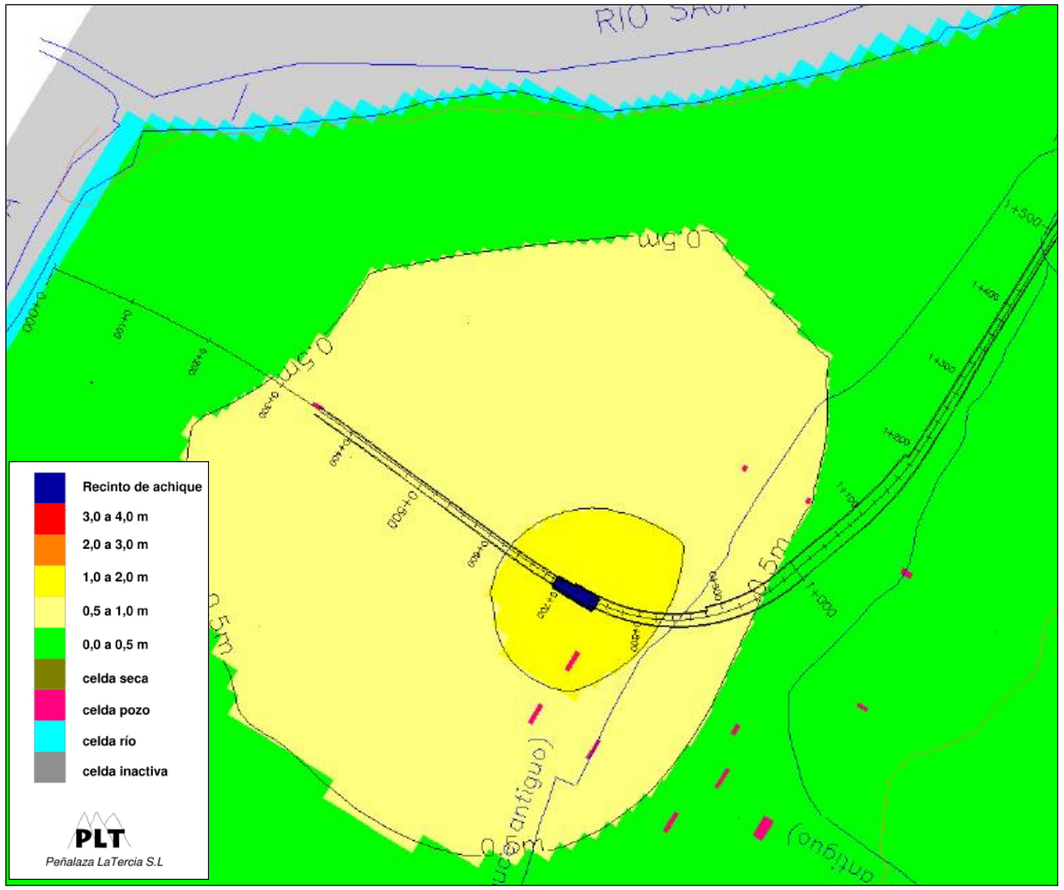
En la siguiente tabla y figuras, se presentan los resultados. Se observa cómo se produce una disminución evidente, tanto de los caudales de achique necesarios como de los descensos provocados, según disminuye la permeabilidad vertical respecto a la permeabilidad horizontal.

Es corriente en acuíferos aluviales que la permeabilidad vertical sea inferior a la permeabilidad horizontal, debido a la intercalación de niveles de menor permeabilidad en la vertical de la serie aluvial. En la zona de estudio, no se ha podido estimar con precisión la relación Kv/Kh debido a que no se dispone de los suficientes sondeos a recuperación de testigo continuo. Sin embargo, en principio, parece poco arriesgado considerar que la Kv sea el 50% de la Kh (simulación 3), incluso podrían existir relaciones Kv/Kh del 20% ó el 10%, algo nada descabellado en acuíferos aluviales. Se recomienda perforar, en fases posteriores del proyecto, sondeos a recuperación de testigo continuo en la zona para poder estimar con precisión la relación Kv/Kh, visto la elevada influencia que tiene sobre los resultados.



Plano de isodescensos en la simulación Nº 2 (Kv/Kh 100%) a los 30 días desde el inicio del achique.

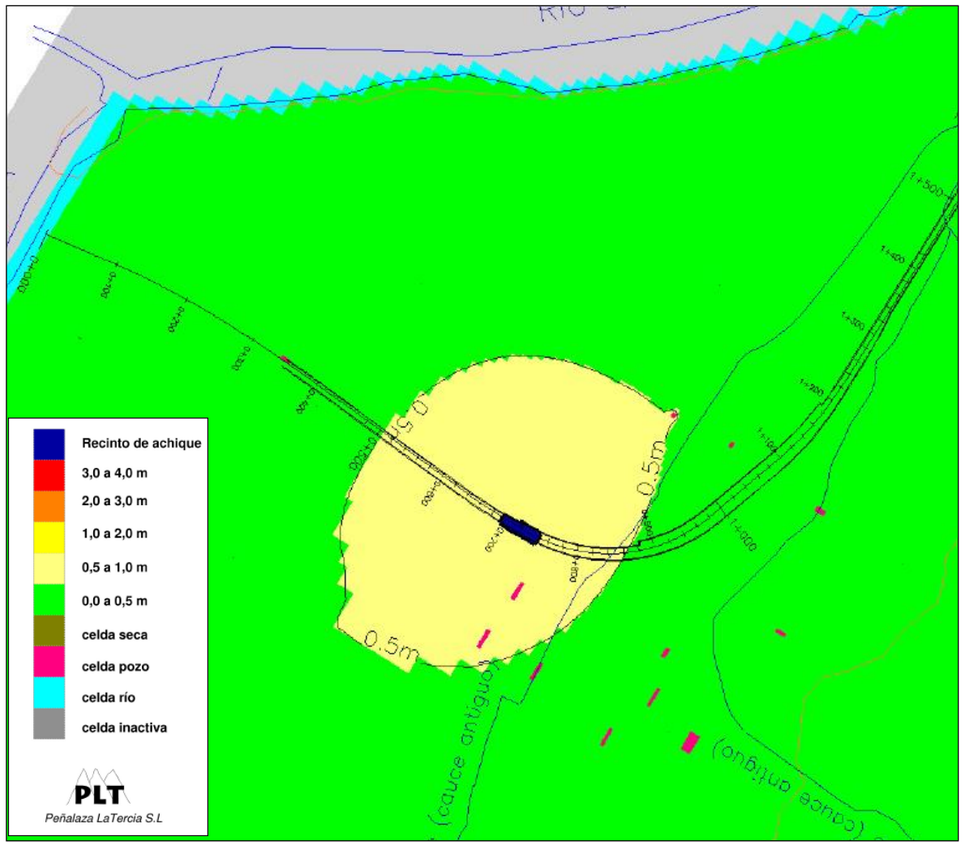




Izquierda, plano de isodescensos de la simulación Nº 3 (Kv/Kh 50%) en régimen permanente. Derecha, plano de isodescensos de la simulación Nº 4 (Kv/Kh 20%) en régimen permanente.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
2	**50**	**-3.9**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**250**	**192**	**172**	**166**	**164**	**162**	**-**	**40**	**260**	**-**	**70**	**320**
3	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**50%**	200	162	147	143	141	141	-	20	180	-	30	250
4	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**20%**	128	111	104	103	102	102	-	-	90	-	-	100
5	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**10%**	80	74	71	70	70	70	-	-	-	-	-	-

Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la relación Kv/Kh.



Plano de isodescensos en la simulación Nº 5 (Kv/Kh 10%) en régimen permanente.

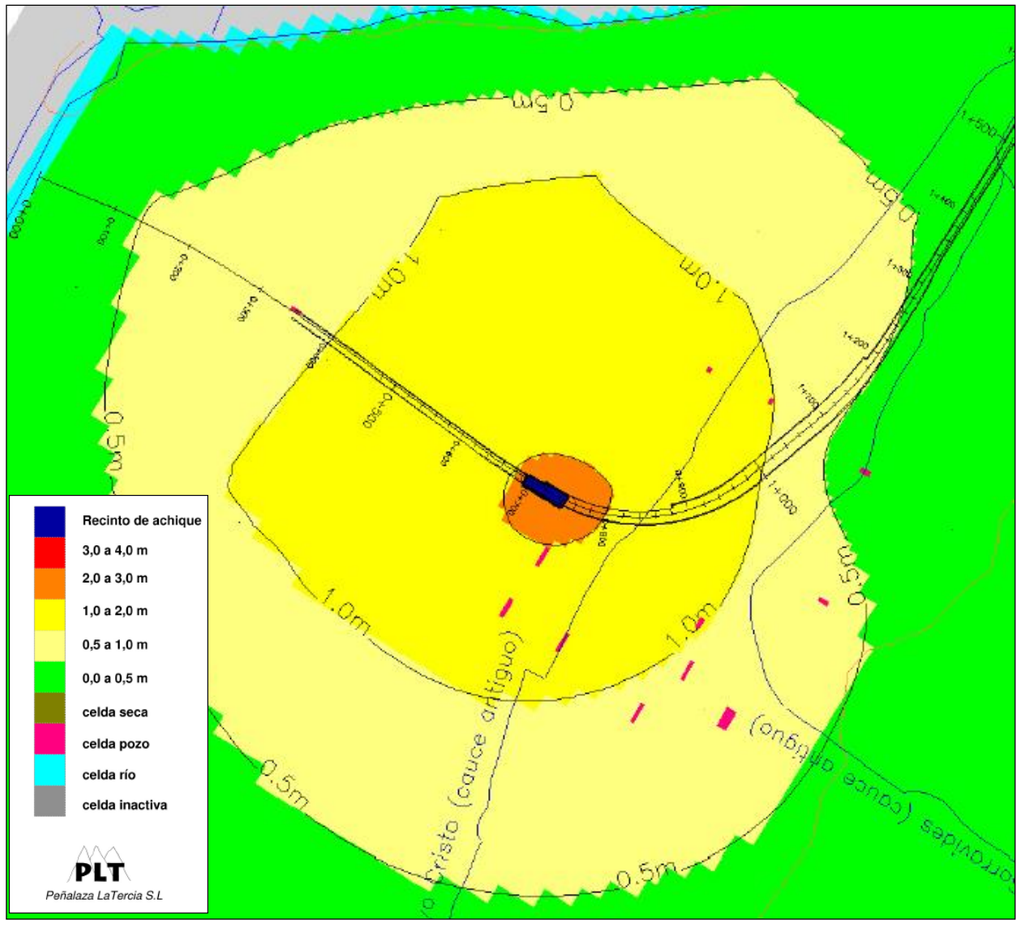
3.5.1.3. Porosidad eficaz (Alternativa Bombeos)

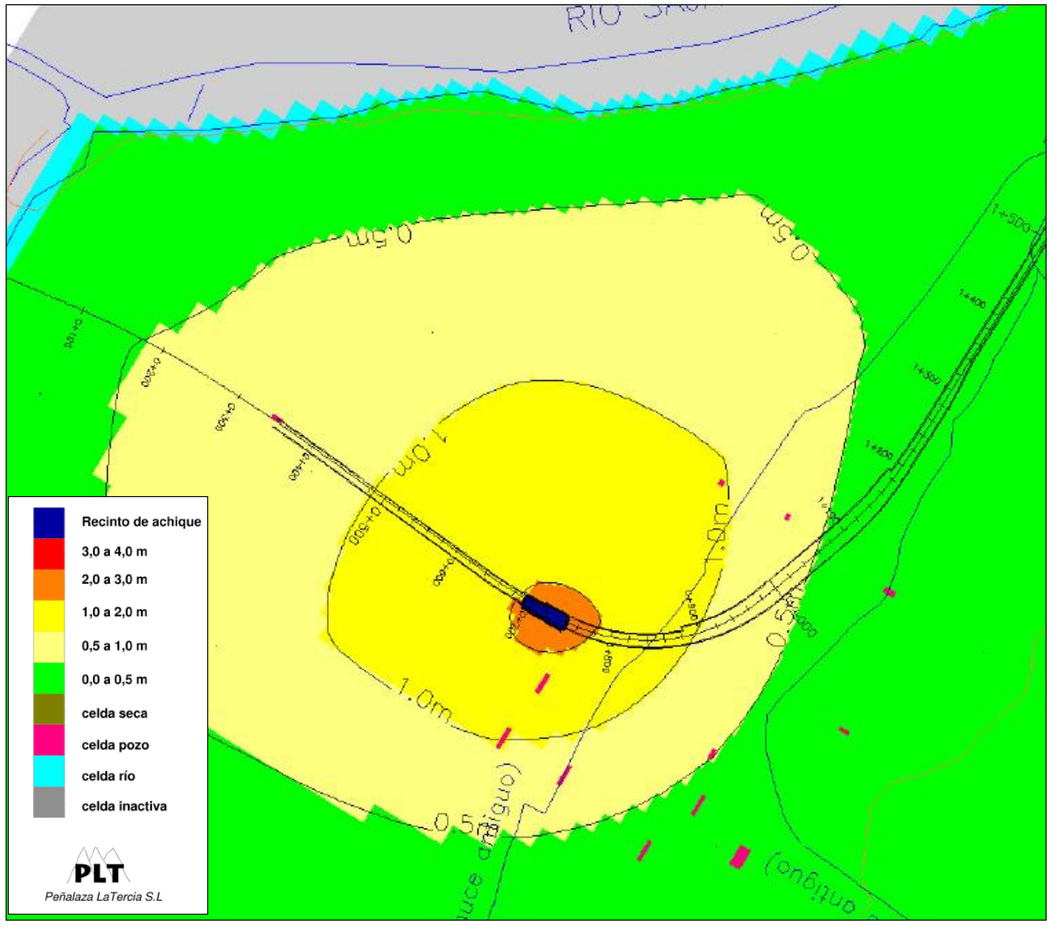
En la siguiente tabla, se presentan los resultados de las simulaciones que analizan la sensibilidad de los cálculos a la variación del coeficiente de almacenamiento libre (porosidad eficaz) del acuífero. Se ha analizado la influencia de variar la porosidad eficaz entre valores de 2%, 10% y 25% en un hipotético recinto entre los PP.KK. 0+690 y 0+740 de la Alternativa Bombeos.

En este caso, todas las simulaciones han sido realizadas en régimen transitorio, ya que el coeficiente de almacenamiento no influye sobre los resultados en régimen permanente. No existe una gran influencia sobre los resultados, aunque si se observa como al aumentar el coeficiente de almacenamiento, los caudales necesarios son mayores para el mismo periodo de tiempo, mientras que los descensos son menores.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)					Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
6	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	**2%**	5,4E-03	100%	201	171	165	163	162	-	60	320
2	**50**	**-3.9**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**250**	**192**	**172**	**166**	**164**	**-**	**40**	**260**
7	50	3.9	5,5	8,3	5	3,3	**25%**	5,4E-03	100%	285	215	183	171	167	-	50	240

Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la porosidad eficaz





Izquierda, plano de isodescensos de la simulación Nº 6 (P. E.: 2%) a los 30 días desde el inicio del achique. Derecha, plano de isodescensos de la simulación Nº 7 (P. E.: 25%) a los 30 días desde el inicio del achique.

3.5.1.4. Reducción de la permeabilidad (Alternativa Jet)

Finalmente, en la siguiente tabla se analizan los resultados de crear un tapón de menor permeabilidad de 3 m de espesor por debajo del fondo de máxima excavación, en un teórico recinto situado entre los PP.KK 0+690 y 0+740 de la Alternativa Jet. En concreto, se ha simulado una reducción de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, lo que supone una permeabilidad del tapón entre 5,4E-04 y 5,4E-07 m/s. A priori, estos valores del coeficiente de permeabilidad son factibles de alcanzar mediante técnicas de tratamiento del terreno de tipo Jet Grouting, que según la bibliografía consultada (1) (2) se sitúan entre 1E-07 y 1E-09 m/s.

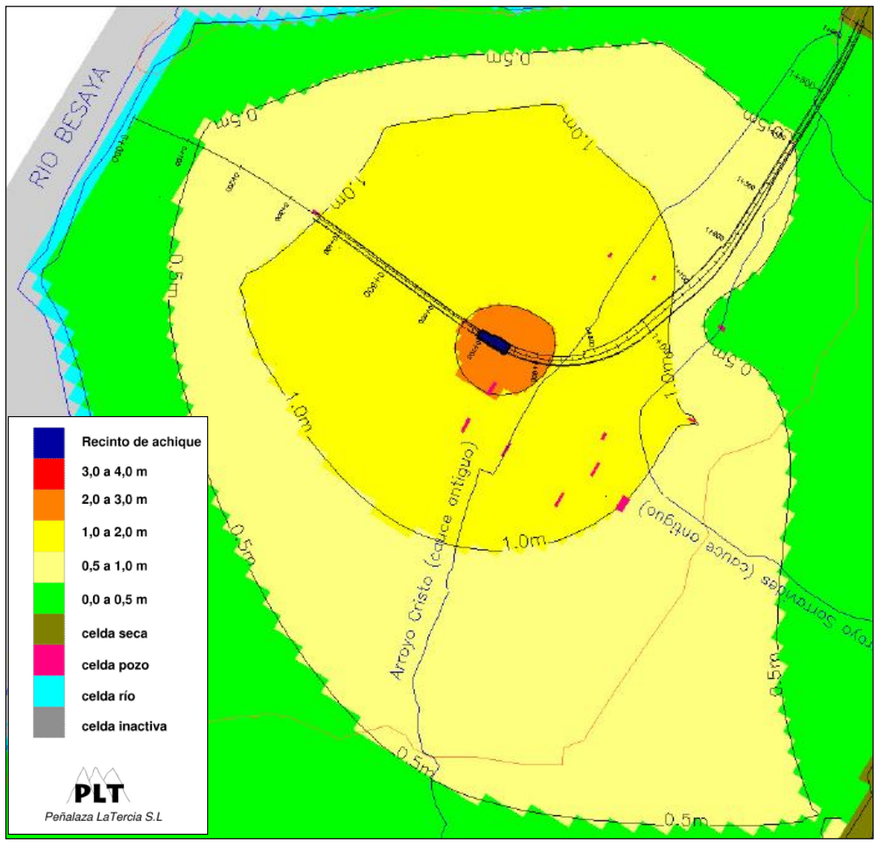
Se observa una reducción importante, tanto de los caudales necesarios como de los descensos provocados, al reducir la permeabilidad del terreno, siendo estos muy reducidos para valores de permeabilidad entre 1E-06 y 1E-07 m/s. En todas las simulaciones 11 y 12, los descensos se sitúan por debajo de los 10 cm en toda el área fuera de los recintos.

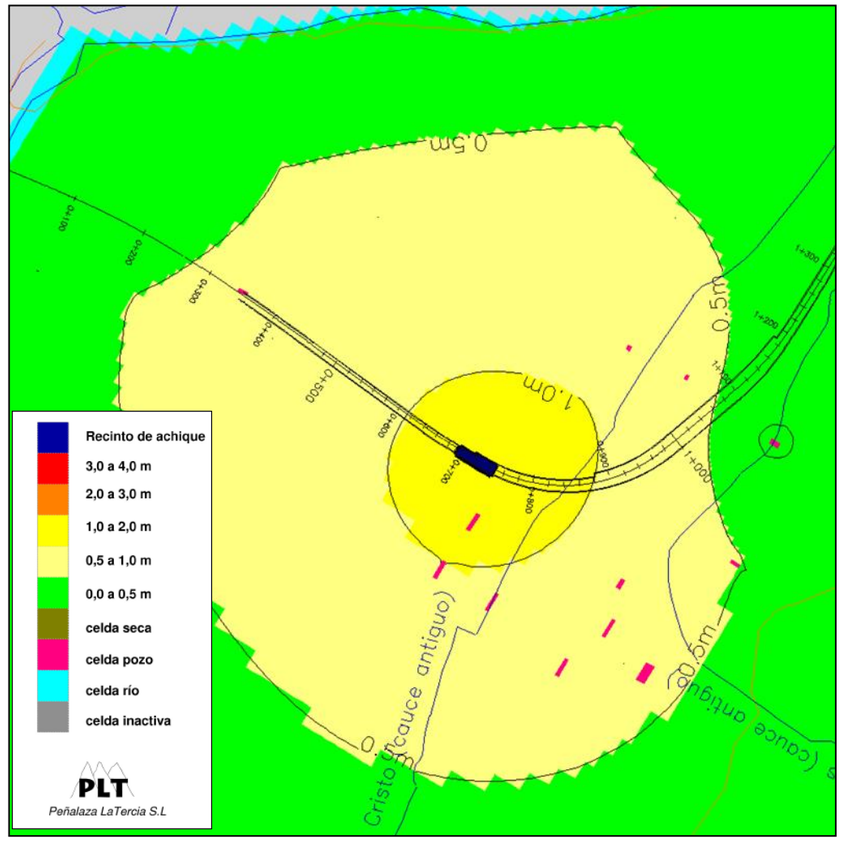
Nº	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Kjet (m/s)	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
8	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**sin tapón**	275	207	183	177	174	171	-	60	300	-	80	360
9	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-04**	136	117	110	107	107	106	-	-	80	-	-	170
10	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-05**	23	22	22	22	22	22	-	-	-	-	-	-
11	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-06**	2	2	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-
12	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-07**	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-	-	-	-	-	-

Resumen de las simulaciones que analizan el efecto de crear un tapón de 2 m de espesor de menor permeabilidad por debajo del fondo de máxima excavación (0+690-0+740)

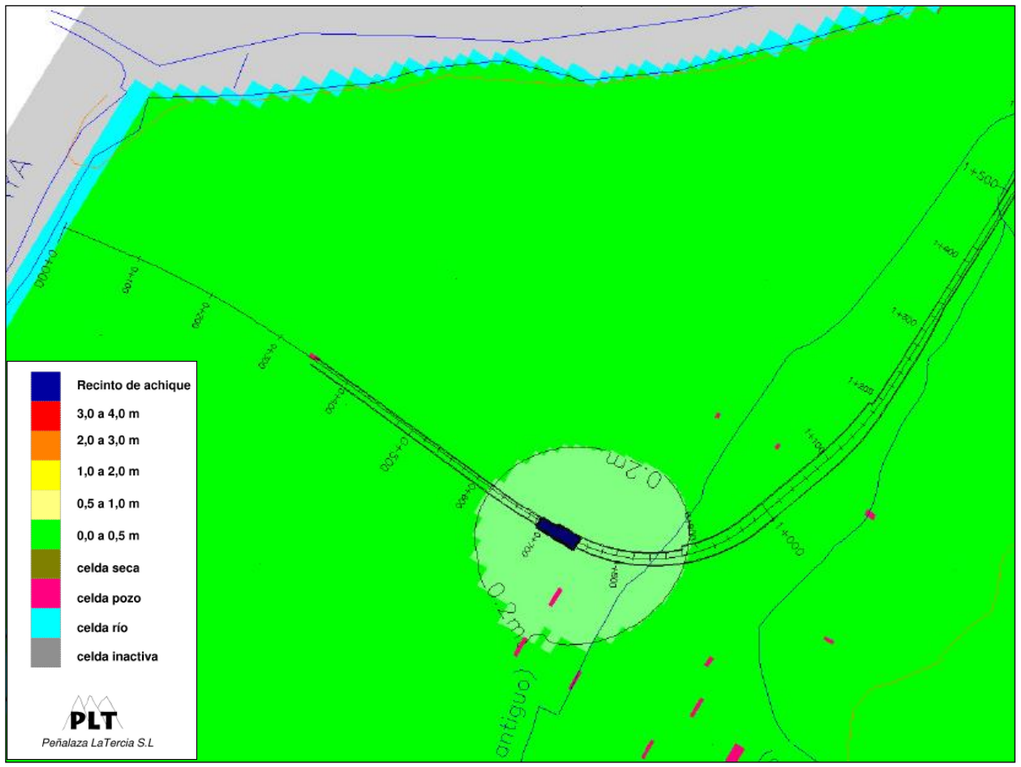
(1) Fernández, J.M. Jet Grountig. Terratest Chile (http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Jet_Grouting_Juan_Manuel_Fernandez.pdf)

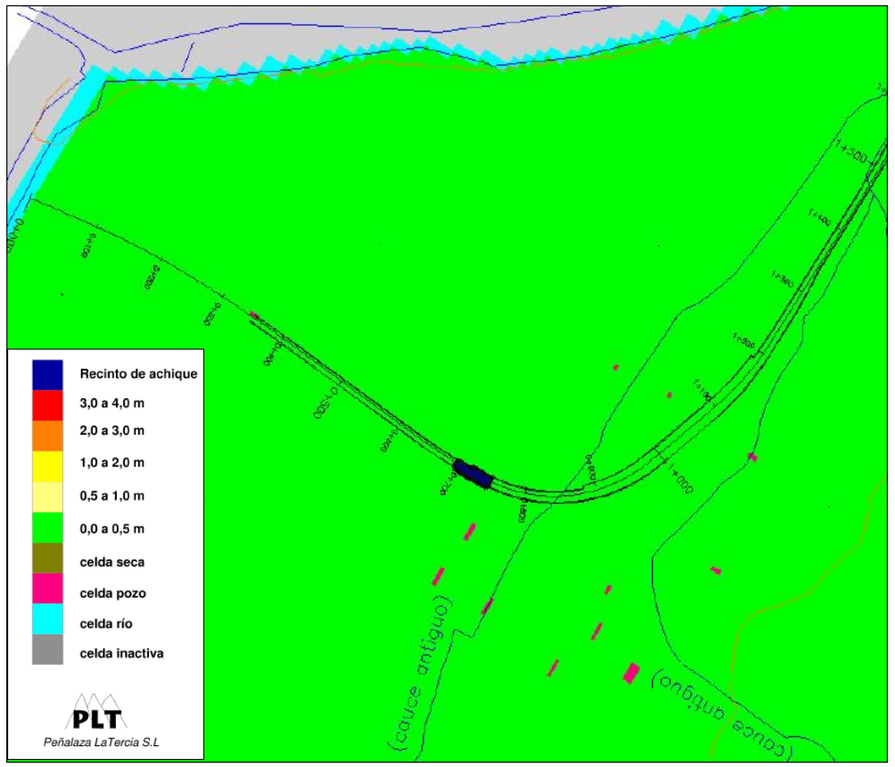
(2) Fun Yiu CHOI, R. "Rewiew of the Jet Grouting Method" 2005 (https://eprints.usq.edu.au/2236/1/CHOI_RichardFunYiu-2005.pdf)





Izquierda, plano de isodescensos de la simulación Nº 8 (sin Jet) en régimen permanente. Derecha, plano de isodescensos de la simulación Nº 9 (Kh Jet: 5,4E-04 m/s) en régimen permanente.





Izquierda, plano de isodescensos de la simulación Nº 10 (Kh Jet: 5,4E-05 m/s) en régimen permanente. Derecha, plano de isodescensos de la simulación Nº 11 (Kh Jet: 5,4E-06 m/s) en régimen permanente.

En las figuras anteriores se presentan los resultados de la simulación Nº 8, en la que no se ha considerado tratamiento alguno del terreno, Nº 9, 10 y 11, esta última con una densidad máxima de Jet y, por tanto, una máxima reducción de la permeabilidad.

3.5.1.5. Conclusiones y limitaciones del modelo

A la vista de los resultados de las modelizaciones efectuadas, se pueden realizar las siguientes valoraciones:

- No ha de entenderse, en ningún caso, que un tratamiento del terreno previo a las obras, mediante inyecciones de Jet-grouting, vaya a conseguir evitar por completo las filtraciones hacia el interior de los recintos de excavación. Esta técnica, previsiblemente, minorará más o menos considerablemente los caudales de infiltración (según la densidad de puntos de inyección, profundidad del tapón, etc.), pero no conseguirá, en la práctica, una

estanqueidad total; es preciso considerar el desalojo mediante bombeo de cierto caudal de agua.

No obstante, y según las modelizaciones efectuadas, en comparación con los bombeos necesarios en un terreno sin tratar, los caudales esperables resultarían sensiblemente menores.

En este sentido, cabe recordar que se ha simulado una reducción progresiva de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, lo que supone una permeabilidad del tapón de jet entre 5,4E-04 y 5,4E-07 m/s. En la práctica, esto equivaldría a densificar progresivamente los puntos de inyección dentro de un recinto de excavación dado. A priori, los valores empleados del coeficiente de permeabilidad son factibles de alcanzar mediante técnicas de tratamiento del terreno de tipo jet grouting que, según la bibliografía consultada, se sitúan entre 1E-07 y 1E-09 m/s.

- También es preciso llamar la atención sobre las limitaciones que presentan las modelizaciones realizadas. Teniendo en cuenta que el alcance de las mismas es el de un estudio informativo, la simulación de la reducción de la permeabilidad se ha efectuado en condiciones “ideales” de ejecución, en las que se conserva el diámetro de la columna de inyección a lo largo de todo el tapón. En la práctica, dicho diámetro suele sufrir alteraciones, en ocasiones importantes, ligadas a irregularidades de los estratos geológicos y a anisotropías del terreno.

Esto puede restar efectividad a la impermeabilización del terreno, si el solape entre las columnas de inyección no se llega a conseguir.

Ello implica, asimismo, la necesidad de ejecutar sondeos de comprobación, a fin de investigar las posibles desviaciones o alteraciones en los diámetros de inyección diseñados.

3.5.2. Fase de Explotación. Simulación del efecto barrera en régimen permanente correspondiente a la estructura ferroviaria soterrada

3.5.2.1. Modelo matemático y simulación del “efecto barrera” abordados por Peñalaza – La Tercia, para las alternativas estudiadas, considerando distintos escenarios.

Complementariamente a las modelizaciones abordadas en abril y comienzos de noviembre de 2018 para la Fase de Obra, a instancias de Ineco, en noviembre del mismo año se ha efectuado una simulación; esta vez, del “efecto barrera” que presentaría la estructura soterrada definitiva, una vez finalizada su construcción y en toda su longitud.

Como en el caso de las simulaciones en Fase de Obra, en la modelización del “efecto barrera” de la estructura definitiva se han contemplado dos alternativas distintas:

- Alternativa Jet-grouting (Alternativa 1); la ejecutada con tapón.
- Alternativa Bombeos (Alternativa 2); la ejecutada sin tapón y en la que los bombeos de achique necesarios durante su construcción serían más intensos.

Ambas alternativas comparten su geometría en superficie, tanto en cuanto a la cota de rasante, como a la de sus elementos constructivos. La diferencia entre las dos alternativas radica en el método empleado en su construcción, que implica geometrías distintas por debajo de la rasante y, en definitiva, distintas longitudes de pantallas, lo que condiciona el posible efecto barrera.

En la primera de ellas, se propone la ejecución de un tapón de Jet Grouting de 3 m de espesor por debajo de la losa inferior, para minimizar la entrada de agua por debajo de la excavación entre pantallas y, así, reducir el caudal de achique necesario durante las obras. Ello implica profundidades de empotramiento de pantallas menores. En la otra, no se contempla la construcción del tapón y la profundidad de empotramiento de las pantallas en el terreno es mayor, así como lo sería a priori el efecto barrera que provocaría sobre el flujo subterráneo del acuífero.

A fin de que todas las simulaciones (tanto las efectuadas para Fase de Obra como las presentes, para Fase de Explotación) sean coherentes y comparables entre sí, en todas ellas se ha empleado el mismo modelo matemático, con una calibración en régimen natural única y común. Se contempla, igualmente, el escenario correspondiente a la "hipótesis de calibración", ya comentado en el apdo. anterior, si bien, se simula un escenario adicional, denominado "hipótesis húmeda". En él, se han utilizado tasas de recarga más altas que en la "hipótesis de calibración", fruto de un periodo de precipitaciones por encima de la media. No se dispone de un registro piezométrico histórico en la zona correspondiente a esta situación, que permitiera la calibración de este escenario, por lo que se ha optado por considerar una tasa de recarga del doble de la considerada en la "hipótesis de calibración" para las zonas no pavimentadas, y un 50% superior en las zonas pavimentadas; es decir de 400 mm/año y 75 mm/año, respectivamente.

Por último, en ambas alternativas, y en cada escenario modelizado, se ha simulado también el efecto que tendrían ciertas medidas de restitución del flujo subterráneo.

En los siguientes apartados se extraen las principales observaciones derivadas de las simulaciones ejecutadas. Por su parte, en el Apéndice 4, puede consultarse íntegro el informe original.

3.5.2.1.1. Alternativa Jet-grouting. Hipótesis de calibración

En la tabla que se muestra a continuación, se presenta un cuadro resumen con la profundidad y cota de empotramiento de las pantallas utilizadas en la modelización de esta alternativa, para simular el efecto barrera correspondiente. Éste es común para la "hipótesis de calibración" y la "hipótesis húmeda".

ALTERNATIVA JET-GROUTING					
pk.	**cota superficie (msnm)**	**Profundidad pantallas en rampas desde la superficie (m)**	**Cota empotramiento pantallas en rampas (msnm)**	**Profundidad pantallas en túnel desde la superficie (m)**	**Cota empotramiento pantallas en túnel (msnm)**
0+480	13,7	12	1,7	-	-
0+690	14,1	13	1,1	13	1,1
1+205	13,3	13	0,3	13	0,3
1+420	13,4	12	1,4	-	-

A continuación, se analiza el probable efecto barrera provocado por la *Alternativa Jet-grouting* del soterramiento bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis de calibración", sin ninguna medida de restitución de flujo subterráneo. Los resultados se presentan mediante planos de isoascensos (en la siguiente figura) que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis, que coinciden aproximadamente con la piezometría de diciembre 2010 en la zona.

En primer lugar, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. Seguidamente, se han simulado distintos grados de permeabilización de la barrera, a fin de simular la efectividad de estas posibles medidas de restitución de flujo subterráneo.

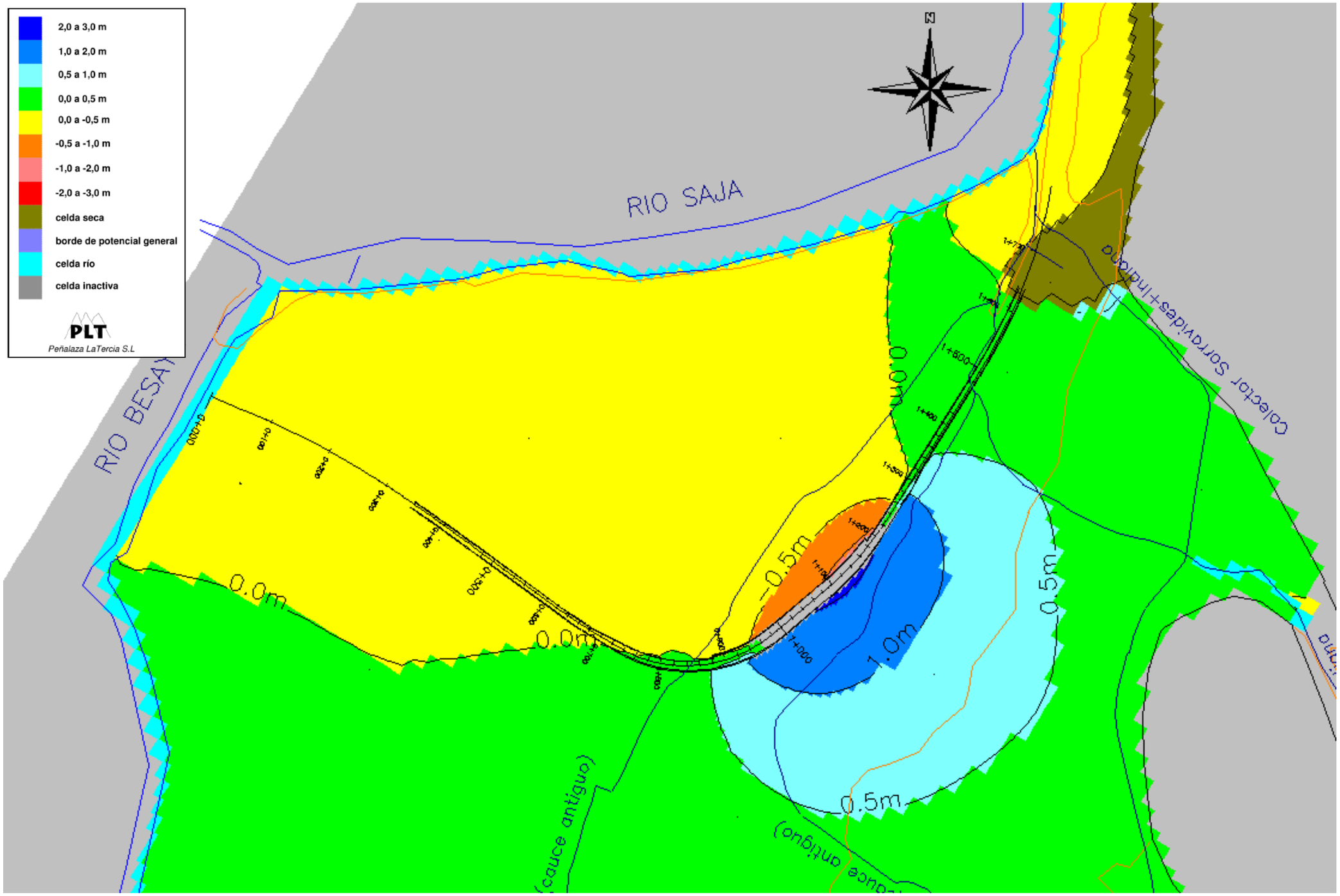
Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos ligeramente por encima de 2 m en torno al p.k. 1+100 en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) algo por encima de 1 m en torno al p.k. 1+150.

La zona con ascensos superiores a 50 cm se extiende a lo largo de una franja de aproximadamente 300 m de ancho entre los PP.KK. 0+880 y 1+360, alcanzándose valores superiores a 1 m en una banda de 140 m de ancho entre los PP.KK. 0+940 y 1+280.

Los descensos son más contenidos, y se forma una banda de 60 m de ancho entre los PP.KK. 0+960 y 1+260, donde los descensos son superiores a 0,5 m.

La barrera provoca una reestructuración del funcionamiento hidráulico del acuífero, concentrándose el flujo subterráneo en las zonas laterales al soterramiento. Al disminuir la sección de paso, se producen ascensos y descensos aguas arriba y aguas bajo de la barrera, respectivamente, para suplir con un aumento de gradiente hidráulico la disminución de la sección de paso.

A la vista de los resultados de la simulación, se recomienda tomar medidas de drenaje para restituir el flujo subterráneo a través del futuro soterramiento.



Plano de isoascensos de la Alternativa Jet-grouting sin medidas de restablecimiento del flujo transversal - "hipótesis de calibración".

La simulación, seguidamente, de una cierta permeabilización de la barrera ha seguido un proceso iterativo en el que se ha aumentado progresivamente la permeabilidad de ésta, debido a la liberación de un determinado porcentaje de sección libre para el flujo subterráneo a través del soterramiento. Las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la correspondiente, se presenta el resultado de liberar un 10% de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los PP.KK. 0+940 y 1+260. Si se compara la figura correspondiente con la del escenario sin medidas de drenaje transversal, se observa como la restitución del flujo tiene una fuerte influencia sobre la distribución de las variaciones piezométricas producidas. Desaparece la zona con ascensos superiores a 2 m, y los ascensos máximos alcanzan valores sólo un poco por encima de 1 m en una zona pegada al soterramiento en torno al p.k. 1+120. Los descensos relativos se sitúan en toda el área por debajo de 50 cm.

De forma aproximada y a modo de ejemplo, esta permeabilización de la barrera se conseguiría con la instalación de sifones eficientes constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior, separados 24 m entre sí y considerando una eficacia del 75% debido al efecto imagen de las pantallas. La sección restituida sería equivalente al porcentaje que suponen las zonas filtrantes de los pozos de los sifones, frente a la sección inicial de paso considerando.

En caso de disponer portillos, la sección restituida dependería de la posición del nivel freático y de la cota del muro del acuífero, respecto al dintel de los portillos. A modo de ejemplo, sería suficiente portillos que liberasen un 12,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o portillos que liberasen un 20% de la extensión horizontal del acuífero, si dejasen libre un 50% del espesor saturado inicial.

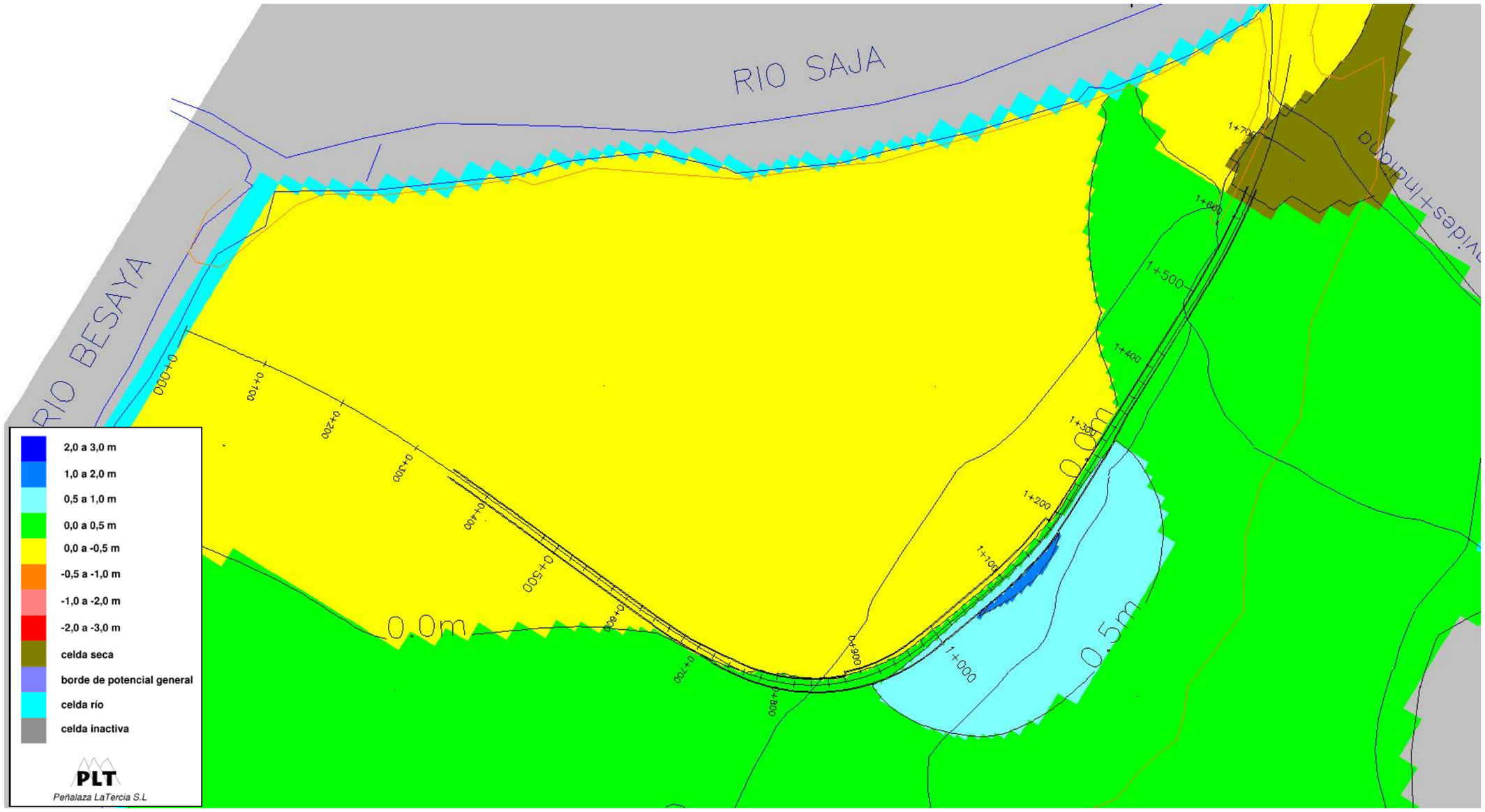
Permeabilización del 20%

Con el objeto de reducir las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm o sensiblemente por encima de este valor, se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los PP.KK. 0+940 y 1+260.

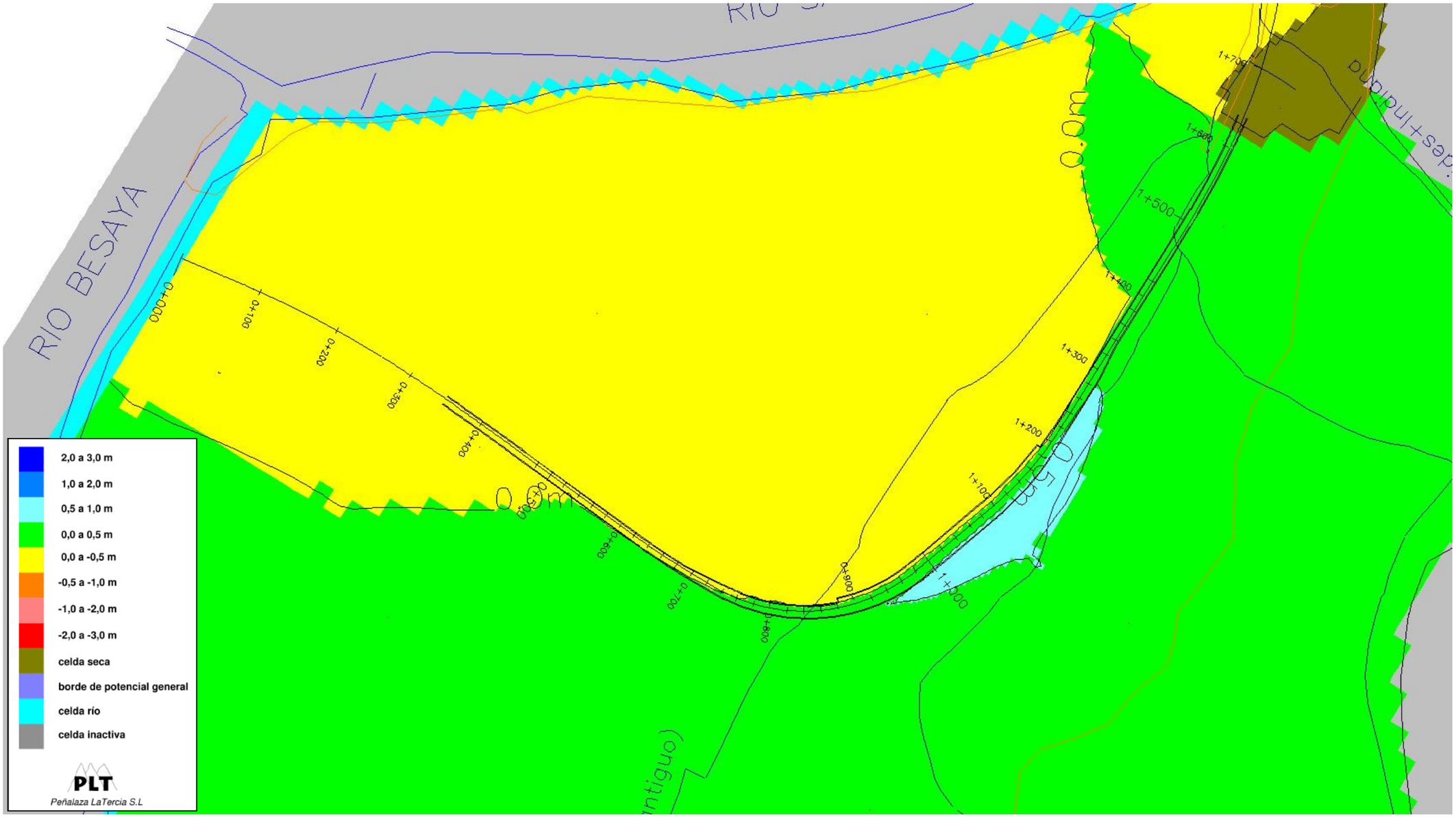
En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m se reduce y se limita a una banda de aproximadamente 60 m pegada al soterramiento entre los PP.KK. 0+940 y 1+280, donde los valores máximos rondan los 70 cm. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Aunque en muchas ocasiones un esquema de variaciones piezométricas como el simulado en la figura 10.4 sería aceptable, hay que considerar que en el caso que nos ocupa existen numerosos sótanos y garajes subterráneos al sur (aguas arriba) del futuro soterramiento, en el que actualmente ya se bombea un cierto caudal de achique, de modo que un ascenso del nivel freático aunque sólo sea de 50 cm supondría un cierto perjuicio.

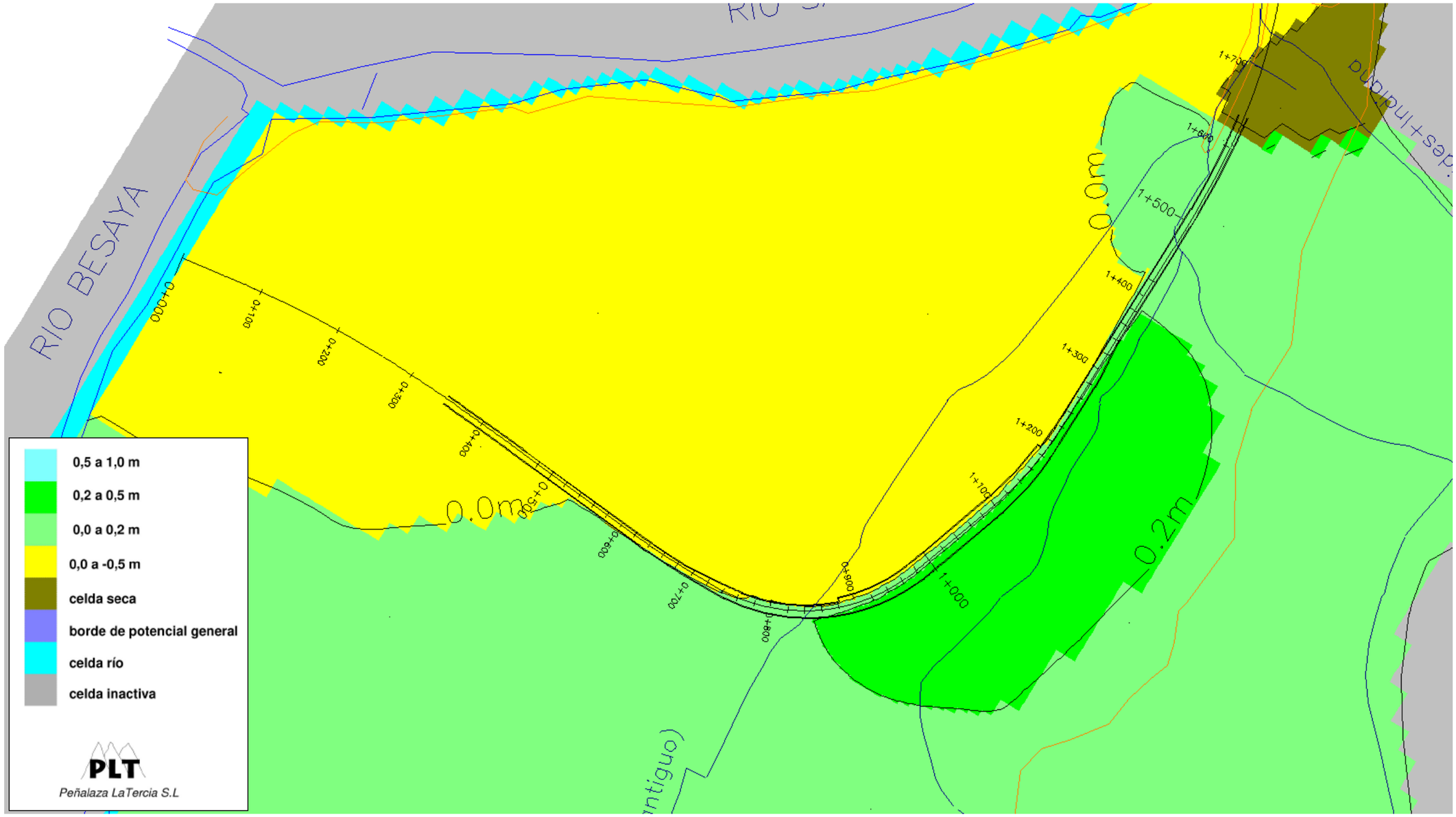
A modo de ejemplo y de forma aproximada, una permeabilización del 20% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 12 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 25% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 40% de la extensión horizontal y un 50% del espesor saturado inicial.



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grouting - "hipótesis de calibración".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grouting - "hipótesis de calibración"



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grouting - "hipótesis de calibración".

Permeabilización del 30%

Finalmente, con el objeto de reducir más aún los ascensos que se producen aguas arriba de la barrera, y minimizar así el perjuicio que esto ascensos pueden provocar sobre los garajes y sótanos de la ciudad, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los PP.KK. 0+940 y 1+260.

En la correspondiente, se ha representado en detalle los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como en la mayor parte de la ciudad los ascensos se sitúan por debajo de 20 cm, formándose una zona de aproximadamente 160 m pegada al soterramiento entre los PP.KK. 0+880 y 1+380, donde los ascensos alcanzan valores entre 20 y 50 cm. Bajo estas condiciones se espera que los perjuicios provocados en sótanos y garajes subterráneos fueran bastante reducidos y en principio "tolerables", aunque de cualquier modo siempre se produciría un cierto perjuicio, difícil de eliminar por completo y que debe ser asumido.

A modo de ejemplo, una permeabilización del 30% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 8 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 37,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 60% de la extensión horizontal del acuífero y un 50% del espesor saturado inicial. Se recomienda en fases posteriores del proyecto simular y optimizar la distribución de las medidas de drenaje finalmente adoptadas.

3.5.2.1.2. Alternativa Jet-grouting. Hipótesis húmeda

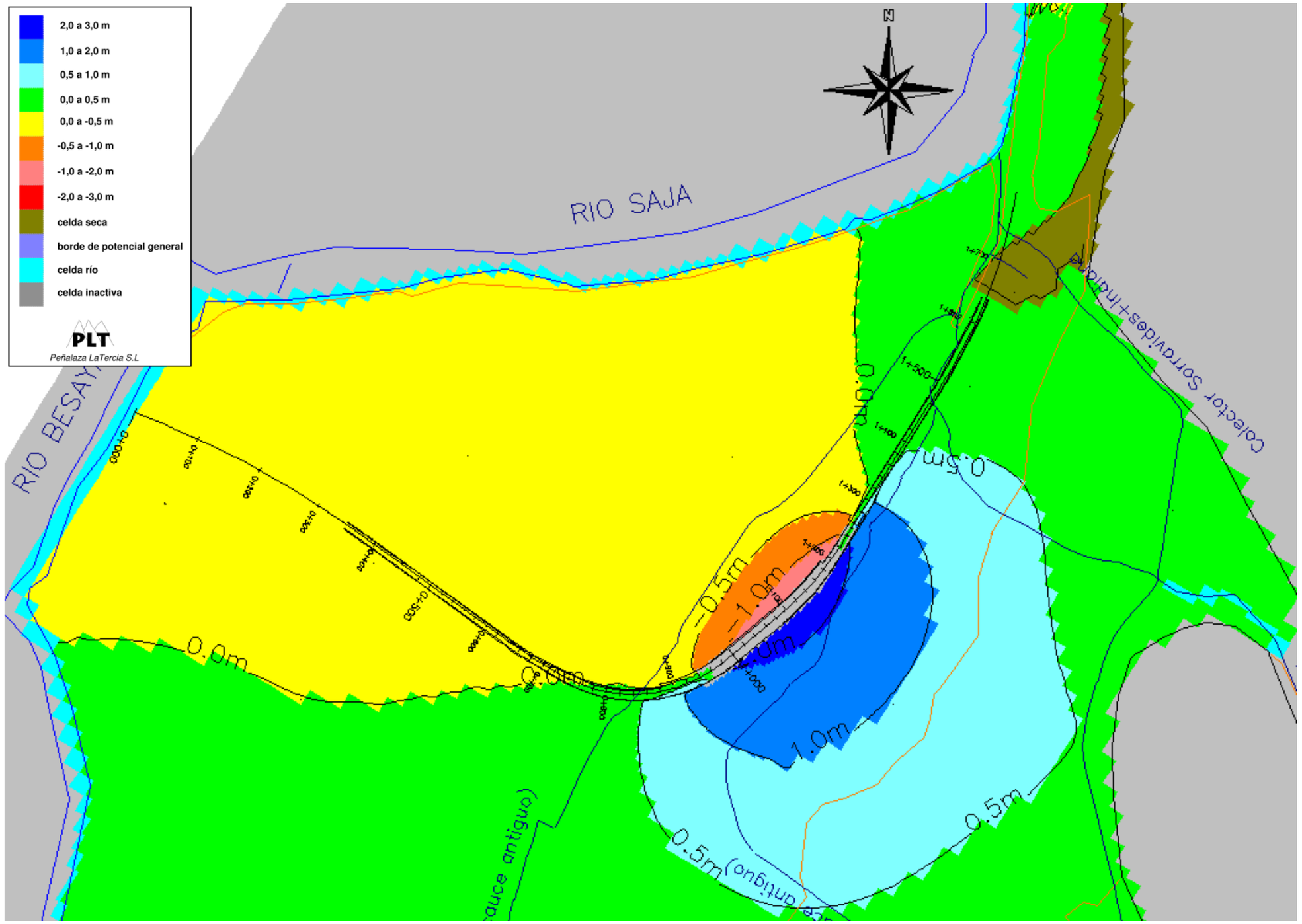
Se analiza a continuación, el probable efecto barrera provocado por la Alternativa Jet bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis húmeda". Los resultados se presentan, igualmente, mediante planos de isoascensos que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras, y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis situados entre 1 y 2 m por encima de los de la "hipótesis de calibración".

También de forma similar, se presenta, en primer lugar, el "efecto barrera" del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. Seguidamente, se han simulado los mismos grados de permeabilización de la barrera contemplados para la "hipótesis de calibración".

Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos de 2,5 m en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) que alcanzan valores máximos de 1.3 m en torno al P.K. 1+100.

Se observa un cierto agravamiento del efecto barrera respecto al simulado para las condiciones de la "hipótesis de calibración". Los ascensos y descensos máximos son superiores en este caso, y también ha aumentado la extensión de las zonas con variaciones piezométricas superiores a 50 cm, 1 m y 2 m.

Parece pues, que bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda" se producen una cierta intensificación del efecto barrera, respecto al que se producía bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración", por lo que a la vista de los resultados se recomienda la instalación de medidas de restitución del flujo subterráneo a través del soterramiento.



Plano de isoascensos de la Alternativa Jet-grouting sin medidas de restablecimiento del flujo transversal -- "hipótesis húmeda".

Al igual que en la hipótesis de calibración, las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura correspondiente, se presenta el resultado de liberar un 10% de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los PP.KK. 0+940 y 1+260. Si se compara ésta con la del escenario sin medidas de drenaje transversal, se observa que, si bien la restitución del flujo produce un intenso suavizado sobre el efecto barrera, las variaciones piezométricas resultantes en la "hipótesis húmeda" son algo superiores que en el caso de la "hipótesis de calibración". La extensión de la zona con ascensos superiores a 0,5 m es algo superior, así como la de ascensos superiores a 1 m. Los ascensos máximos han aumentado un poco, aunque con valores por debajo de 1,3 m, y los descensos relativos se sitúan en toda el área por debajo de 50 cm.

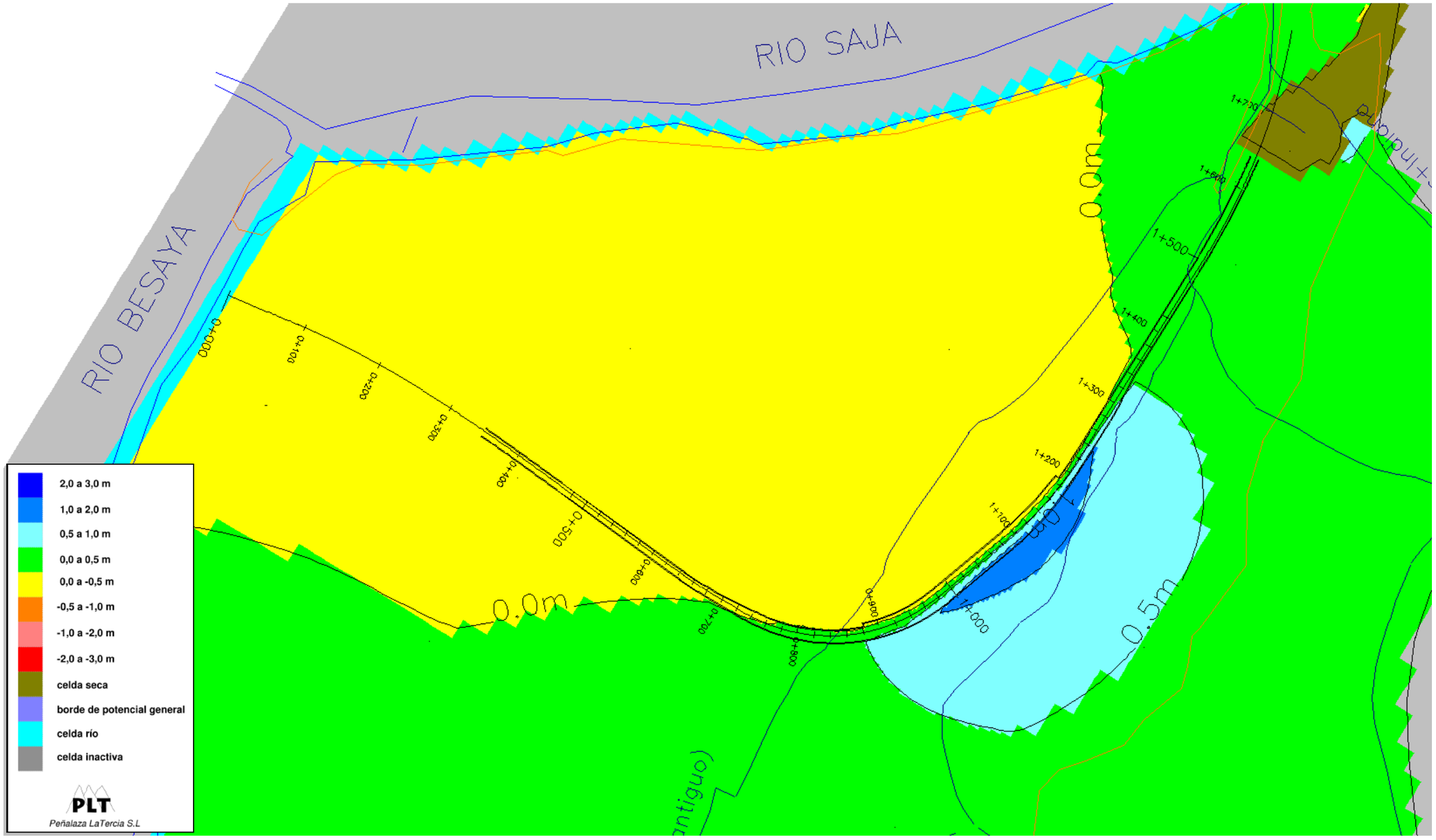
Permeabilización del 20%

Se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los PP.KK. 0+940 y 1+260. En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m es sensiblemente mayor que en el caso de la "hipótesis de calibración". Los ascensos máximos se sitúan en torno a 90 cm, 20 cm por encima de los obtenidos para las condiciones de la hipótesis de calibración. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

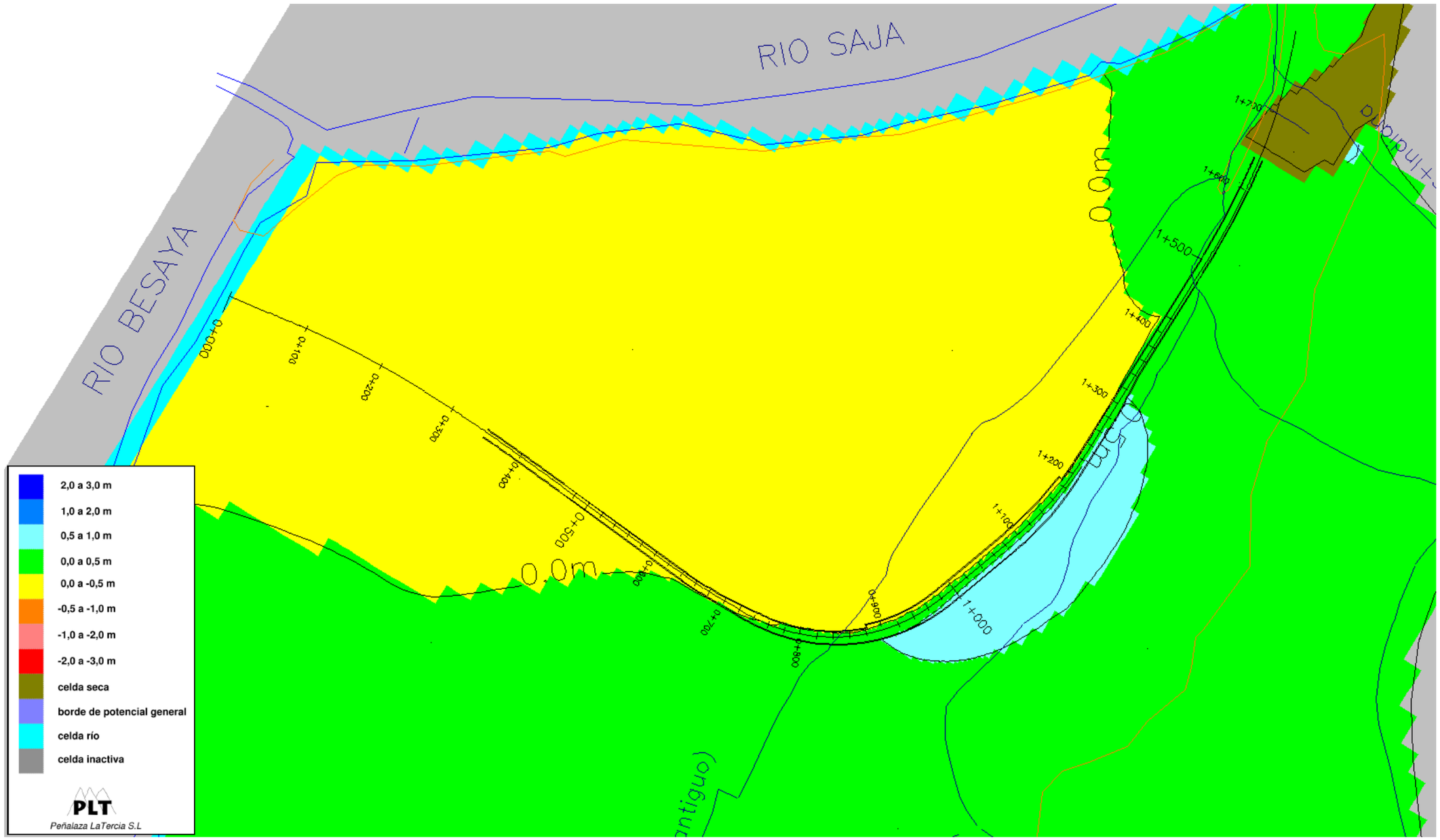
Permeabilización del 30%

Finalmente, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los PP.KK. 0+940 y 1+260. En la figura correspondiente se presenta el detalle de los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como la zona donde los ascensos son superiores a 20 cm ha aumentado respecto a una permeabilización similar bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración". Además, aparecen unas zonas aisladas pegadas al soterramiento donde se superan sensiblemente el valor de 50 cm, con ascensos máximos en torno a 60 cm.

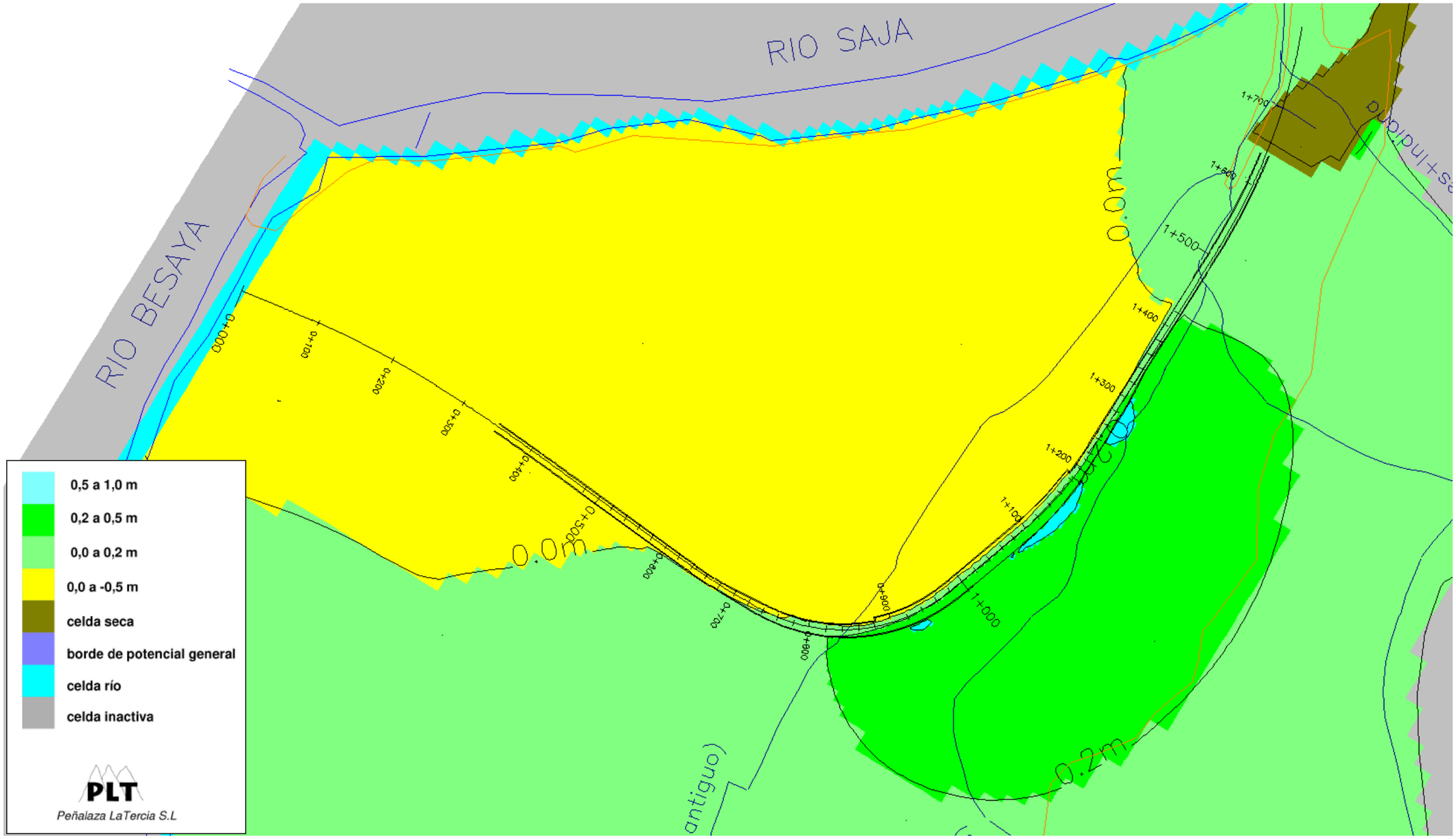
Si bien en general, los distintos grados de permeabilización simulados bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda", permiten unas variaciones piezométricas superiores a las obtenidas para la "hipótesis de calibración", se debe considerar que esta situación de aguas altas corresponde a momentos extraordinarios. No obstante, se vuelve a insistir sobre el hecho de que siempre se va a producir un cierto perjuicio sobre los sótanos y garajes de la ciudad, muy difícil de eliminar por completo.



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grounting - "hipótesis húmeda".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grouting - "hipótesis húmeda".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet-grouting - "hipótesis húmeda".

3.5.2.1.3. Alternativa Bombeos. Hipótesis de calibración

En la tabla que se muestra a continuación, se presenta un cuadro resumen con la profundidad y cota de empotramiento de las pantallas utilizadas en la modelización de esta alternativa, para simular el efecto barrera correspondiente. Éste es común para la “hipótesis de calibración” y la “hipótesis húmeda”.

ALTERNATIVA BOMBEOS					
pk.	**cota superficie (msnm)**	**Profundidad pantallas en rampas desde la superficie (m)**	**Cota empotramiento pantallas en rampas (msnm)**	**Profundidad pantallas en túnel desde la superficie (m)**	**Cota empotramiento pantallas en túnel (msnm)**
0+480	13,7	13	0,7	-	-
0+690	14,1	15	-0,9	18	-3,9
1+205	13,3	15	-1,7	18	-4,7
1+420	13,4	13	0,4	-	-

A continuación, se analiza el probable efecto barrera provocado por la *Alternativa Bombeos* del soterramiento bajo las condiciones establecidas en la “hipótesis de calibración”, sin ninguna medida de restitución de flujo subterráneo. Los resultados se presentan, igual que en los casos anteriores, mediante planos de isoascensos que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis, que coinciden aproximadamente con la piezometría de diciembre 2010 en la zona.

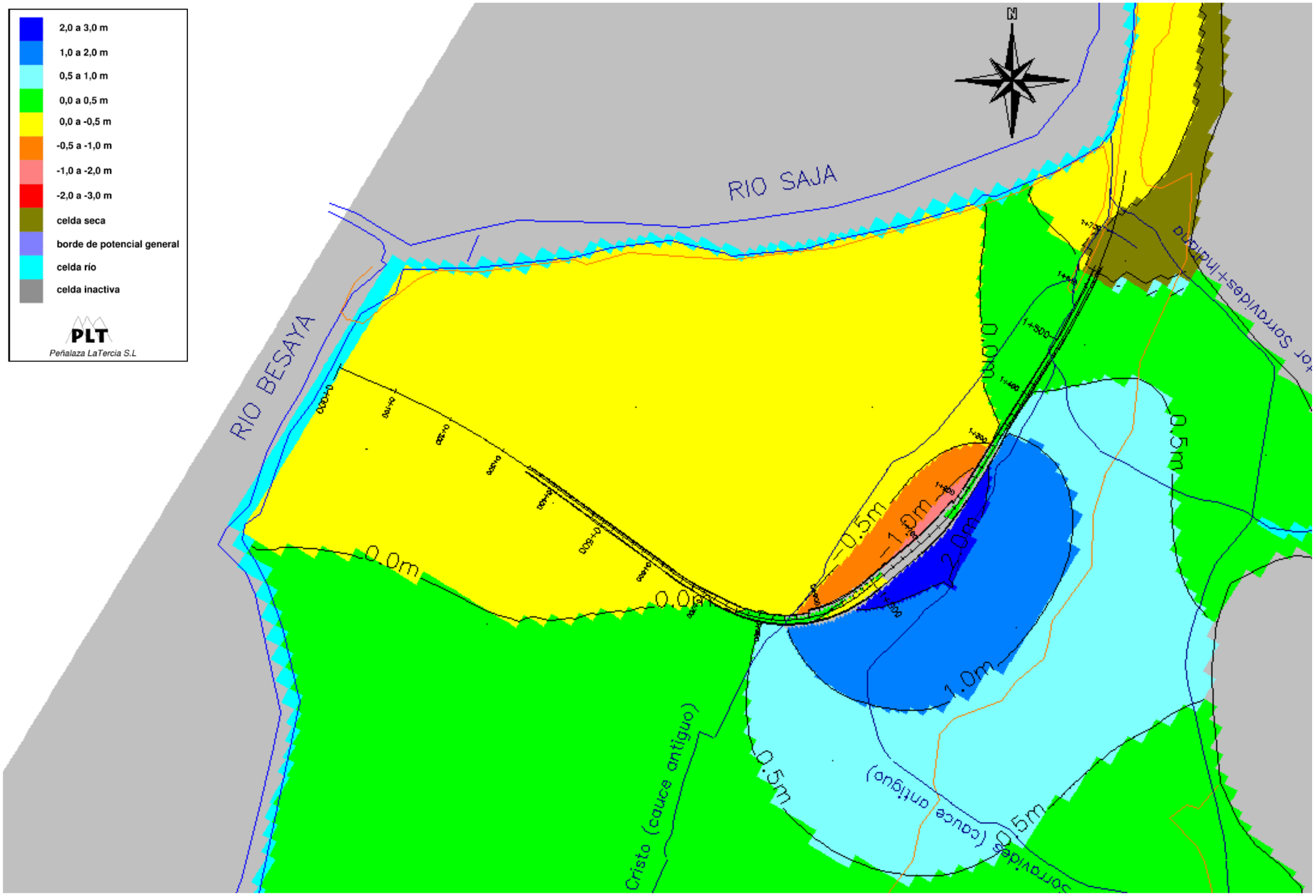
Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos por encima de 2 m en torno al P.K. 1+100 en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) algo por encima de 1 m en torno al P.K. 1+160.

La zona con ascensos superiores a 50 cm se extiende a lo largo de una franja de aproximadamente 500 m de ancho entre los PP.KK. 0+800 y 1+400, alcanzándose valores superiores a 1 m en una banda de 250 m de ancho entre los PP.KK. 0+840 y 1+320. Los ascensos máximos simulados fueron de 2,6 m en la zona más próxima al soterramiento.

Los descensos son más contenidos, y se forma una banda de aproximadamente 80 m de ancho entre los PP.KK. 0+900 y 1+300, donde los descensos son superiores a 0,5 m, y una banda de unos 20 m de ancho entre los PP.KK. 1+060 y 1+260 donde son superiores a 1 m. Los descensos máximos simulados fueron de 1,3 m pegados al soterramiento.

La barrera provoca una reestructuración del funcionamiento hidráulico del acuífero, concentrándose el flujo subterráneo en las zonas laterales al soterramiento. Al disminuir la sección de paso, se producen ascensos y descensos aguas arriba y aguas bajo de la barrera, respectivamente, para suplir con un aumento de gradiente hidráulico la disminución de la sección de paso.

A la vista de los resultados de la simulación, se recomienda tomar medidas de drenaje para restituir el flujo subterráneo a través del futuro soterramiento.



Plano de isoascensos de la Alternativa Bombeos sin medidas de restablecimiento del flujo transversal - "hipótesis de calibración".

Se presentan, a continuación, los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone el soterramiento. De forma similar a como se ha hecho en la alternativa anterior, se ha seguido un proceso iterativo en el que se ha ido aumentando progresivamente la permeabilidad de la barrera, debido a la liberación de un determinado porcentaje de sección libre para el flujo subterráneo a través del soterramiento. Igualmente, las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura correspondiente, se presenta el resultado de liberar un 10% de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los PP.KK. 0+840 y 1+300. Si se compara la figura con la del escenario sin medidas de drenaje transversal, se observa como la restitución del flujo tiene una fuerte influencia sobre la distribución de las variaciones piezométricas producidas. Desaparece las zonas con ascensos superiores a 2 m y a 1 m, y los ascensos máximos alcanzan valores de 1 m pegado al soterramiento en torno al P.K. 1+130. Los descensos relativos se sitúan en toda el área por debajo de 50 cm en toda la zona.

De modo aproximado y a modo de ejemplo, esta permeabilización de la barrera se conseguiría con la instalación de sifones eficientes constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior, separados 24 m entre sí y considerando una eficacia del 75% debido al efecto imagen de las pantallas. La sección restituida sería equivalente al porcentaje que suponen las zonas filtrantes de los pozos de los sifones, frente a la sección inicial de paso considerando.

En caso de portillos, la sección restituida dependería de la posición del nivel freático y de la cota del muro del acuífero, respecto al dintel de los portillos. A modo de ejemplo, sería suficiente portillos que liberasen un 12,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o portillos que liberasen un 20% de la extensión horizontal del acuífero, si dejasen libre un 50% del espesor saturado inicial.

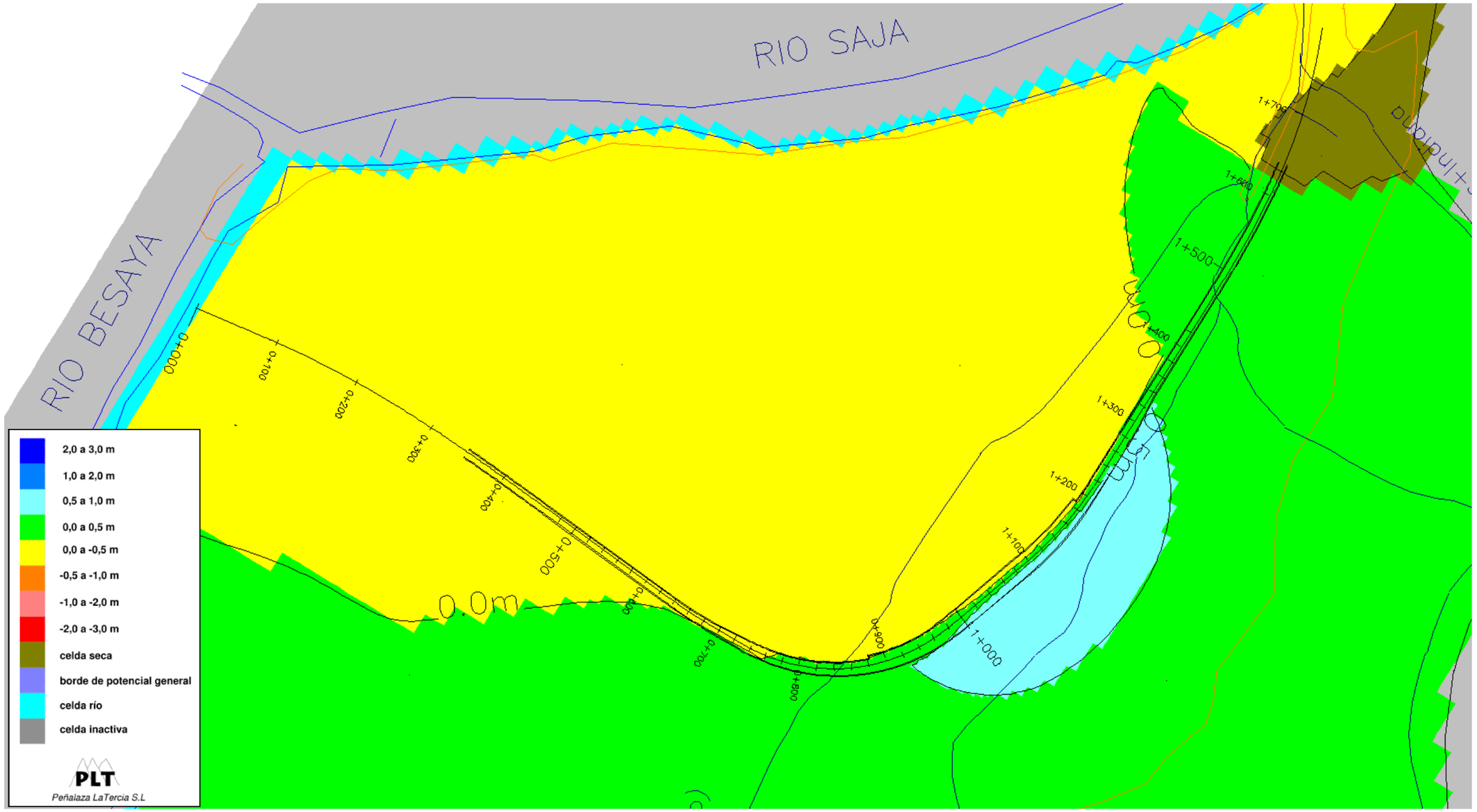
Permeabilización del 20%

Con el objeto de reducir las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm o sensiblemente por encima de este valor, se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los PP.KK. 0+840 y 1+300.

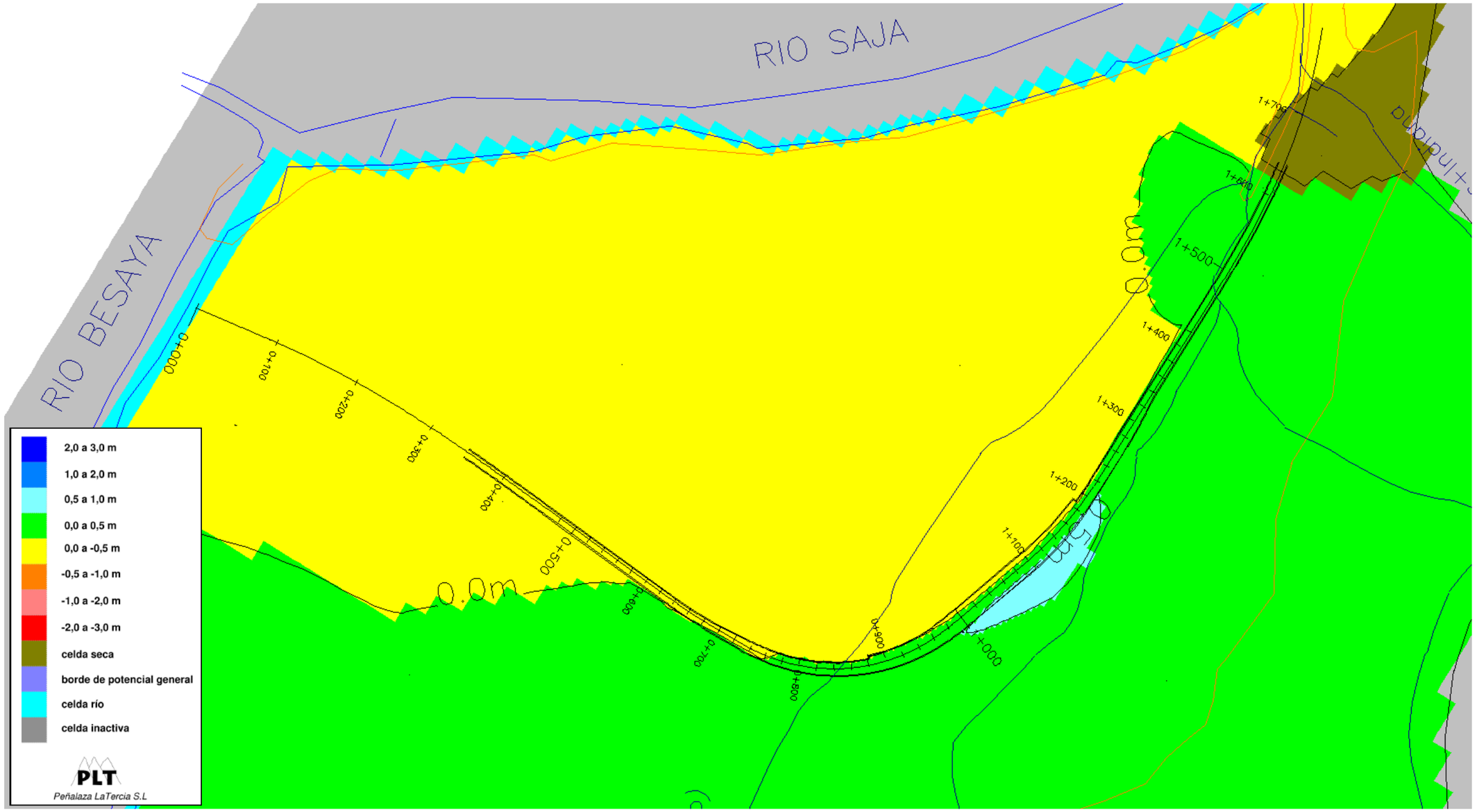
En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m se reduce y se limita a una banda de aproximadamente 40 m pegada al soterramiento entre los PP.KK. 1+000 y 1+200, donde los valores máximos rondan los 60 cm. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Aunque en muchas ocasiones un esquema de variaciones piezométricas como el simulado sería aceptable, hay que considerar que en el caso que nos ocupa existen numerosos sótanos y garajes subterráneos al sur (aguas arriba) del futuro soterramiento, en el que actualmente ya se bombea un cierto caudal de achique, de modo que un ascenso del nivel freático aunque sólo sea de 50 cm supone un cierto perjuicio.

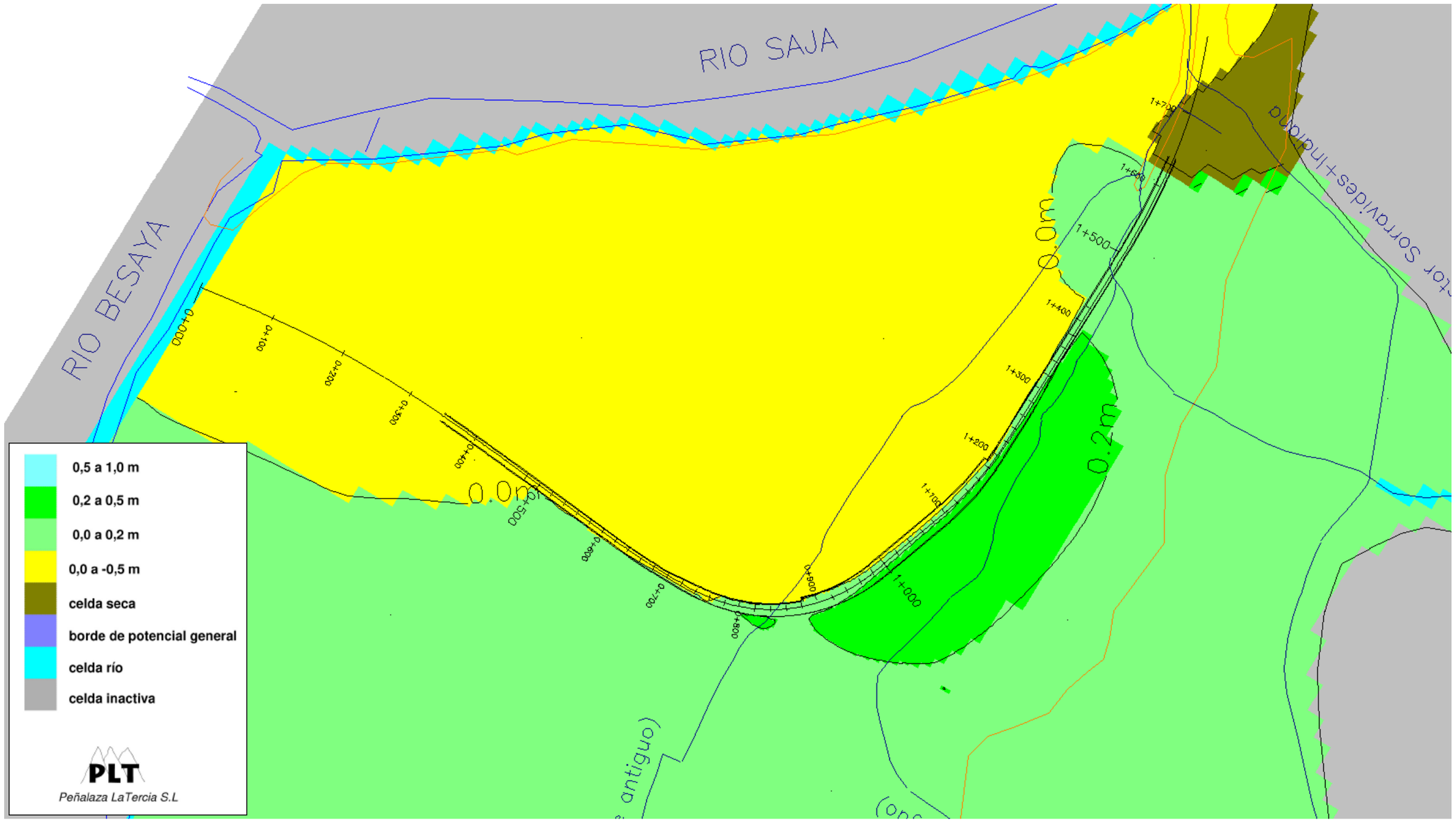
A modo de ejemplo y de modo aproximado, una permeabilización del 20% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 12 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 25% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 40% de la extensión horizontal y un 50% del espesor saturado inicial.



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis de calibración".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis de calibración".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis de calibración"

Permeabilización del 30%

Finalmente, con el objeto de reducir más aún los ascensos que se producen aguas arriba de la barrera, y minimizar así el perjuicio que esto ascensos pueden provocar sobre los garajes y sótanos de la ciudad, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los PP.KK. 0+840 y 1+300.

En la figura correspondiente, se ha representado en detalle los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como en la mayor parte de la ciudad los ascensos se sitúan por debajo de 20 cm, formándose una zona de aproximadamente 140 m pegada al soterramiento entre los PP.KK. 0+900 y 1+400, donde los ascensos alcanzan valores entre 20 cm y 40 cm. Bajo estas condiciones se espera que los perjuicios provocados en sótanos y garajes subterráneos fueran bastante reducidos y en principio "tolerables", aunque de cualquier modo siempre se produciría un cierto perjuicio muy difícil de eliminar por completo y que debe ser asumido.

A modo de ejemplo, una permeabilización del 30% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 8 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 37,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 60% de la extensión horizontal del acuífero y un 50% del espesor saturado inicial. Se recomienda en fases posteriores del proyecto simular y optimizar la distribución de las medidas de drenaje finalmente adoptadas.

3.5.2.1.4. Alternativa Bombeos. Hipótesis húmeda

Por último, se analiza el probable efecto barrera provocado por la *Alternativa Bombeos* bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis húmeda". Como en ocasiones anteriores, los resultados se presentan mediante planos de isoascensos, que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis, situados entre 1 y 2 m por encima de los de la "hipótesis de calibración".

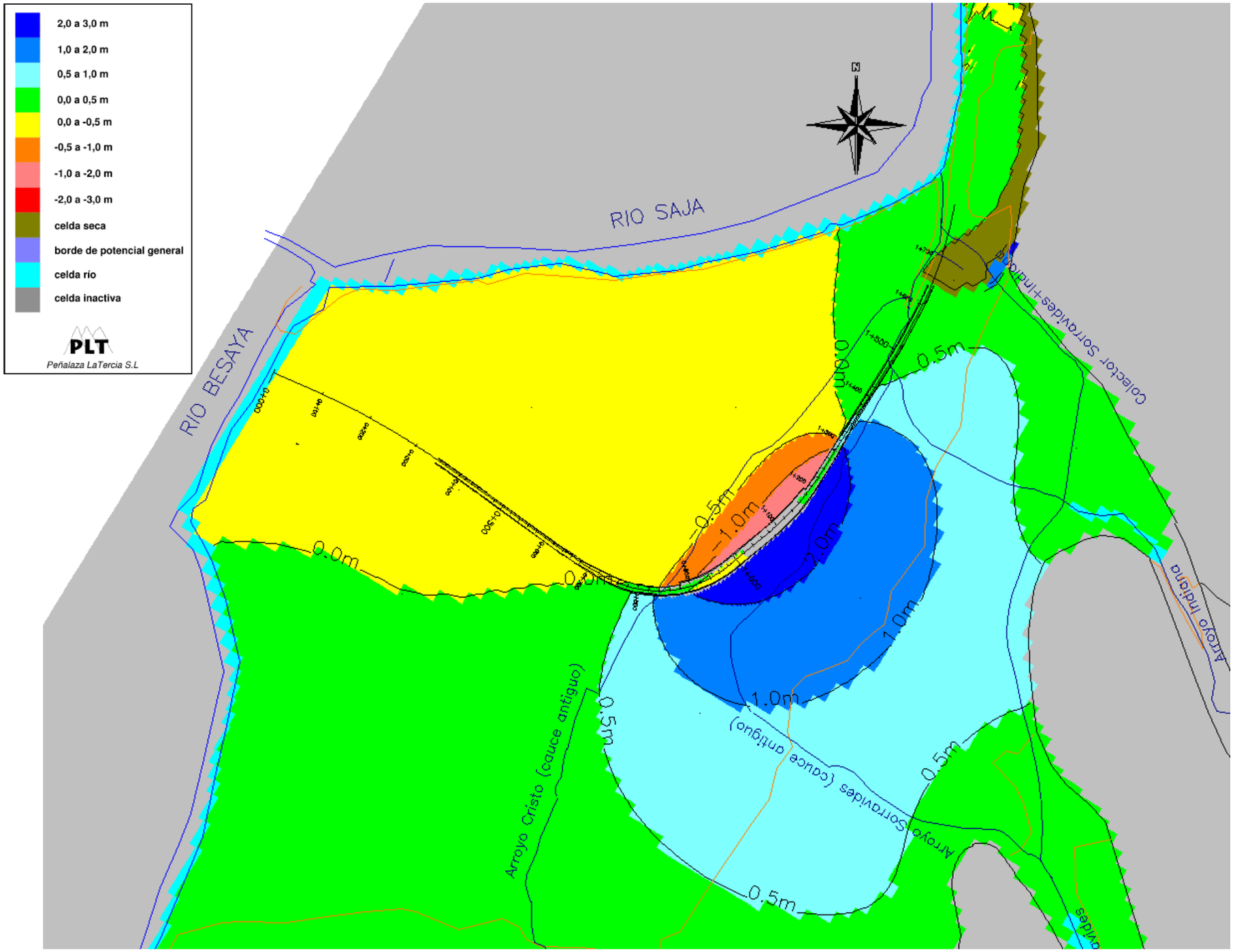
En primer lugar, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. A continuación, se han simulado los mismos grados de permeabilización de la barrera contemplados para la "hipótesis de calibración".

En la siguiente figura, se presenta el resultado de simular el efecto barrera del soterramiento bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda, considerando la geometría de la Alternativa Bombeos sin medidas de restitución del flujo subterráneo transversal al soterramiento.

Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos de 3,1 m en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) que alcanzan valores máximos de 1.5 m en torno al P.K. 1+120.

Se observa un cierto agravamiento del efecto barrera respecto al simulado para las condiciones de la "hipótesis de calibración". Los ascensos y descensos máximos son superiores en este caso, y también ha aumentado la extensión de las zonas con variaciones piezométricas superiores a 50 cm, 1 m y 2 m.

Parece pues, que bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda" se producen una cierta intensificación del efecto barrera, respecto al que se producía bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración", por lo que a la vista de los resultados se recomienda la instalación de medidas de restitución del flujo subterráneo a través del soterramiento.



Plano de isoascensos de la Alternativa Bombeos sin medidas de restablecimiento del flujo transversal -- "hipótesis húmeda".

Se presentan, seguidamente, los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone la Alternativa Bombeos bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda". Se han simulado los mismos grados de permeabilización o de restitución del flujo subterráneo considerados para la "hipótesis de calibración".

Al igual que en la hipótesis de calibración, las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura correspondiente, se presenta el resultado de liberar un 10 % de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los PP.KK. 0+840 y 1+300. Si se compara ésta con la del escenario sin medidas de drenaje transversal, se observa que, si bien la restitución del flujo produce también un intenso suavizado sobre el efecto barrera, las variaciones piezométricas son algo superiores en el caso de la "hipótesis húmeda" que en el caso de la "hipótesis de calibración". La extensión de la zona con ascensos superiores a 0,5 m es algo superior, y aparece una banda pegada al soterramiento con ascensos superiores a 1 m. También aparece una estrecha banda pegada al sur del soterramiento en el que los descensos relativos superan los 50 cm.

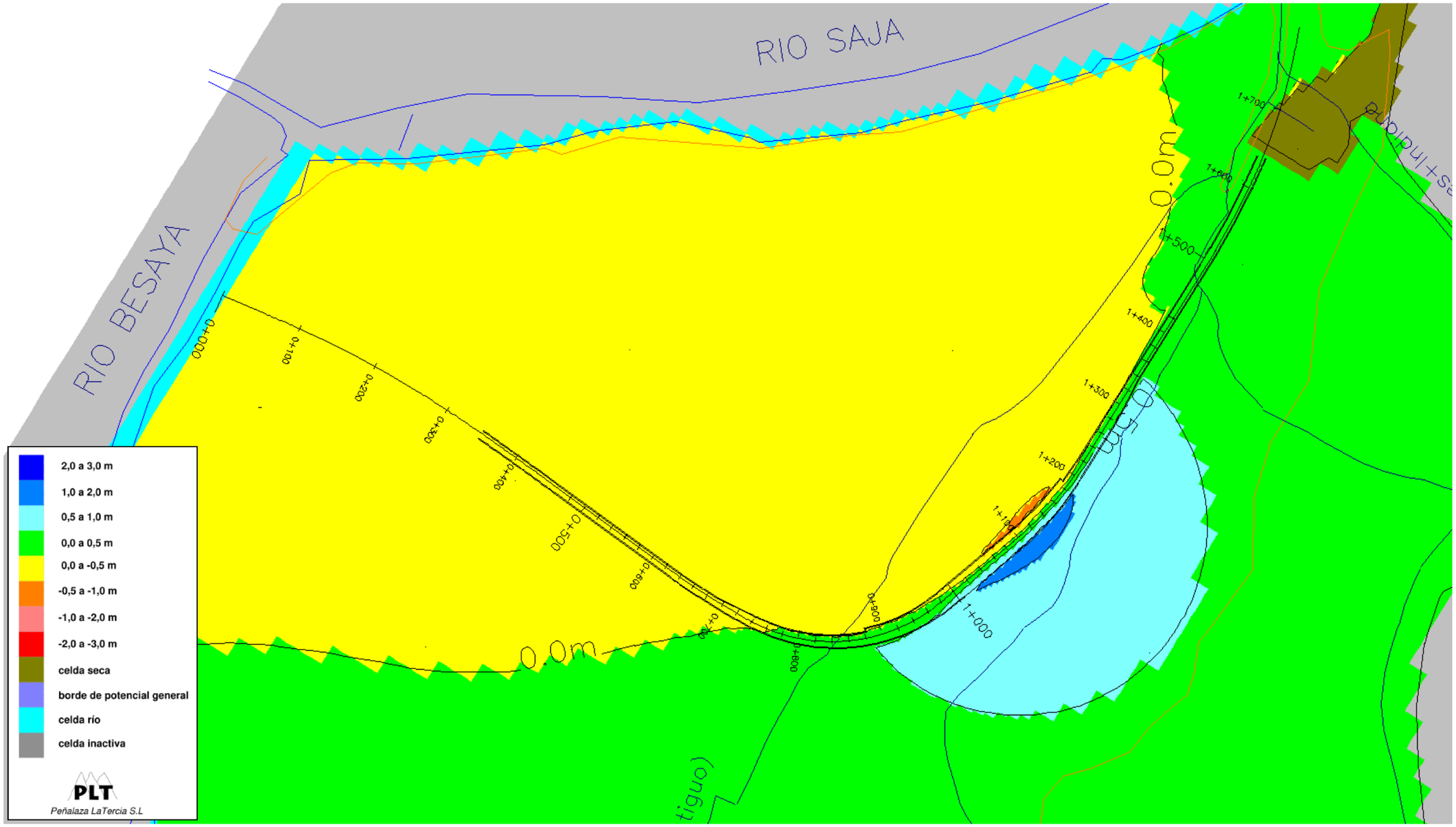
Permeabilización del 20%

Se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los PP.KK. 0+840 y 1+300. En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m es sensiblemente mayor que en el caso de la "hipótesis de calibración". Los ascensos máximos se sitúan en torno a 75 cm, 15 cm por encima de los obtenidos para las condiciones de la hipótesis de calibración. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

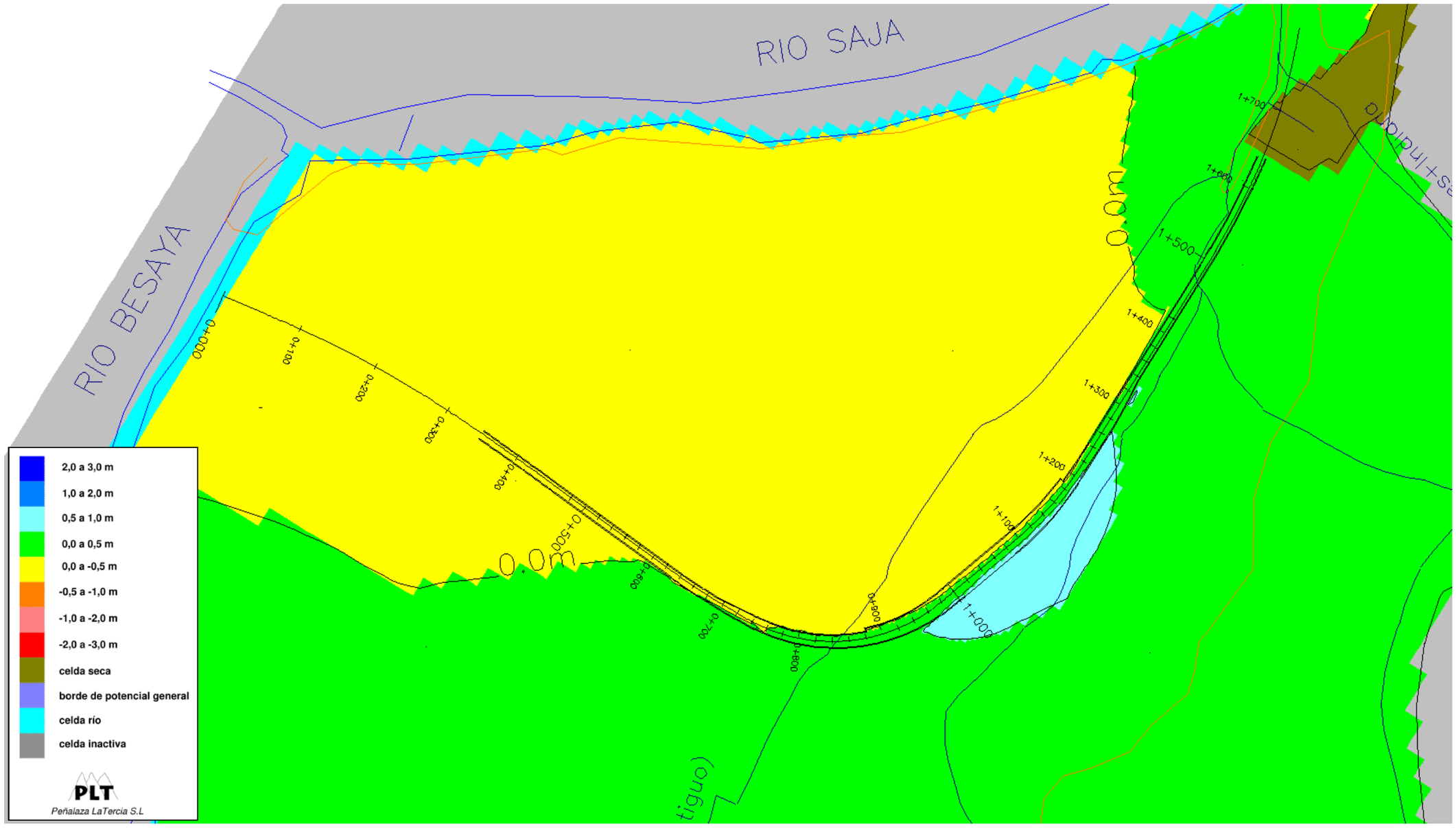
Permeabilización del 30%

Finalmente, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los PP.KK. 0+840 y 1+300. En la figura 10.20, se presenta el detalle de los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como la zona donde los ascensos son superiores a 20 cm ha aumentado respecto a una permeabilización similar bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración. Los ascensos máximos se sitúan en torno a 45 cm y los descensos máximos alrededor de 20 cm.

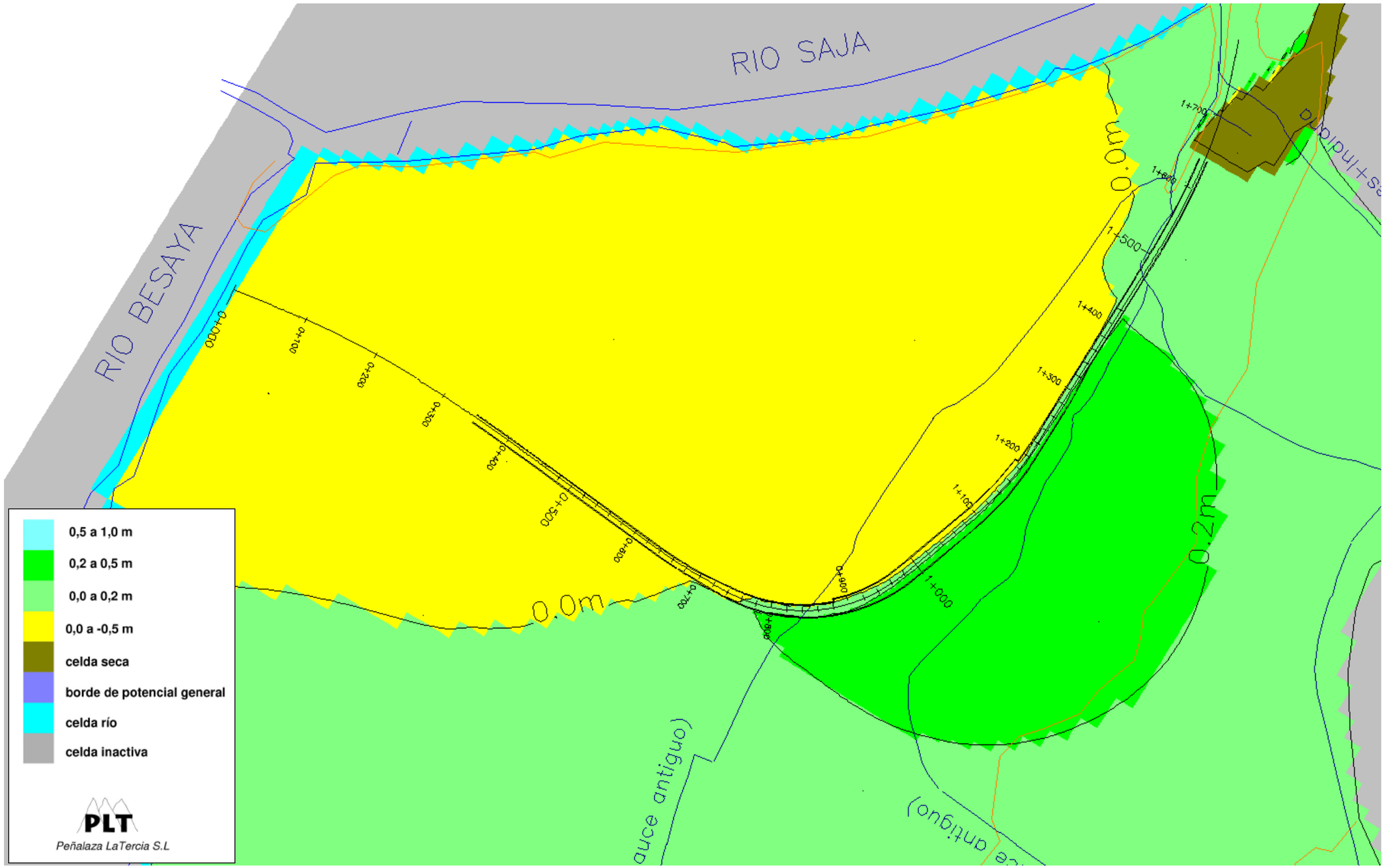
Si bien en general, los distintos grados de permeabilización simulados bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda", permiten unas variaciones piezométricas superiores a las obtenidas para la "hipótesis de calibración", se debe considerar que esta situación de aguas altas corresponde a momentos extraordinarios. No obstante, se vuelve a insistir sobre el hecho de que siempre se va a producir un cierto perjuicio sobre los sótanos y garajes de la ciudad, muy difícil de eliminar por completo.



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos- "hipótesis húmeda".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis húmeda".



Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los PP.KK. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis húmeda".

3.5.2.2. Posibles medidas de restitución de flujo subterráneo

Con el fin de evitar el efecto barrera o, al menos, minimizar al máximo sus consecuencias y tan solo permitir una tasa de ascensos y descensos aceptables, se puede contemplar en principio la construcción de dos tipos de medidas de restitución del flujo transversal: portillos y sifones.

- *Portillos*

  Se trata de huecos dejados en la parte superior o inferior de las pantallas, ya bien por debajo de la losa inferior, o por encima de la losa superior del falso túnel, de forma que por esos huecos el flujo del acuífero discurra libremente evitando su total interrupción.

  Los portillos inferiores habitualmente se construyen ejecutando las pantallas en su zona inferior en dientes de sierra, apoyando un determinado número de bataches en el nivel impermeable y dejando otros más altos, colgados respecto a los tramos de pantallas adyacentes por medio de una viga de atado y posibles medidas complementarias de entibación.

  Los portillos superiores, se construyen bien desmochando la porción superior de las pantallas que quedan por encima de la losa superior del túnel, o bien ejecutando su parte superior en desmonte con o sin entibación provisional (pantallas de tablestacas). Posteriormente, se rellena los huecos con un material de permeabilidad superior, o al menos igual a la del acuífero que se pretende restituir. En estos casos, se diseña la losa superior abovedada para soportar el peso de los materiales de relleno.

  En el caso de portillos inferiores, la ejecución de la losa inferior en los tramos de pantallas con portillos, obliga a emplear técnicas de rebajamiento del nivel freático mediante bombeos en aquellas zonas donde la base de la losa se encuentre por debajo del nivel freático. En un acuífero con una elevada permeabilidad, como el simulado, es complicado provocar grandes rebajamientos del nivel freático debido a una rápida afluencia de agua al recinto entre pantallas, además de la posible repercusión sobre edificaciones próximas. Una posible solución para evitar caudales de agotamiento excesivos en las zonas de portillos inferiores, es la de ejecutar tapones de jet-grouting para evitar o disminuir en gran medida la entrada de agua por debajo de la excavación.

  Se recomienda minimizar al máximo, en la zona de portillos, la utilización de lodos bentoníticos para la excavación de las pantallas, ya que en un acuífero muy permeable el empleo de lodos puede provocar el sellado total o parcial del acuífero bajo la losa, al migrar los lodos hacia el acuífero. En este sentido, también se recomienda prestar especial atención al uso de lechadas y a la consistencia del hormigón utilizado en las pantallas.

  La posibilidad de utilización de portillos superiores o inferiores va a depender de la posición del nivel freático y de la base del acuífero respecto al falso túnel, siendo utilizable un determinado tipo, ambos o ninguno, según se permita o no el paso de flujo subterráneo por encima o por debajo del falso túnel.

  Se trata de una medida definitiva que no necesita mantenimiento, por lo que siempre que sea posible es recomendable su utilización frente al uso de sifones.

- *Sifones*

  Están constituidos por un pozo de admisión exterior a la pantalla que recoge el flujo subterráneo aguas arriba, y por un pozo de inyección de idénticas características que introduce el agua en el acuífero aguas abajo, conectados necesariamente ambos entre sí por debajo del nivel freático.

  Es una medida recomendable cuando no es posible la construcción de portillos porque la posición del falso túnel no permite el paso del flujo mediante portillos, o donde su construcción implica fuertes caudales de agotamiento de los recintos, o donde la dificultad de las medidas complementarias necesarias para reducir el caudal de agotamiento (jet-grouting, congelación del terreno, etc) desaconsejan su utilización.

Se recomienda no emplear, o minimizar al máximo, el uso de lodos artificiales en la perforación de los pozos de los sifones, con el objeto de no provocar la impermeabilización del acuífero en el entorno de los mismos. Con el fin de reducir las pérdidas de carga en los pozos, es primordial la instalación de una tubería filtrante con una superficie libre abierta de al menos 10-15 %, y la instalación de un prefiltro o macizo de gravilla de granulometría adecuada en el espacio anular entre la tubería y el terreno. La elección de la apertura de la rejilla, así como la de la granulometría del prefiltro, deben ser realizadas en función de la granulometría del acuífero, para evitar que los pozos produzcan arenas y finos que pueden llegar a obturar el sistema de trasvase de agua.

Posteriormente a la entubación y al engravillado, se recomienda el desarrollo de los pozos, valorándose, en función de la proximidad de los edificios colindantes, métodos bidireccionales como el pistoneo o como el sobrebombeo con paradas y arranques sucesivos, con el fin de aumentar la eficiencia del pozo, alargar su vida útil y minimizar la producción de arenas. Es muy recomendable la instalación de un dispositivo adecuado que permita una limpieza regular del conducto de transferencia entre pozos.

La profundidad de los pozos será la suficiente para dar continuidad a los niveles acuíferos interrumpidos por las obras, profundizándose 2-3 m más por debajo del muro del acuífero, para revestirlos con tubería ciega a modo de cámara de decantación.

Se recomienda considerar un plan de vigilancia y rehabilitación de los pozos y conductos de transferencia de los sifones durante la explotación de las obras, que permita detectar y, en caso de ser necesario, corregir un mal funcionamiento o pérdida de eficacia de los sifones. Pozos deficientes y mal diseñados pueden provocar mayores variaciones piezométricas de las esperadas, perdida de eficiencia, e incluso llegar a obturase totalmente con el tiempo.

3.5.2.3. Resumen y conclusiones

A continuación, se extraen sintetizados los principales resultados obtenidos:

- Los materiales afectados por la traza corresponden esencialmente a depósitos cuaternarios de terraza aluvial, y aluviales más recientes asociados a la dinámica fluvial de los ríos Saja, Besaya y arroyos tributarios. Debajo del manto cuaternario, yace un sustrato de edad Cretácico inferior en facies Weald y edad Triásico superior en facies Keuper, que constituye a efectos prácticos la base impermeable del acuífero.

- El acuífero cuaternario está compuesto por gravas, arenas, limos y arcillas que constituyen un acuífero libre de elevada permeabilidad conectado con los ríos Saja y Besaya. El substrato cretácico está representado por argilitas y limolitas con intercalaciones de areniscas, y el Keuper por arcillas plásticas con intercalaciones de niveles de yesos. En la zona central del soterramiento, se ha detectado un espesor importante de depósitos de naturaleza arcillosa (estuario) que han sido considerados también como parte del sustrato impermeable del acuífero.

- El nivel freático se sitúa próximo a la superficie y se adapta a grandes rasgos a la topografía del terreno. La recarga del acuífero proviene de la percolación del agua de lluvia, de la infiltración en los cauces del río Besaya y arroyos de la zona, así como de las posibles pérdidas de la red de abastecimiento y alcantarillado de la ciudad. La descarga del acuífero se produce esencialmente a través de los cauces de los ríos Saja y Besaya, sobre todo a través del primero que en la zona de estudio constituye el nivel de base del acuífero, así como a través de pozos de achique en sótanos y garajes.

- Dentro de los posibles impactos que la construcción del soterramiento puede producir sobre el funcionamiento hidráulico del acuífero, los más importantes son el efecto barrera sobre el flujo subterráneo del acuífero interceptado, y el posible drenaje del mismo, tanto durante el desarrollo de las obras como posteriormente durante la explotación de la línea.

- Con el objetivo de analizar el posible efecto barrera, se ha implementado un modelo matemático de simulación de flujo subterráneo mediante la utilización del código MODFLOW (Mc Donald & Harbaugh) del US Geological Survey. Inicialmente, el modelo ha sido calibrado utilizando la información geológica e hidrogeológica del proyecto y ajustándose a la distribución piezométrica medida durante la campaña (hipótesis de calibración). Posteriormente, tomando un criterio de seguridad y puesto que no se dispone de un registro de la evolución piezométrica del acuífero lo suficientemente amplio, se ha simulado un hipotético escenario (hipótesis húmeda) en la que el nivel freático del acuífero estuviese más elevado debido a una mayor tasa de recarga.

- La posición del río Saja, principal zona de descarga del acuífero, respecto al soterramiento y a las zonas de recarga del acuífero, condiciona un flujo subterráneo prácticamente perpendicular a la traza del soterramiento que además ocupa la mayor parte de la sección natural del acuífero. Las simulaciones realizadas para las dos alternativas constructivas, sin ningún tipo de medida complementario de restablecimiento del flujo subterráneo a través del soterramiento, provocaría un efecto barrera evidente sobre la dinámica del acuífero, siendo este más intenso en la zona en que las pantallas se empotran en el muro del acuífero.

- El efecto barrera es mayor en la Alternativa Bombeos que en la Alternativa Jet, ya que en la primera la profundidad de las pantallas es mayor, y además la longitud donde las pantallas de empotran en la base del acuífero es también más elevada.

- El efecto barrera provocaría importantes ascensos piezométricos al sur o aguas arriba del soterramiento, y descensos al norte o aguas abajo del mismo. Además del propio impacto sobre el medio acuífero, las variaciones piezométricas pueden inducir efectos negativos sobre las edificaciones y obras preexistente, así como sobre las propias actuaciones previstas, como subpresiones y filtraciones en plantas de sótanos, zonas encharcadas en superficie, afecciones a la cimentación de edificios, etc. En este sentido, cabe destacar el hecho de que varios edificios situados al sur de la traza mantienen actualmente ya bombeos de achiques en sus plantas de sótano, de modo que el efecto barrera vendría a agravar un problema ya existente.

- El drenaje permanente o temporal del acuífero podría provocar un descenso del nivel piezométrico, con las repercusiones que esto puede ocasionar sobre las edificaciones próximas. Una vez ejecutadas las pantallas y correspondientes losas de fondo, es esperable un drenaje prácticamente nulo sí su construcción e impermeabilización han sido las adecuadas. Sin embargo, durante la construcción de las obras, si es posible un drenaje importante del acuífero debido a los bombeos de agotamiento necesarios para la excavación de los recintos entre pantallas. El drenaje del acuífero podría producir una disminución de las presiones efectivas en el terreno, y/o inducir procesos de compactación en aquellos depósitos cuaternarios constituidos por sedimentos de granulometría fina (depósitos de estuario) saturados de agua.

- Dentro de las posibles soluciones existentes para minimizar a valores razonables los caudales de agotamiento de los recintos entre pantallas, se pueden proponer tratamientos del terreno situado por debajo del fondo de las excavaciones previstas (tapones de jet grouting, congelación, etc), o bien la profundización de las pantallas hasta un sustrato lo suficientemente impermeable que evite el flujo subterráneo vertical hacia los recintos. Esta última solución podría provocar un intenso efecto barrera sobre el flujo del acuífero, si no se implantan las medidas de drenaje transversal adecuadas.

- En cuanto a las medidas correctoras para evitar el efecto barrera o, minimizarlo a valores aceptables, se puede contemplar entre otras medidas la construcción de portillos y sifones. La construcción de portillos es una solución definitiva que no necesita mantenimiento, a diferencia de los sifones en los que sí es necesario contemplar un cierto mantenimiento durante la explotación de las obras para asegurar su correcto funcionamiento.

- Es posible que la construcción de la infraestructura prevista, así como su posterior explotación, puedan provocar un cierto impacto sobre la calidad de las aguas subterráneas si no se toman las medidas oportunas. En este sentido, se proponen en el estudio una serie de medidas preventivas y correctoras, cuyo fin último es evitar que los posibles contaminantes puedan llegar a alcanzar la zona saturada del acuífero.

3.5.2.4. Recomendaciones y limitaciones del modelo

- Se recomienda instalar las medidas de drenaje necesarias para permitir el flujo subterráneo del acuífero a través del soterramiento, y reducir a tolerables las variaciones piezométricas provocadas. Según las simulaciones realizadas, sería necesario mantener al menos el 20% de la sección inicial del flujo subterráneo entre los PP.KK. 0+940 y 1+260 de la **Alternativa Jet**, y entre 0+840 y 1+300 de la **Alternativa Bombeos**, para limitar las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm en la mayor parte de la ciudad, y a valores máximos de 60 a 90 cm junto al soterramiento. Una permeabilización del 30% en los tramos anteriores, reduciría los ascensos relativos a valores por debajo de 20 cm en la mayor parte de la ciudad, y a valores entre 40 y 60 cm en la zona más próxima al soterramiento.

Medidas de restitución				Ascenso max (m)	Descenso max (m)
Alternativa Jet Grouting	hipótesis calibración	sin medidas		2,1	1,1
		restitución entre 0+940 - 1+260	10%	1,1	0,4
			20%	0,7	0,25
			30%	0,5	0,25
	hipótesis húmeda	sin medidas		2,5	1,3
		restitución entre 0+940 - 1+260	10%	1,2	0,5
			20%	0,9	0,3
			30%	0,6	0,3
Alternativa Bombeos	hipótesis calibración	sin medidas		2,6	1,3
		restitución entre 0+840 - 1+300	10%	1,0	0,4
			20%	0,6	0,25
			30%	0,4	0,25
	hipótesis húmeda	sin medidas		3,1	1,5
		restitución entre 0+840 - 1+300	10%	1,1	0,55
			20%	0,75	0,3
			30%	0,45	0,2

- Las simulaciones realizadas no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje (portillos o sifones), de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente. No obstante, se recomienda siempre que sea posible la construcción de portillos frente a la instalación de sifones, y de cualquier modo, simular en fases posteriores del proyecto las medidas finalmente elegidas.

- En las simulaciones que analizan las medidas de drenaje necesarias para suavizar el efecto barrera, se ha tomado como guía el valor de 0,5 m como máximo de las variaciones piezométricas “aceptables” o “tolerables”. Se trata de un criterio razonable fijado en virtud de criterios puramente hidrogeológicos, que debe ser analizado en base a criterios geotécnicos, constructivos y urbanísticos antes de considerarse válido.

- Agua arriba del soterramiento, existen varios edificios que actualmente ya necesitan bombeos de achique para mantener secas sus plantas de sótano, de modo que la construcción del soterramiento, con un mayor o menor número de medidas de drenaje, va a provocar siempre en mayor o menor grado un cierto agravamiento del problema ya existente. En este sentido, se recomienda adoptar las soluciones constructivas que generen la mayor permeabilización posible de la barrera y por tanto los menores ascensos.

- A continuación, se presenta 2 cuadros resumen en el que se recoge para cada alternativa, el porcentaje de sección original del acuífero que queda libre bajo las pantallas, la sección máxima liberable mediante portillos, así como una propuesta preliminar de portillos y sifones para restituir el 30% de la sección natural del acuífero en los tramos que se produce un cierre total al flujo subterráneo.

  Si bien según el modelo resulta suficiente una permeabilización de la barrera de un 20% para reducir las alteraciones piezométricas a niveles tolerables (±0,5 m), en base a las alegaciones recibidas desde la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, resulta preferible proponer la permeabilización

del 30%, a efectos de estar del lado de la seguridad, para su estudio y desarrollo en fases posteriores del proyecto.

Alternativa Jet (medidas de restitución entre los PP.KK. 0+940 y 1+260

p.k. inicio	p.k. fin	Sección libre bajo pantalla (%)	Sección máxima liberable en portillos (%)	Sección propuesta liberar en portillos (%)	Sección adicional hasta el 30%	Sección propuesta liberar en sifones (%)	Separación entre sifones con pozos de 1 m de diámetro interior (m)	Nº sifones
0+480	0+860	>30%	-	-	-	-	-	-
0+860	0+880	24%	31%	-	-	-	-	-
0+880	0+900	19%	26%	-	-	-	-	-
0+900	0+920	16%	24%	-	-	-	-	-
0+920	0+940	8%	16%	-	-	-	-	-
0+940	**1+220**	**0%**	**0%**	**0%**	**30%**	**30%**	**8**	**35**
1+220	**1+240**	**0%**	**15%**	**15%**	**15%**	**15%**	**20**	**1**
1+240	**1+260**	**0%**	**19%**	**19%**	**11%**	**11%**	**20**	**1**
1+260	1+280	6%	29%	-	-	-	-	-
1+280	1+300	17%	40%	-	-	-	-	-
1+300	1+320	26%	49%	-	-	-	-	-
1+320	1+340	30%	54%	-	-	-	-	-
1+340	1+420	>30%	-	-	-	-	-	-
37 Sifones con pozos de 12 a 16 m de profundidad								

- Entre los PP.KK. 0+940 y 1+220 de la **Alternativa Jet**, las pantallas se empotran en la base del acuífero y la ejecución de un tapón de Jet- grouting de 3 m de espesor bajo la losa impediría la ejecución de portillos por debajo de la misma. A la espera de confirmar la geometría de la base de acuífero en este tramo, así como su baja permeabilidad, se recomienda contemplar la posibilidad de no ejecutar en este tramo el tapón de Jet-grouting, o reducir su espesor para permitir la construcción de portillos. El empotramiento de las pantallas previstas en la base del acuífero, junto a la ejecución de pantallas transversales de la misma profundidad al inicio y al final del tramo, evitaría a priori la entrada de agua durante la construcción.

Alternativa Bombeos (medidas de restitución entre los PP.KK. 0+840 y 1+300

p.k. inicio	p.k. fin	Sección libre bajo pantalla (%)	Sección máxima liberable en portillos (%)	Sección propuesta liberar en portillos (%)	Sección adicional hasta el 30%	Sección propuesta liberar en sifones (%)	Separación entre sifones con pozos de 1 m de diámetro interior (m)	Nº sifones
0+480	0+740	>30%	-	-	-	-	-	-
0+740	0+760	25%	77%	-	-	-	-	-
0+760	0+780	21%	74%	-	-	-	-	-
0+780	0+800	13%	72%	-	-	-	-	-
0+800	0+820	10%	70%				-	-
0+820	0+840	6%	68%	-	-	-	-	-
0+840	**0+960**	**0%**	**>30%**	**30%**	**-**	**-**	**-**	**-**
0+960	**0+980**	**0%**	**28%**	**28%**	**2%**	**-**	**-**	**-**
0+980	**1+000**	**0%**	**18%**	**18%**	**12%**	**12%**	**20**	**1**
1+000	**1+020**	**0%**	**7%**	**7%**	**23%**	**23%**	**10**	**2**
1+020	**1+160**	**0%**	**0%**	**0%**	**30%**	**30%**	**8**	**17**
1+160	**1+180**	**0%**	**7%**	**7%**	**23%**	**23%**	**10**	**2**
1+180	**1+200**	**0%**	**17%**	**17%**	**13%**	**13%**	**20**	**1**
1+200	**1+205**	**0%**	**29%**	**29%**	**1%**	**-**	**-**	**-**
1+205	**1+300**	**0%**	**>30%**	**30%**	**-**	**-**	**-**	**-**
1+300	1+320	12%	75%	-	-	-	-	-
1+320	1+340	17%	80%	-	-	-	-	-
1+340	1+360	26%	84%	-	-	-	-	-
1+360	1+380	30%	88%	-	-	-	-	-
1+380	1+420	>30%	-	-	-	-	-	-
23 Sifones con pozos de 12 a 14 m de profundidad								

- Los resultados de las simulaciones son predicciones probables del comportamiento del acuífero, y en este sentido deben ser consideradas. El sistema hidrogeológico analizado presenta, como es lógico en cualquier sistema acuífero de este tamaño, una incertidumbre intrínseca en cuanto a su funcionamiento hidráulico, debido a que éste depende de una gran cantidad de variables que además presentan una distribución continua en el espacio.

- Los modelos de flujo, independientemente de lo complejos y detallados que sean, simulan el comportamiento medio de un sistema y sus resultados dependen de la calidad y el número de datos utilizados para su calibración que siempre presentan una distribución discreta en el espacio modelizado. Por lo que siempre es posible que se produzcan ciertos comportamientos locales, incluso generales, que escapen de las predicciones del modelo. Estos comportamientos locales son si cabe, más típicos y esperables en medios aluviales como el de la zona de estudio.

- Se recomienda realizar un control piezométrico estricto de los niveles piezométricos a ambos lados de las barreras generadas, tanto antes como durante la construcción de las obras, así como durante un periodo posterior a la finalización de la mismas, ya que las variaciones piezométricas pueden producirse de forma diferida en el tiempo. Este control piezométrico permitirá corregir a tiempo las posibles desviaciones del comportamiento hidráulico del sistema acuífero, respecto a las predicciones realizadas. Por este motivo, antes del inicio de las obras, sería necesario construir una red piezométrica que complementaría la actualmente existente, situándose los piezómetros a un lado y el otro de las zonas donde se prevén las variaciones piezométricas más importantes.

- Se recomienda perforar, en fases posteriores del proyecto, nuevos sondeos a recuperación de testigo continuo con la suficiente profundidad para alcanzar el muro del acuífero. La heterogeneidad propia del medio aluvial puede condicionar la existencia de una cierta compartimentación del acuífero, tanto lateral como verticalmente, lo que puede tener una gran repercusión sobre el efecto barrera de las obras y el tipo de medidas de drenaje transversal aconsejables. Igualmente, un mayor detalle de la variación litológica del acuífero a lo largo de la traza, permitiría calibra el modelo con una distribución zonal de permeabilidades más realista, que tal como se ha comprobado en este estudio, puede tener una influencia muy importante sobre distribución del efecto barrera a lo largo de la traza y sobre la distribución de las medidas de restitución del flujo.

- A priori, se recomienda el tratamiento del terreno situado por debajo de la excavación entre pantallas, para evitar o limitar la entrada de agua por el fondo de la excavación durante las obras. Esto sería necesario en aquellos tramos en los que la excavación se sitúe por debajo del nivel freático, y donde las pantallas no alcancen la base del acuífero o existan portillos. En caso que se decidiese rebajar el nivel freático sin tratamientos previos, se recomienda realizar anteriormente un estudio detallado de los caudales de achique necesarios, de la extensión de los conos de bombeo y de las repercusiones sobre la cimentación de las edificaciones afectadas.

- De cualquier modo, se recomienda la realización de un control piezométrico del nivel del acuífero, tanto fuera como dentro de los recintos a agotar. El control piezométrico debería ser especialmente estricto durante el periodo que duren los bombeos de agotamiento y la excavación.

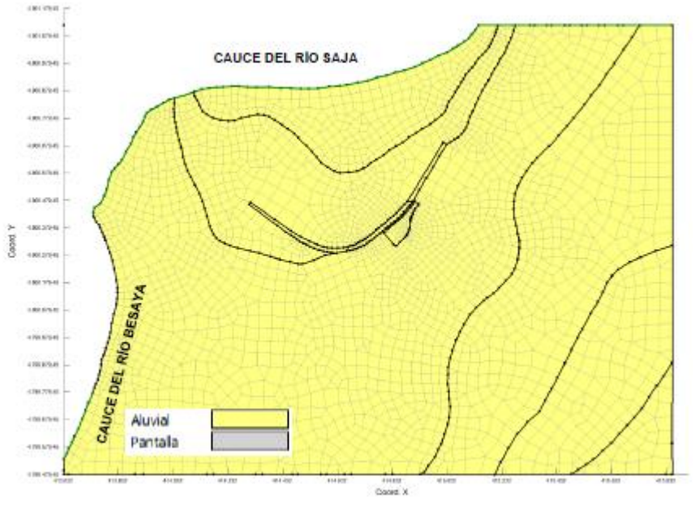
  Se aconseja considerar de forma general las recomendaciones recogidas en el informe original (apartado 9.4.1. en Apéndice 4), para evitar posibles afecciones sobre la calidad de las aguas subterráneas. Asimismo, y como se indicaba anteriormente, aunque según el modelo resulta suficiente una permeabilización de la barrera de un 20% para reducir las alteraciones piezométricas a niveles tolerables ($\pm$0,5 m), en base a las alegaciones recibidas desde la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, resulta preferible proponer la permeabilización del 30%, a efectos de estar del lado de la seguridad, para su desarrollo en fases posteriores del proyecto.

3.5.3. Fase de Explotación. Simulación del efecto barrera en régimen permanente correspondiente al aparcamiento subterráneo

Se ha procedido a realizar una modelización matemática de flujo en planta mediante el módulo SEEP/W del paquete de software geotécnico GEO-SLOPE 2012. Éste permite la construcción de secciones en dos dimensiones (2D) mediante elementos finitos y la modelización de flujos de agua en ellas, una vez definidos los parámetros hidrogeológicos (permeabilidad, coeficiente de almacenamiento, etc.) y condiciones de contorno para los distintos materiales. Complementariamente se ha hecho uso del programa SURFER 9.0, de Golden Software, para las labores de interpolación espacial y álgebra de superficies. Dicha modelización se ha calibrado inicialmente tomando como base las isopiezas en estado natural (sin las estructuras previstas en el proyecto) de la modelización del "efecto barrera" realizada en 2018 (tanto de la hipótesis "de calibración" como de la hipótesis "húmeda" o de "aguas altas"). Sobre ella, y en sucesivas simulaciones, se ha procedido a introducir las estructuras del soterramiento y del aparcamiento subterráneo.

Por lo que respecta a los escenarios objeto de simulación, se ha implementado el modelo para 3 escenarios:

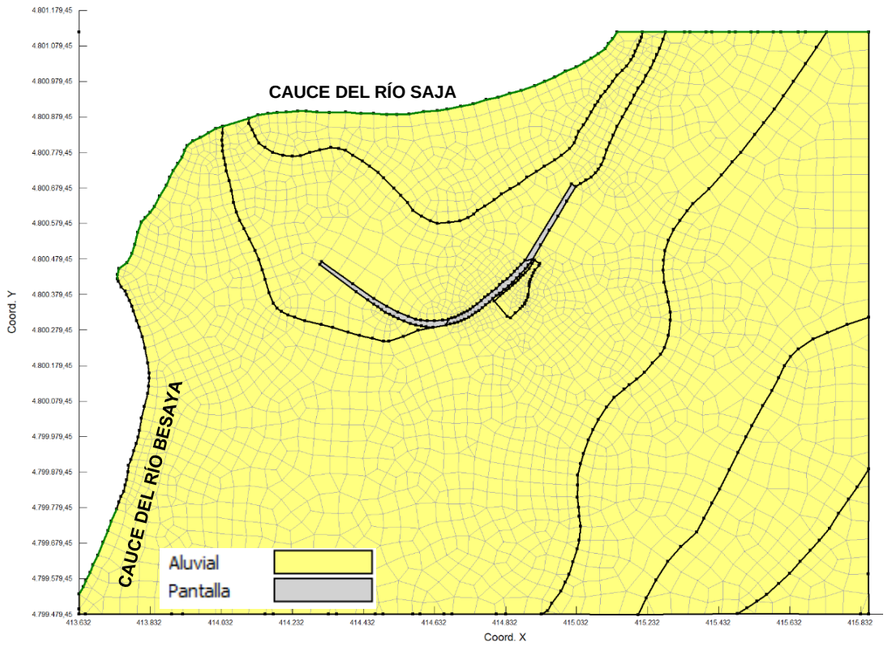
- ***Primer escenario en régimen natural***.



Malla del ámbito objeto de modelización en régimen natural actual (elaboración propia).

Corresponde a la piezometría es el estado actual del ámbito, sin contar con las estructuras contempladas en proyecto. Esta primera simulación es la utilizada para calibrar el modelo de flujo, a efectos de obtener una superficie piezométrica lo más parecida posible a la del modelo elaborado en 2018 por Peñalaza – La Tercia.

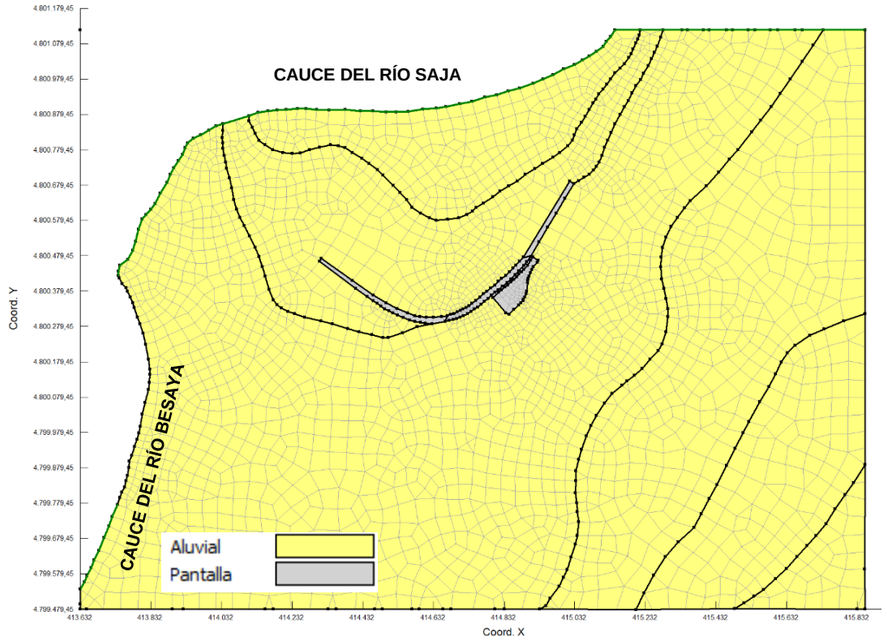
- ***Segundo escenario con estructura ferroviaria soterrada construida***.



Malla del ámbito objeto de modelización con la introducción de la estructura del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

En esta simulación, sobre el escenario anterior, se ha introducido únicamente la estructura ferroviaria soterrada, según se define en el Estudio Informativo. Este escenario permite comprobar hasta qué punto los resultados del modelo actual arrojan isoascensos e isodescensos de magnitud y extensión similar a los obtenidos en la modelización efectuada en 2018.

- ***Tercer escenario con estructura ferroviaria y aparcamiento soterrado construido***. Este último escenario constituye una diferencia sustancial con el modelo de 2018, puesto que en este último no estaba contemplado el aparcamiento subterráneo. Los resultados de esta simulación se comparan con los del escenario anterior, a efectos de separar y valorar la magnitud de la posible afección debida únicamente al aparcamiento.

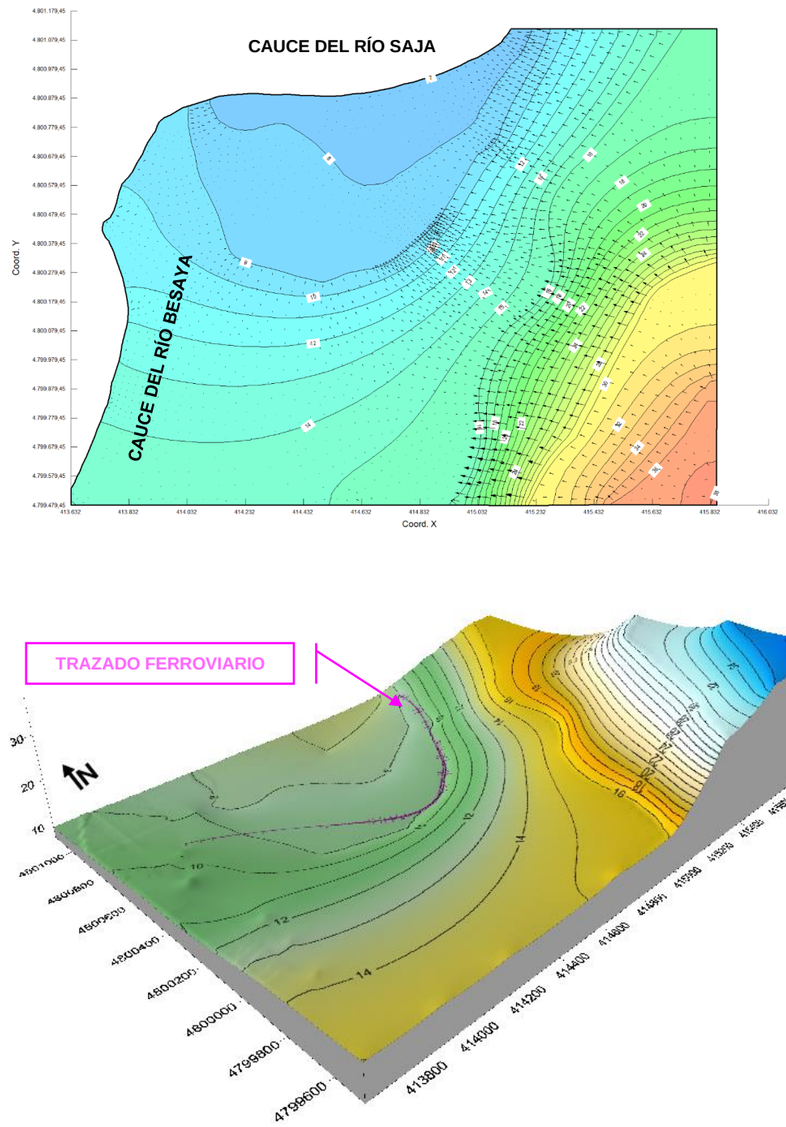


Malla del ámbito objeto de modelización con la introducción de la estructura del soterramiento ferroviario más la del aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

3.5.3.1. Simulación en Régimen Natural.

En el primer escenario, la situación piezométrica en régimen natural de la zona del futuro soterramiento ferroviario es ligeramente más elevada de la que se deduce de los datos freáticos tomados en los distintos sondeos y puntos de agua (“hipótesis de calibración” en el modelo de 2018), lo cual supone estar del lado de la seguridad. No obstante, esta elevación no resulta tan alta como la ilustrada en la “hipótesis húmeda” contemplada en el modelo de 2018.

En las siguientes figuras se muestra el resultado de este primer escenario de flujo subterráneo, en régimen natural.



Arriba, isopiezas en régimen natural obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 (elaboración propia). Abajo, superficie piezométrica tridimensional en régimen natural obtenida en la modelización de flujo realizada mediante SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario, a efectos de referencia (elaboración propia).

3.5.3.2. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal sin medidas de restitución de flujo

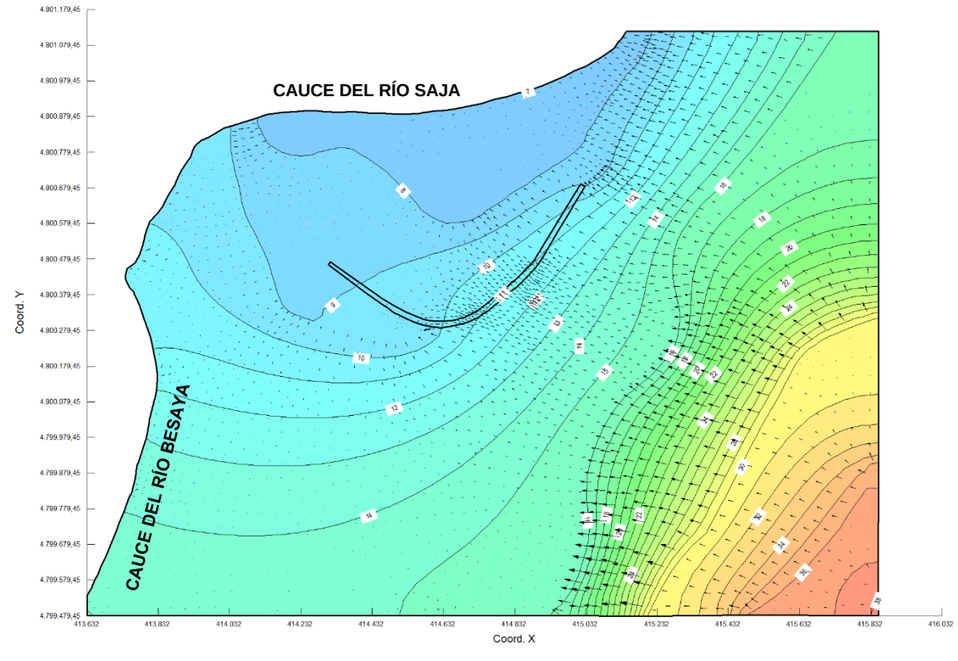
En el segundo escenario, una vez introducida únicamente la estructura del soterramiento ferroviario sobre la situación en régimen natural, se obtiene una alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (coincidente con la futura ubicación del aparcamiento), con respecto al régimen natural.

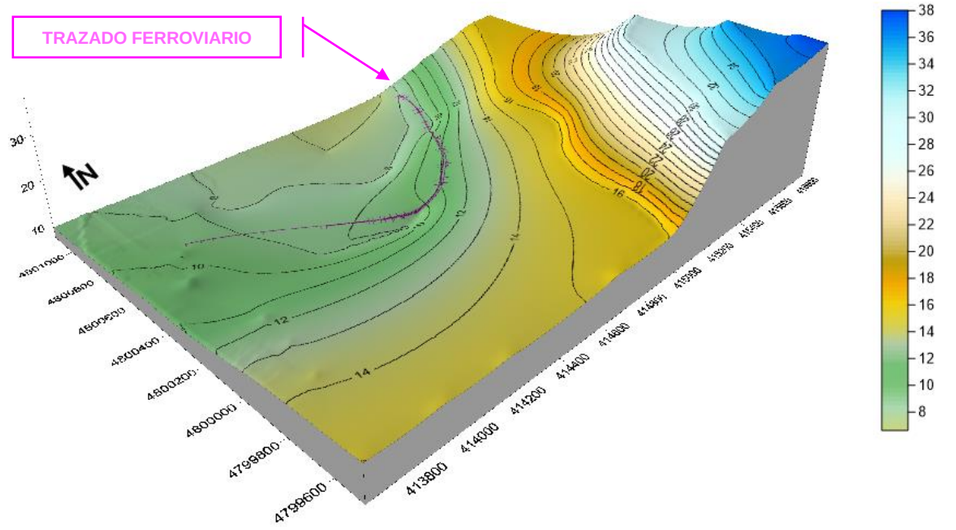
Comparando los isoascensos e isodescensos obtenidos en este escenario con los del modelo de 2018, se observa que la posición y dimensiones de éstos son coincidentes con las obtenidas en él, especialmente con las correspondientes a la Alternativa Jet Grouting.

En la simulación del modelo actual, el ascenso máximo se calcula en 2,2 m, muy similar al obtenido en 2018. En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,6 m; magnitud algo inferior al del modelo de 2018, aunque la ubicación y geometría de la isolínea se aproxima más a la de -0,5 m de dicho modelo.

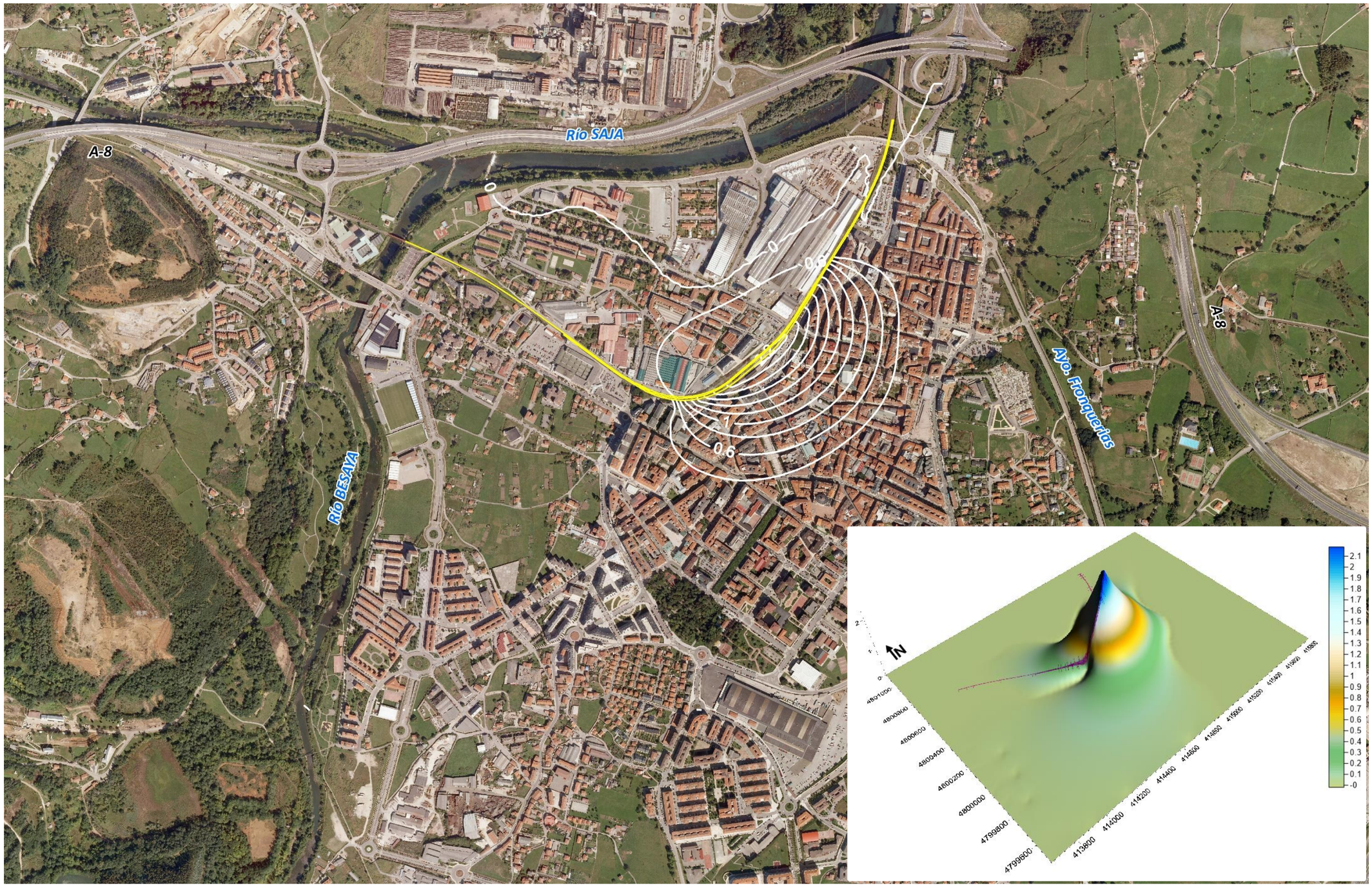
Según estos datos, la simulación del “efecto barrera” de la estructura ferroviaria obtenida en el modelo actual puede considerarse equivalente a la obtenida en 2018.

En ambos modelos se observa un desarrollo más importante en el lado de isoascensos, aguas arriba de las pantallas según el flujo subterráneo, que en la zona de isodescensos (aguas debajo de la estructura). En el modelo de 2018, tanto en la Alternativa Jet Grouting como en la de Bombeos, se obtenía un ascenso máximo en torno a 2 m. Por la otra parte, el descenso mínimo se cifrada en torno a 1 m, si bien éste se localizaba en el entorno inmediato de la pantalla; considerando una zona algo más amplia, éste se calculaba en 0,5 m.





Arriba, isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 introduciendo exclusivamente la estructura soterrada del viario (elaboración propia). Abajo, superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).



Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de "efecto barrera" de la estructura ferroviaria soterrada, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

3.5.3.3. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal y del Aparcamiento proyectado sin medidas de restitución de flujo.

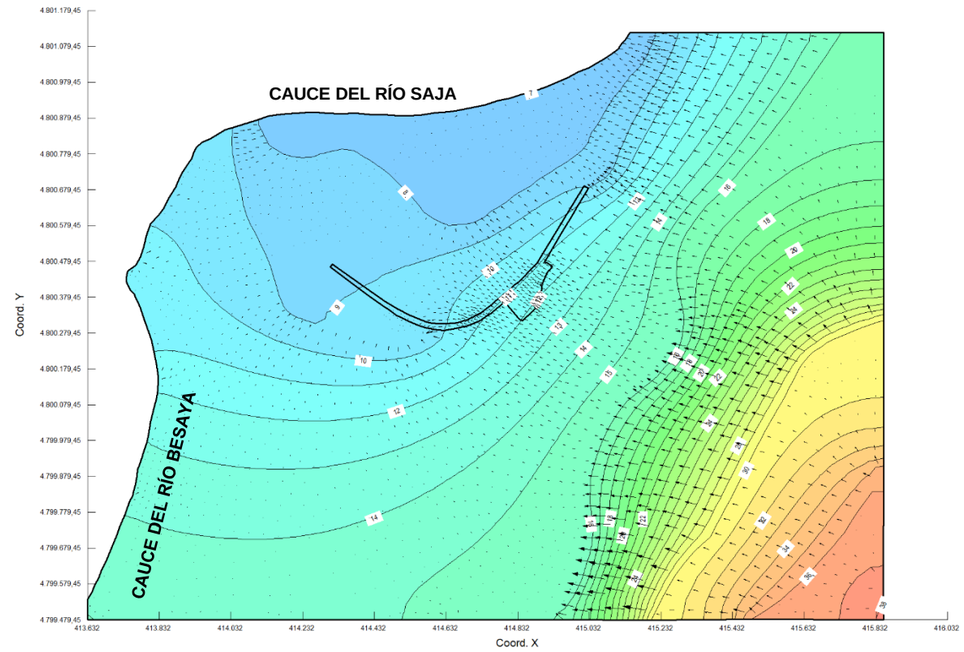
Tras haber comprobado la similitud entre los resultados del modelo actual y los del modelo de 2018, para el “efecto barrera” en el caso de la estructura ferroviaria soterrada, en el tercer escenario se ha procedido a introducir el aparcamiento subterráneo como un elemento adicional en la simulación.

El resultado de flujo apenas revela diferencia entre la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento), derivada únicamente de la estructura ferroviaria soterrada y la alteración ocasionada por conjunto de ésta más el aparcamiento subterráneo.

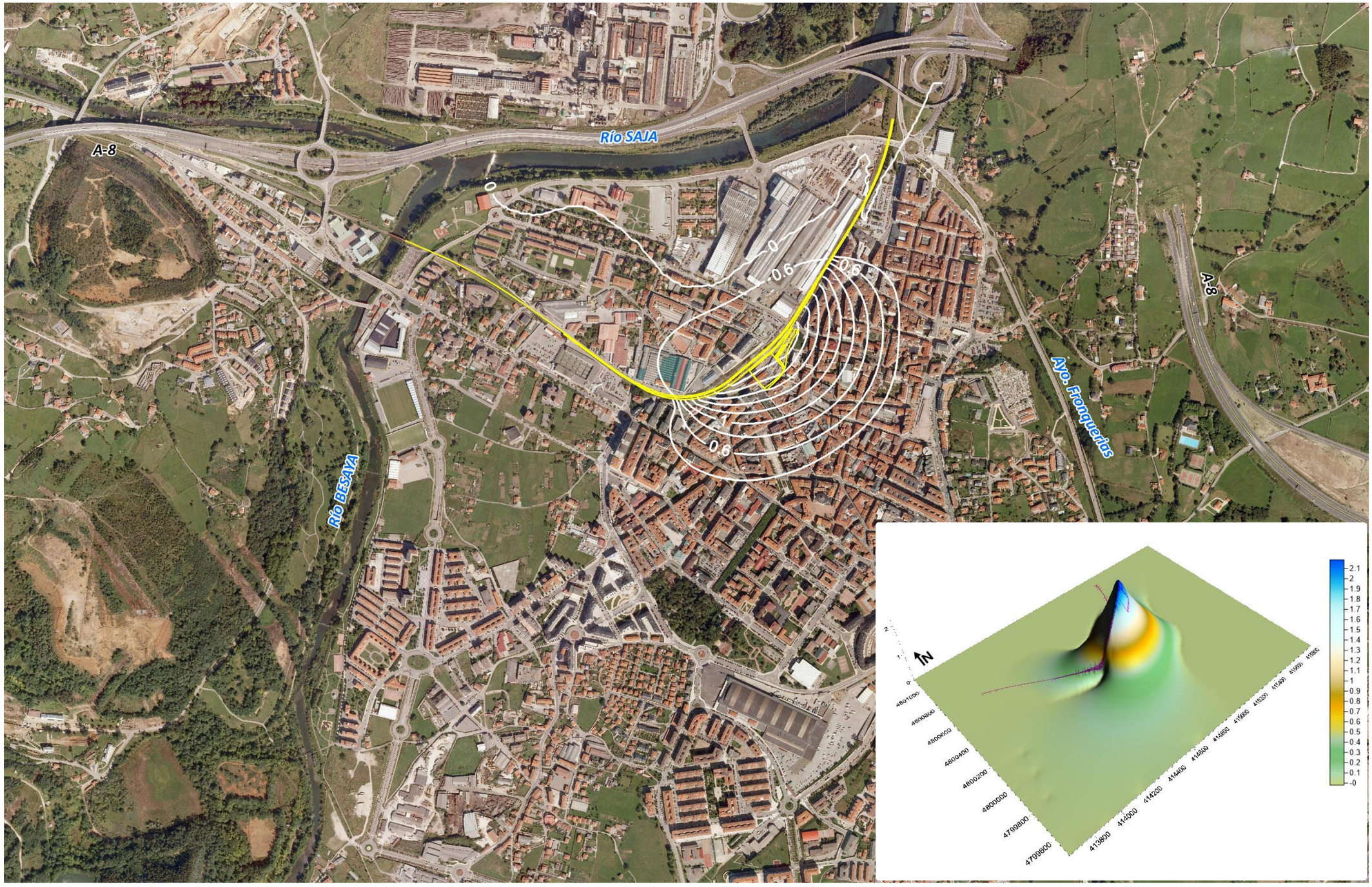
Asimismo, los ascensos y descensos calculados para este último escenario son muy similares a los obtenidos en el escenario anterior, que incluía sólo la estructura soterrada ferroviaria, tanto en magnitudes como en distribución espacial y geometría.

De esta forma, el ascenso máximo se calcula igualmente en 2,2 m, coincidente con el obtenido para el “efecto barrera” del trazado soterrado. Por su parte, el descenso máximo se calcula en -0,6 m, con una isolínea cuya geometría y localización resulta prácticamente igual a la del segundo escenario.

Los resultados de este tercer escenario siguen siendo aproximadamente equivalentes al modelos de 2018; por tanto, puede afirmarse que el posible “efecto barrera” adicional ocasionado exclusivamente por el aparcamiento subterráneo no resulta apreciable con respecto al producido por la estructura ferroviaria soterrada.



Arriba, isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 introduciendo la estructura soterrada del viario y el aparcamiento subterráneo. Abajo, superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).



Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de "efecto barrera" del conjunto de estructura ferroviaria soterrada y el aparcamiento subterráneo, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

3.5.3.4. Posibles medidas de restitución de flujo subterráneo

Una vez obtenido el "efecto barrera" por el conjunto de la estructura ferroviaria y el aparcamiento subterráneo, y coherentemente con la modelización realizada en 2018, el siguiente paso es la simulación de la mitigación de dicho efecto a través de estructuras de restitución de flujo que permitan el paso del agua subterránea de un lado al otro de las citadas estructuras.

En este sentido, se han simulado 3 subescenarios de restitución:

- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud.
- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud.
- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud.

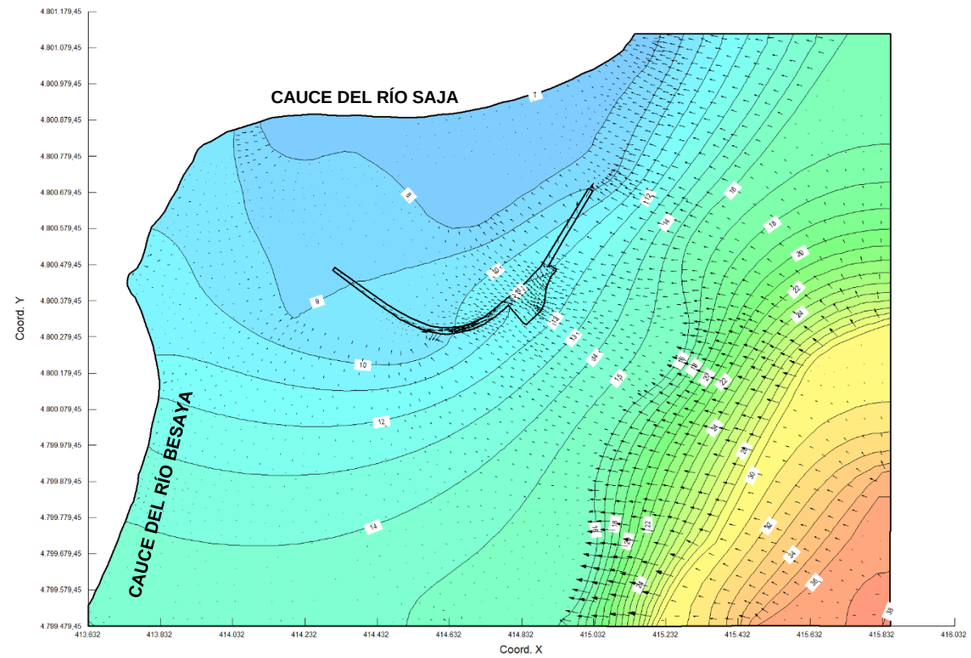
A la vista de la similitud encontrada entre el "efecto barrera" deducido en el modelo actual para la estructura del soterramiento ferroviario por sí sola y el correspondiente a dicha estructura más el aparcamiento subterráneo, estos resultados se han comparado con los obtenidos en el modelo de 2018, si bien, es preciso hacer hincapié en que las asunciones en uno y otro caso no son del todo equivalentes.

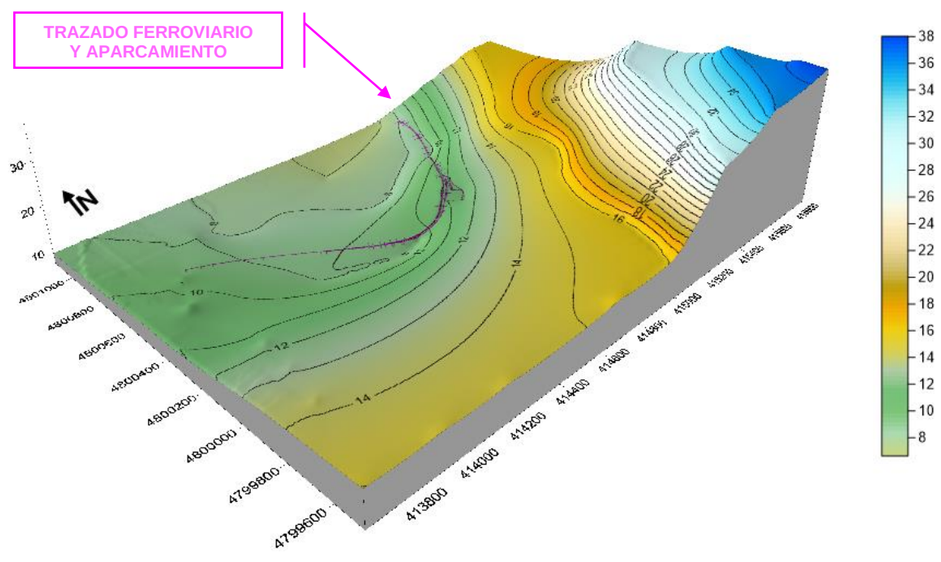
<u>Permeabilización de las estructuras aumentando la permeabilidad del hormigón en 1 orden de magnitud (1E-10 m/s)</u>

En el primer subescenario de restitución de flujo, la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) es cualitativamente muy similar a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de restitución de flujo.

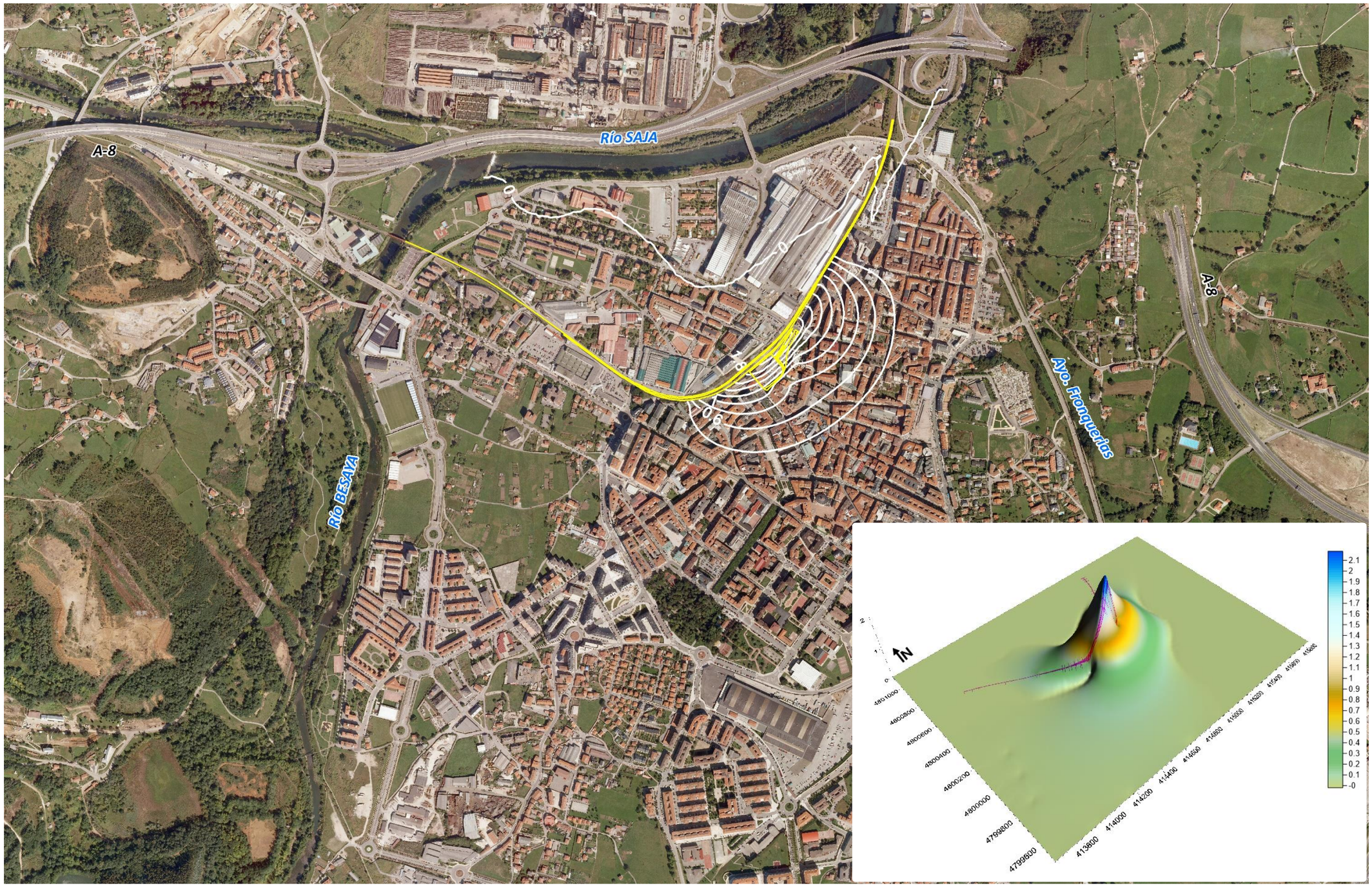
Con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 1 orden de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 2,1 m, muy similar al obtenido en el escenario sin medidas de restitución de flujo. En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,1 m; magnitud inferior al de dicho escenario.

Así pues, en esta primera simulación actual, no se conseguirían reducciones del "efecto barrera" tan efectivas como las del modelo de 2018 para la primera de las permeabilizaciones (10%).





Arriba, isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 1 orden de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo. Abajo, superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 1 orden de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).



Isoascensos e isodescensos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 1 orden de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

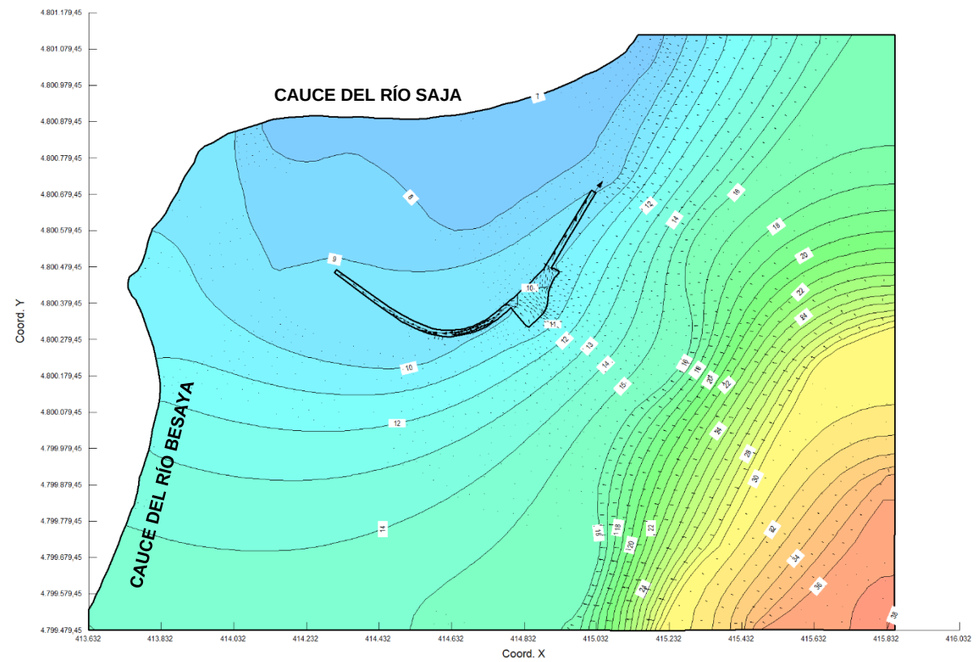
<u>Permeabilización de las estructuras aumentando la permeabilidad del hormigón en 2 órdenes de magnitud (1E-09 m/s)</u>

En el segundo subescenario de restitución de flujo es apreciable ya cierta modificación cualitativa de la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) con respecto a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de mitigación, así como respecto al subescenario de restitución de flujo anterior.

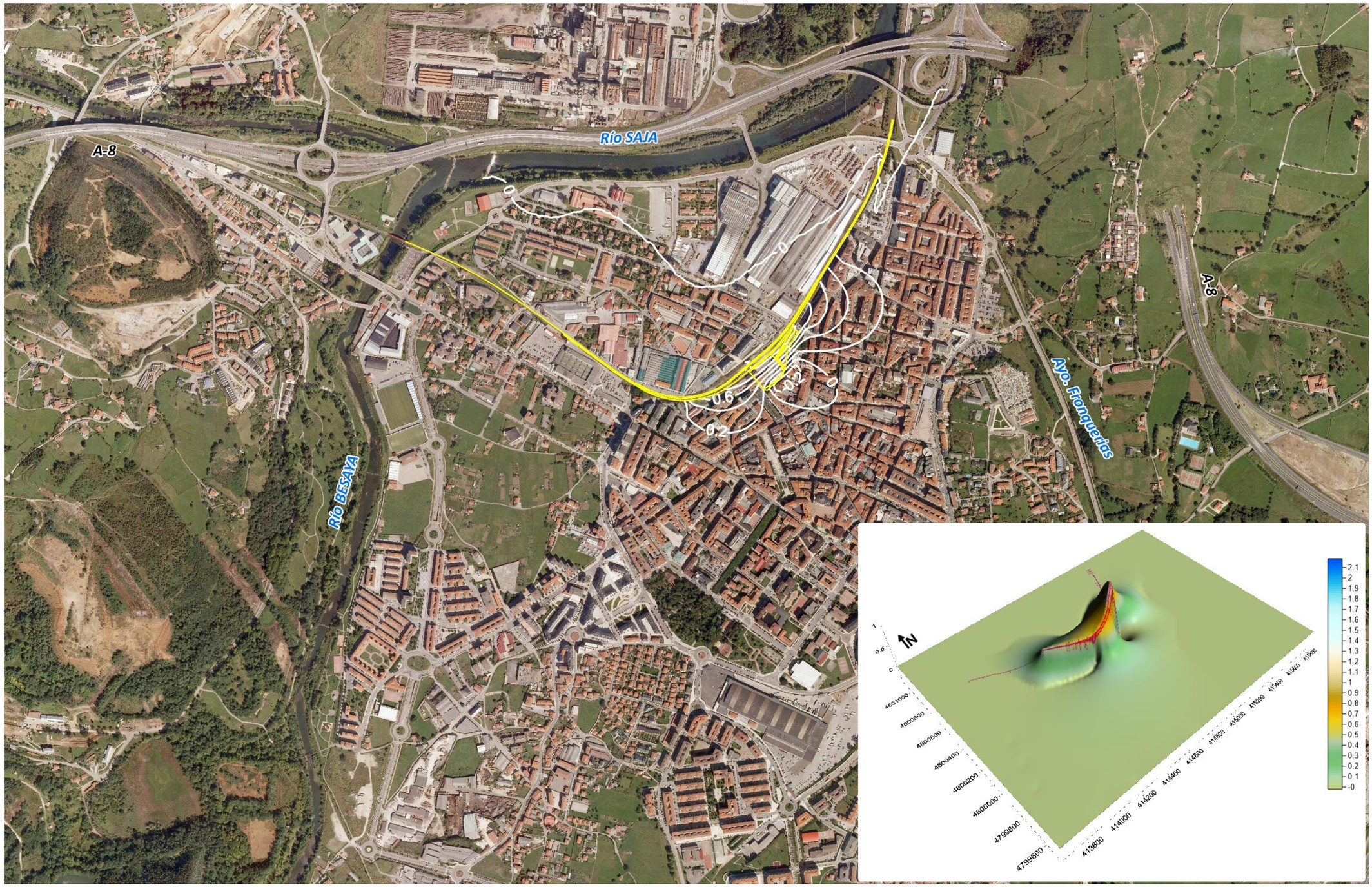
En este subescenario de simulación en el modelo actual, con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 2 órdenes de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 1,1 m, sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del "efeto barrera" de 1 m.

En cuanto a los descensos, el modelo presenta una anomalía local al sureste del aparcamiento, con un ligero aumento de dichos descensos, en torno a -0,4 m. Cabe explicarlo como un posible fenómeno local asociado a esta estructura concreta que, hasta ahora se enmascaraba con el "efecto barrera" general del soterramiento ferroviario, quizá sin presencia real.

Por lo general, en esta segunda simulación, las reducciones del "efecto barrera" conseguidas se aproximan más a las determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 20%, especialmente en el caso de los isoascensos, si bien aún existiría una diferencia de 0,5 m. Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) resultan inapreciables, igual que en el modelo de 2018).



Arriba, isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 2 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo. Abajo, superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 2 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).



Isoascensos e isodescensos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 2 órdenes de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

<u>Permeabilización de las estructuras aumentando la permeabilidad del hormigón en 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s)</u>

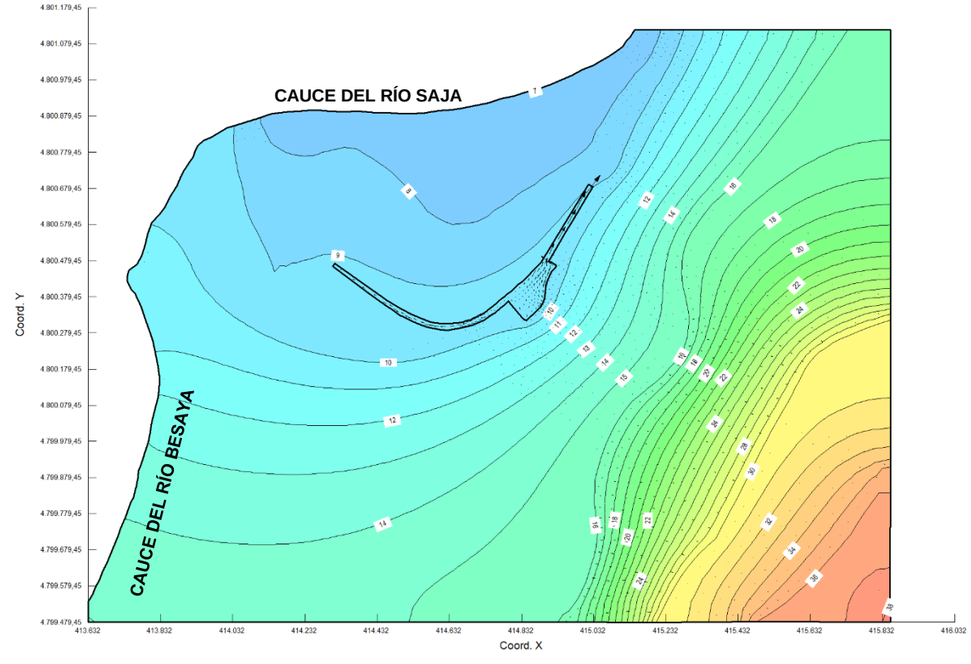
En el último subescenario de restitución de flujo, con un aumento de la permeabilidad del hormigón de 3 órdenes de magnitud, se encuentra que la alteración del flujo en la zona del aparcamiento subterráneo (zona del aparcamiento) se aprecia ya sensiblemente atenuada, con la posición de la isopieza de 10 m.s.n.m. más similar a la del régimen natural que a la obtenida para el "efecto barrera" sin medidas de restitución de flujo.

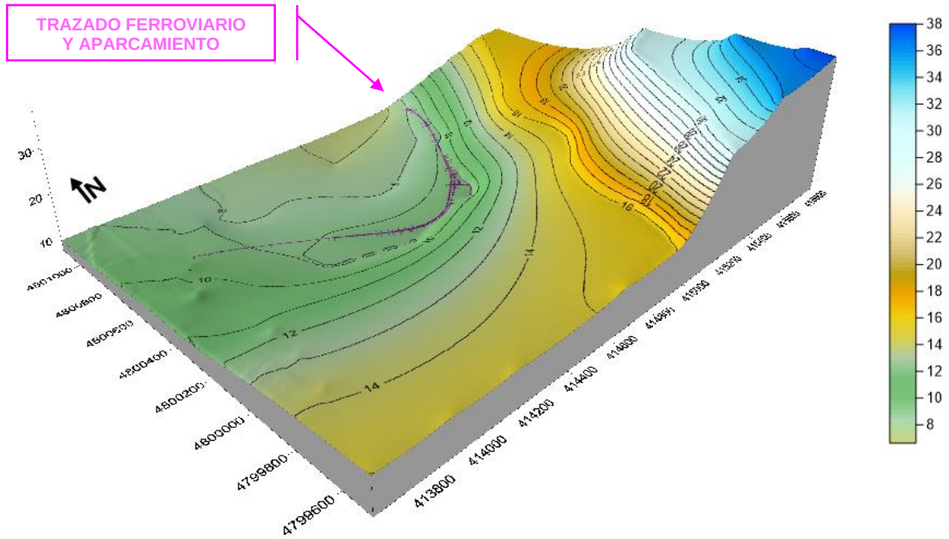
El ascenso máximo se calcula en 0,5 m; sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del "efeto barrera" al límite tolerable. Este máximo se restringe exclusivamente al entorno inmediato de la estructura ferroviario, sin afección al entorno urbano.

En cuanto a los descensos, la anomalía local al sureste del aparcamiento, que comenzaba a evidenciarse en el subescenario anterior, se hace algo más patente, con un descenso máximo de -1 m. Si bien resulta llamativo que este efecto aparezca al introducir las medidas de restitución de flujo, se constata la reducida extensión de la misma y el efecto local. Ello lleva a pensar que no tenga un reflejo real más allá del modelo.

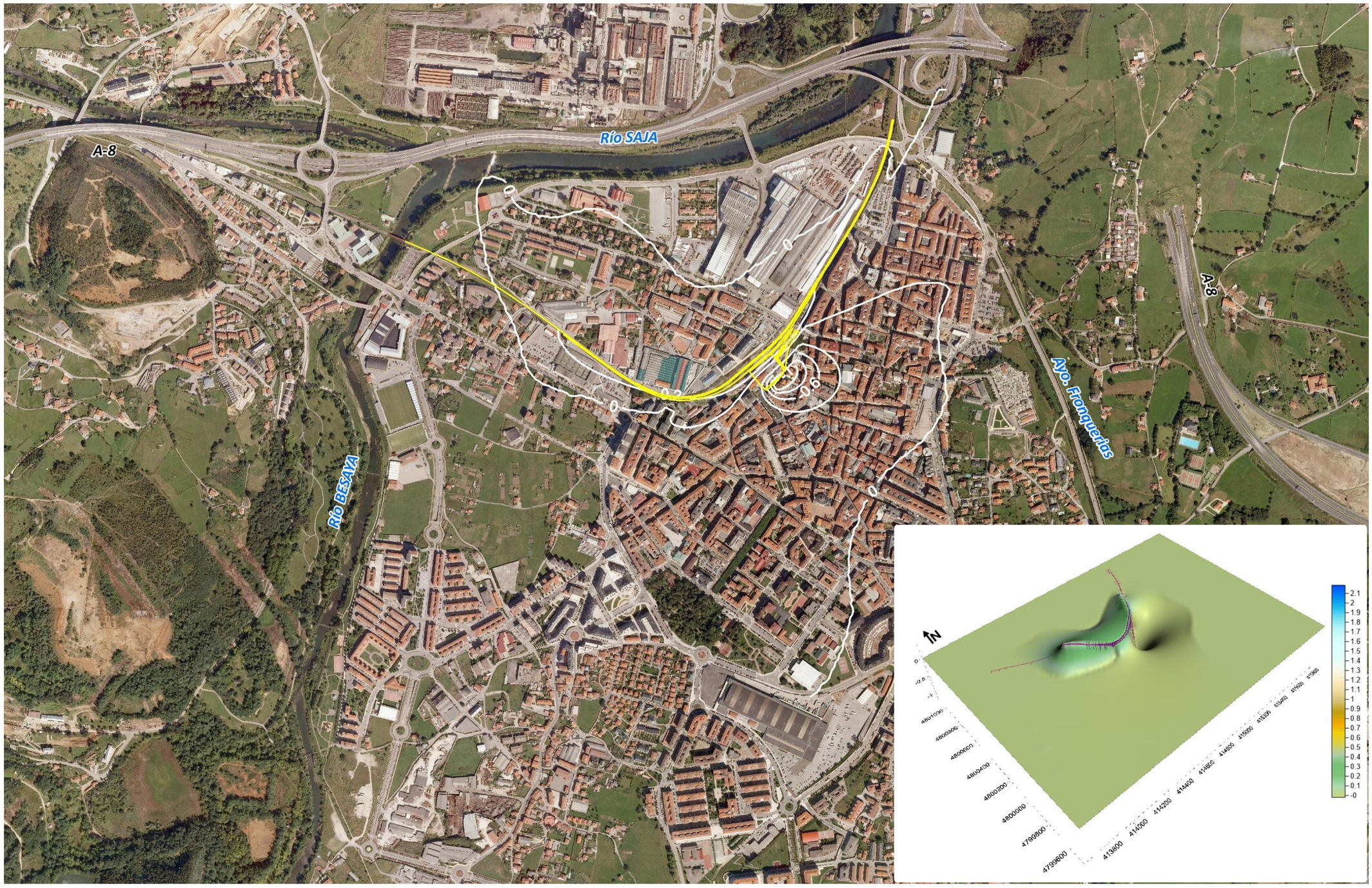
De forma general, los isoascensos conseguidos en esta última simulación se aproximan mucho a los determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 30%, reduciéndose la diferencia a apenas 0,3 m (de 0,5 m a 0,2 m).

Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) continúan siendo inapreciables, igual que en el modelo de 2018).





Arriba, isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 3 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo. Abajo, superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 3 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).



Isoascensos e isodescensos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 3 órdenes de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

3.5.3.5. Resumen y conclusiones

A la vista de las conclusiones extraídas de la modelización actual, así como de los análisis llevados a cabos a partir de ella, se hacen las siguientes recomendaciones:

- En fases posteriores, y dado que no se asume la conservación de las prospecciones actuales, se recomienda ejecutar nuevos sondeos piezométricos (a recuperación de testigo) que permitan captar niveles concretos. Éstos constituirán la Red de Control para un futuro seguimiento hidrogeológico. La situación de los mismos será tanto cercana a la traza como fuera de ella (a ambos lados de la estructura soterrada ferroviaria y el aparcamiento subterráneo) a fin de poder establecer gradientes hidráulicos.

- Durante la ejecución de los piezómetros propuestos, se recomienda tomar muestras granulométricas del aluvial cuaternario, así como del eluvial y de los rellenos antrópicos, con objeto de obtener sus respectivas granulometrías tanto por tamizado como por sedimentación, a efectos de separar la fracción limosa de la arcillosa y poder llevar a cabo estimaciones de permeabilidad y porosidad que complementen (o contrasten) los resultados de los ensayos de bombeo.

- A la Red de control podrán unirse aquellas captaciones ya existentes municipales o privadas que permitan la toma de datos y que sean representativas del acuífero principal.

  Pese a que se dispone de varios inventarios de puntos de agua muy completos, se recomienda revisar nuevamente la zona en busca de nuevas captaciones manantiales, así como el estado de algunas de las ya inventariadas.

- Los elementos que integren la Red de Control deberán contar con una nivelación topográfica de precisión. Se recomienda determinar las coordenadas X e Y, así como de la cota Z, con precisión centimétrica ($\pm$ 1 cm).

- Una vez disponible la Red de Control, se recomienda retomar el Seguimiento hidrogeológico. Éste debería completarse con el correspondiente seguimiento climático (al menos, precipitación y temperatura) de cara a correlacionar las oscilaciones piezométricas con las recargas.

  El Seguimiento hidrogeológico debería iniciarse (o retomarse), al menos, un año hidrológico (preferiblemente varios) antes del comienzo de las obras y continuar hasta que la situación piezométrica se estabilice (adquiera el régimen permanente), tras la instalación y puesta en funcionamiento de las medidas de restitución de flujo (sifones o portillos). Lógicamente, esto también implica un seguimiento piezométrico exhaustivo durante la fase de obra, sin solución de continuidad con respecto al previo y al posterior.

  En cuanto a la frecuencia o periodicidad de las medidas, en las etapas fuera de la fase de obra, se pueden establecer frecuencias más amplias, por ejemplo, mensuales. No obstante, durante la ejecución de las actuaciones, se recomienda aumentar dichas frecuencias, con periodicidad quincenal o semanal.

- Con respecto a las posibles medidas de mitigación en el entorno del aparcamiento subterráneo, y al igual que ocurría con la estructura soterrada, se recomienda instalar las medidas de drenaje necesarias para permitir el flujo subterráneo del acuífero a través de la estructura, y reducir a tolerables las variaciones piezométricas provocadas.

- Según las simulaciones realizadas, sería necesario un aumento de la permeabilidad de 2 órdenes de magnitud (1E-09 m/s) para reducir los ascensos piezométricos en 1 m; la reducción de los descensos se sitúa ya por debajo de 0,4 m (por debajo del límite tolerable de 0,5 m). Aun así, los ascensos piezométricos se mantendrían en 1 m, con respecto al régimen natural.

Con una reducción de la permeabilidad de la pantalla de 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s), se comprueba que los ascensos se reducen ya al límite tolerable de 0,5 m.

Estos resultados son coherentes con los obtenidos en el modelo de 2018 para una permeabilización del 30%, por tanto, sería compatible con las medidas de mitigación propuestas en él para este caso.

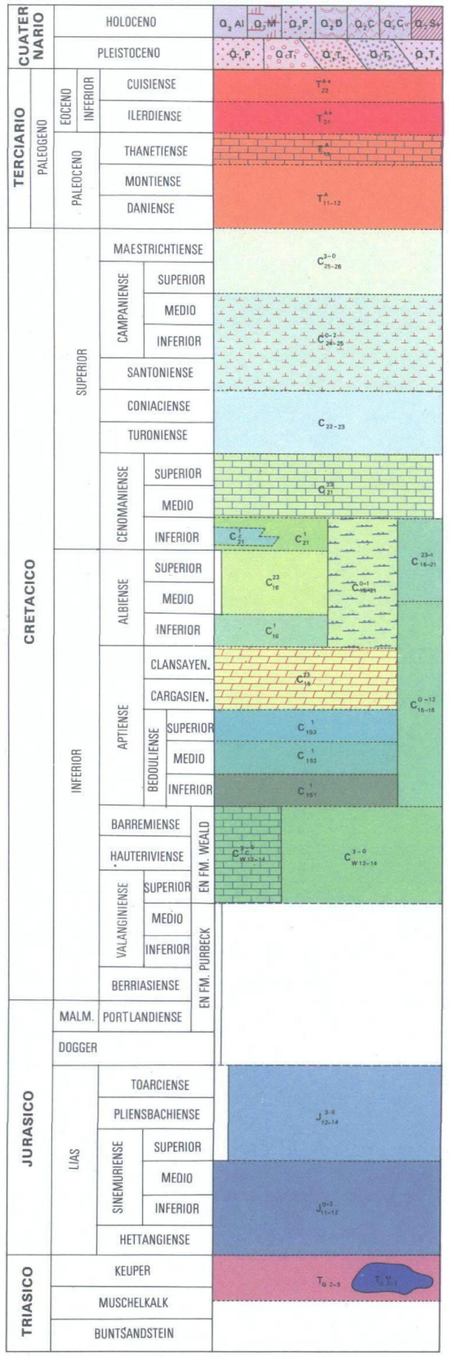
- Por tanto, en base a las alegaciones recibidas desde la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, resulta preferible proponer una permeabilización de la barrera equivalente a un aumento de la permeabilidad de 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s), a efectos de estar del lado de la seguridad, para su desarrollo en fases posteriores del proyecto.

- Como en el caso de la modelización de 2018, las simulaciones realizadas no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje (portillos o sifones), de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente. No obstante, se recomienda siempre que sea posible la construcción de portillos frente a la instalación de sifones y, de cualquier modo, simular en fases posteriores del proyecto las medidas finalmente elegidas.

- A priori, las medidas de restitución para la zona del aparcamiento serían coincidentes con las propuestas en el apdo. 3.5.2.4. del presente anejo (apdo. 11.2 del Apéndice 4) para la estructura ferroviaria soterrada. En caso de optar por sifones, su posición concreta sería válida también para el caso del parking, pudiendo tratar conjuntamente ambas estructuras, con sólo situar los pozos aguas arriba más hacia el sur, fuera de las pantallas del aparcamiento, y aumentando la longitud de la tubería horizontal de interconexión.

APÉNDICE 1. PLANTA GEOLÓGICA GENERAL

LEYENDA



Q_2 Al Aluviones
Q_2 M Marismas
Q_2 P Playas
Q_2 D Dunas
Q_2 C Coluviones
Q_2C_v Cubetas de descalcificación
Q_2S_a *Sedim. antrópicos*
Q_1 P Playas levantadas
Q_1T_1 Terrazas
Q_1T_2 Terrazas
Q_1T_3 Terrazas
Q_1T_4 Terrazas
$T^{A\,a}_{22}$ Calizas arenosas
$T^{A\,a}_{21}$ Calizas con Alveolinas y Nummulites
T^{A}_{13} Calizas con Algas Rodofíceas
T^{A}_{11-12} Dolomías y calizas
C^{3-0}_{25-26} Calcarenitas y calizas arenosas con Orbitóides
C^{0-2}_{24-25} Margas y calizas arenosas con Micráster
C_{22-23} Margas y calizas arcillosas Glauconita en la base
C^{23}_{21} Calcarenitas
C^{1}_{21} Calcarenitas
C^{23-1}_{16-21} Calizas arcillosas, margas y arenas
C^{0-1}_{16-21} Arenas, limos, arcillas e intercalaciones calizas (piritas y restos carbonosos)
C^{1}_{21} Arenas, limos e intercalaciones calcáreas
C^{23}_{18} Calizas y calcarenitas con glauconita
C^{1}_{16} Arenas y limos (piritas y restos carbonosos)
C^{23}_{15} Calizas con Pseudotoucasia. Dolomías
C^{0-12}_{15-16} Calizas con Rudistos y Orbitolinas. Dolomías
C^{1}_{153} Arenas, limos, arcillas y calizas arcillosas con grandes Ostreidos
C^{1}_{152} Calizas con Miliólidos y Toucasia
C^{1}_{151} Calcarenitas con Orbitolinas, arcillas y areniscas
$C^{3-0}_{W\,12-14}$ Calizas lacustres, areniscas y limos
$C^{3-0}_{W\,12-14}$ Limos, arcillas y areniscas
J^{3-0}_{12-14} Margas y calizas arcillosas
J^{0-2}_{11-12} Dolomías y calizas microcristalinas
$T_{G\,2-3}$ Arcillas abigarradas, yesos y sales
$T^{ss}_{G\,2-3}$ Ofitas

SIGNOS CONVENCIONALES

- Contacto normal o concordante
- Contacto anormal o discordante
- Contacto mecánico
- Contacto concordante supuesto
- Falla
- Falla supuesta o deducida
- Falla con indicación del hundimiento
- *Frente de cabalgamiento o manto de corrimiento*
- Falla inversa
- Anticlinal
- Anticlinal con sentido de buzamiento axial
- Anticlinal supuesto o deducido
- Sinclinal
- Sinclinal con sentido de buzamiento axial
- Sinclinal supuesto o deudicdo
- Diapiro
- Dirección y buzamiento
- Buzamiento subvertical
- Dirección y cantidad de buzamiento aproximado (0-15, 15-30, 30-60)
- Dirección y buzamiento invertido
- Mina activa
- Mina inactiva
- Manantial
- Sondeo
- Dolina
- Borde de terraza
- Cantera
- Buzamiento subhorizontal

\\192.168.3.0\Proyectos\TMASD 2021\F-2021 83-SOTERRAMIENTO TORRELAVEGA (INECO)\TRABAJO\2. EI APARCAMIENTO SUBTERRANEO\ANEJOS\A3 GEOLOGIA\Ap.1 PL-Geologica-General.dwg

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
DIRECCIÓN GENERAL DE PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA RED FERROVIARIA

TÍTULO PROYECTO: ESTUDIO COMPLEMENTARIO AL "ESTUDIO INFORMATIVO PARA EL SOTERRAMIENTO DEL FERROCARRIL EN TORRELAVEGA" DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO JUNTO A LA NUEVA ESTACIÓN EN TORRELAVEGA

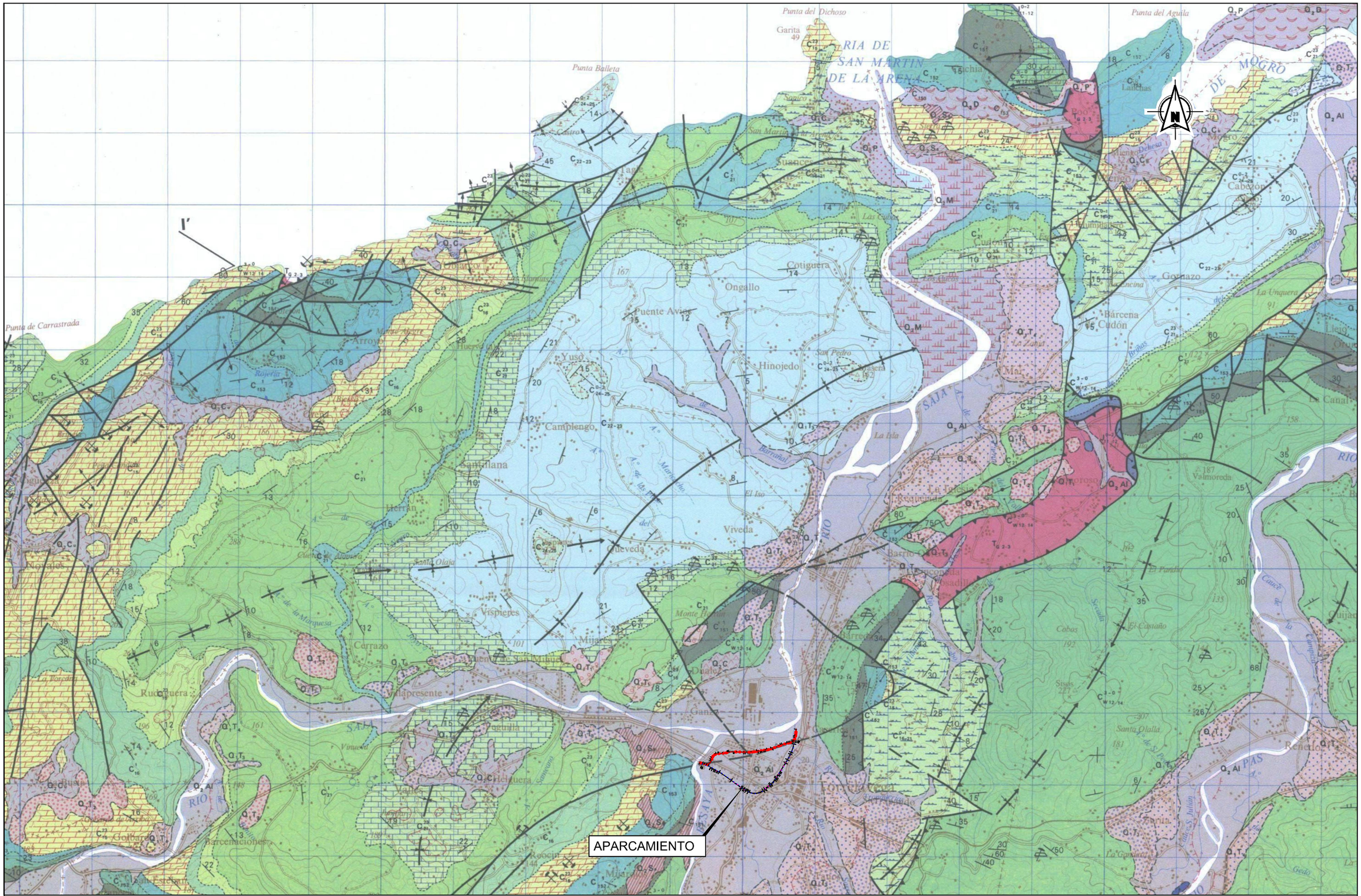
AUTOR DEL ESTUDIO: D. ALBERTO JAVIER GONZÁLEZ SAN JOSÉ — ineco

ESCALA ORIGINAL A3: NUMÉRICA — GRÁFICA

FECHA: MARZO 2022

Nº DE PLANO: AP.1
Nº DE HOJA: HOJA 1 DE 2

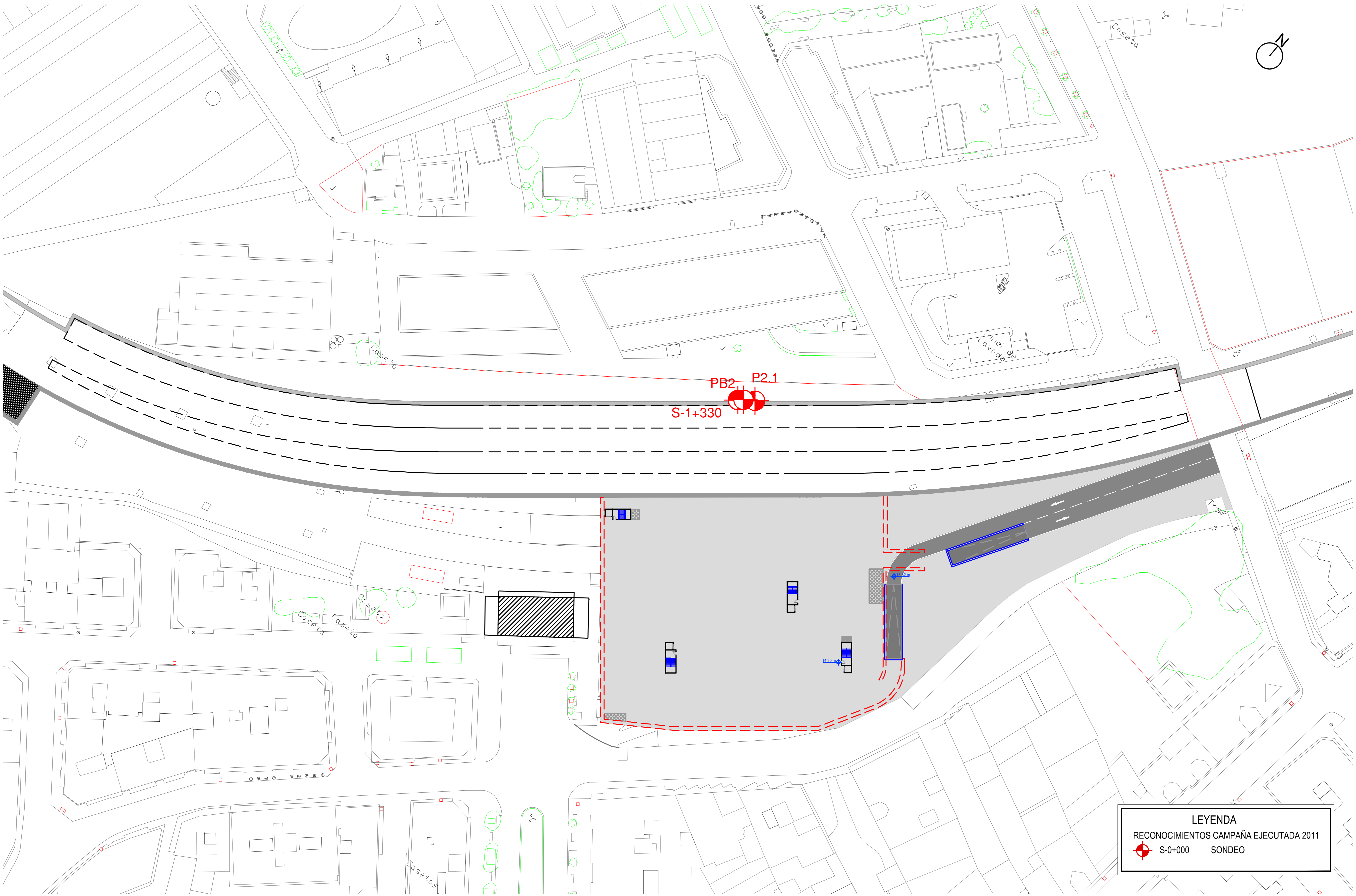
TÍTULO DE PLANO: ANEJO 3. GEOLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA
PLANTA GEOLÓGICA GENERAL



\\192.168.3.0\Proyectos\TMASD 2021\F-2021 83-SOTERRAMIENTO TORRELAVEGA (INECO)\TRABAJO\2. EI APARCAMIENTO SUBTERRANEO\ANEJOS\A3 GEOLOGIA\Ap.1 PL-Geologica-General.dwg

GOBIERNO DE ESPAÑA MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA	SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS DIRECCIÓN GENERAL DE PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA RED FERROVIARIA	TÍTULO PROYECTO: ESTUDIO COMPLEMENTARIO AL "ESTUDIO INFORMATIVO PARA EL SOTERRAMIENTO DEL FERROCARRIL EN TORRELAVEGA" DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO JUNTO A LA NUEVA ESTACIÓN EN TORRELAVEGA	AUTOR DEL ESTUDIO: D. ALBERTO JAVIER GONZÁLEZ SAN JOSÉ ineco	ESCALA ORIGINAL A3 1:50000 NUMÉRICA 0 500 1000 1500 GRÁFICA	FECHA: MARZO 2022	Nº DE PLANO: AP.1 Nº DE HOJA: HOJA 2 DE 2	TÍTULO DE PLANO: ANEJO 3. GEOLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA PLANTA GEOLÓGICA GENERAL

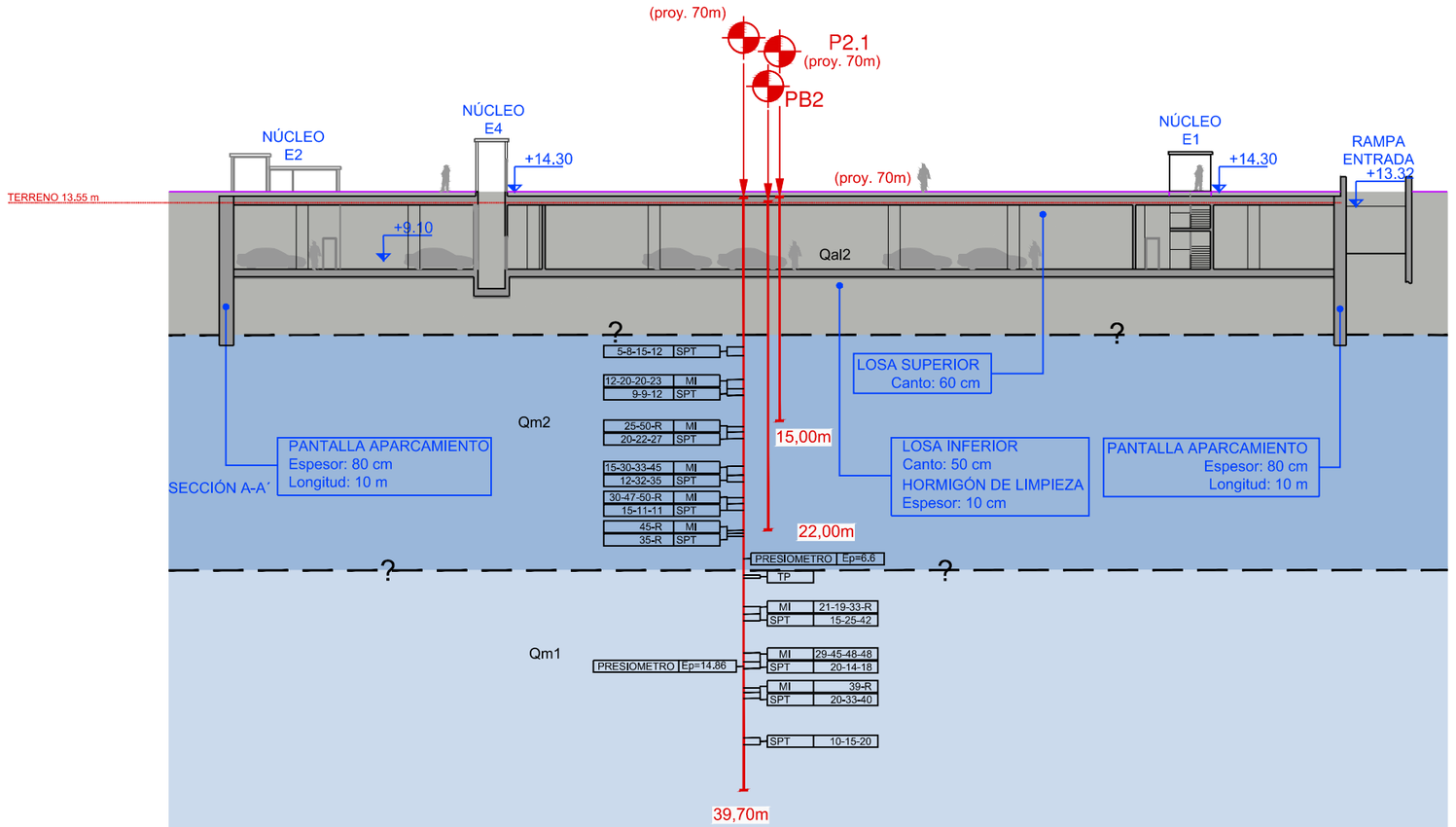
APÉNDICE 2. PLANTA DE UBICACIÓN DE PROSPECCIONES



GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
DIRECCIÓN GENERAL DE PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA RED FERROVIARIA

TÍTULO PROYECTO:	AUTOR DEL ESTUDIO:	ESCALA ORIGINAL A3	FECHA:	Nº DE PLANO:	TÍTULO DE PLANO:
ESTUDIO COMPLEMENTARIO AL "ESTUDIO INFORMATIVO PARA EL SOTERRAMIENTO DEL FERROCARRIL EN TORRELAVEGA" DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO JUNTO A LA NUEVA ESTACIÓN EN TORRELAVEGA	D. ALBERTO JAVIER GONZÁLEZ SAN JOSÉ ineco	1:1000 NUMÉRICA 0 5 10 20 30 GRÁFICA	MARZO 2022	AP.2 Nº DE HOJA: HOJA 1 DE 1	ANEJO 3. GEOLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA PLANTA DE UBICACIÓN DE PROSPECCIONES

APÉNDICE 3. PERFIL GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO



LEYENDA

CUATERNARIO

HOLOCENO

Qal2 — ALUVIAL INDIFERENCIADO: GRAVAS SILÍCEAS CON MATRIZ LIMOSA, ARENOSA O CON ESCASA MATRIZ

PLEISTOCENO

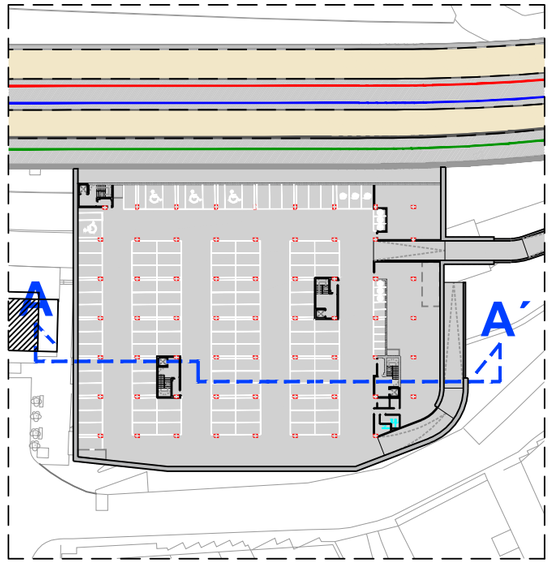
Qm2 — SEDIMENTOS DE ESTUARIO Y MARISMA:ARCILLAS ARENOSAS PARDAS-GRISES, CON CANTOS POLIMÍCTICOS REDONDEADOS SUBANGULOSOS DE CALIZA, DOLOMIA, ARENISCA Y CUARCITA.

Qm1 — SEDIMENTOS DE ESTUARIO Y MARISMA: ARCILLAS NEGRAS PLÁSTICAS CON CANTOS REDONDEADOS SUBANGULOSOS DE CUARCITA Y DOLOMIA.

SIMBOLOGÍA

CONTACTO SUPUESTO

S-0+000 — SONDEO



GOBIERNO DE ESPAÑA — MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA

SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
DIRECCIÓN GENERAL DE PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA RED FERROVIARIA

TÍTULO PROYECTO: ESTUDIO COMPLEMENTARIO AL "ESTUDIO INFORMATIVO PARA EL SOTERRAMIENTO DEL FERROCARRIL EN TORRELAVEGA" DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO JUNTO A LA NUEVA ESTACIÓN EN TORRELAVEGA

AUTOR DEL ESTUDIO: D. ALBERTO JAVIER GONZÁLEZ SAN JOSÉ — ineco

ESCALA ORIGINAL A3: 1:400 NUMÉRICA; 0 5 10 GRÁFICA

FECHA: MARZO 2022

Nº DE PLANO: AP.3

Nº DE HOJA: HOJA 1 DE 1

TÍTULO DE PLANO: ANEJO 3. GEOLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA
PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

APÉNDICE 4. INFORME SOBRE LAS SIMULACIONES EFECTUADAS (PEÑALAZA – LA TERCIA, 2018)

Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)

(Noviembre 2018)

ÍNDICE

1. Introducción 3
2. Trabajos realizados 4
2.1. Campaña geotécnica - hidrogeológica 4
3. Marco hidrogeológico 7
4. Hidrogeología local 8
4.1. Características hidrogeológicas de los materiales 8
4.2. Parámetros hidráulicos 9
4.2.1. Ensayos de bombeo 9
4.2.2. Síntesis de los resultados 13
4.3. Niveles piezométricos 14
4.4. Funcionamiento hidráulico del acuífero 16
4.5. Calidad química de las aguas subterráneas 17
4.6. Vulnerabilidad de los acuíferos 17
5. Metodología del modelo 19
5.1. Recopilación de información 19
5.2. Elaboración del modelo conceptual hidrogeológico 19
5.3. Discretización del modelo: elaboración de una malla adecuada 19
5.4. Asignación de parámetros hidráulicos a las celdas de la malla 19
5.5. Calibración del modelo de flujo en régimen permanente 19
5.6. Elaboración de hipótesis de simulación 19
5.7. Simulación de hipótesis 19
5.8. Interpretación de los resultados 19
5.9. Establecimiento de conclusiones y recomendaciones 19
6. Modelo conceptual 21
6.1. Discretización del modelo 21
6.2. Condiciones de contorno 22
7. Parámetros hidrogeológicos del modelo 26
7.1. Permeabilidad y transmisividad 26
7.2. Niveles piezométricos 28
7.3. Coeficiente de almacenamiento 28
7.4. Recarga 28
7.5. Bombeos 28
7.6. Barreras al flujo horizontal 29
8. Calibración del modelo 32
8.1. Hipótesis de calibración 34
8.2. Hipótesis húmeda 37
9. Interacción soterramiento - medio acuífero 40
9.1. Efecto barrera 40
9.1.1. Medidas correctoras 40
9.2. Efecto drenaje 41
9.2.1. Medidas correctoras 42
9.3. Otras posibles afecciones 42
9.4. Impacto sobre la calidad de las aguas 42
9.4.1. Medidas preventivas y correctoras 42
9.5. Tramificación del proyecto 43
10. Simulación del efecto barrera 46
10.1. Alternativa Jet (hipótesis de calibración) 47
10.1.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje 47
10.1.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje 50
10.2. Alternativa Jet (hipótesis húmeda) 55
10.2.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje 55
10.2.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje 58
10.3. Alternativa Bombeos (hipótesis de calibración) 62
10.3.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje 62
10.3.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje 65
10.4. Alternativa Bombeos (hipótesis húmeda) 70
10.4.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje 70
10.4.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje 73
11. Resumen, conclusiones y recomendaciones 77
11.1. Resumen y conclusiones 77

11.2. Recomendaciones y limitaciones del modelo 79

Apéndice 1: Ensayos de Bombeo - datos de campo y gráficos de interpretación

Apéndice 2: Simulación de bombeos de achique entre pantallas - Análisis preliminar (Abril 2018)

Apéndice 3: Simulación de bombeos de achique entre pantallas - Análisis preliminar (Noviembre 2018)

1. Introducción

Se realiza este informe a petición de INECO, con el objetivo de analizar los posibles efectos que la construcción del futuro soterramiento de la línea de Ferrocarriles de Vía Estrecha (Feve), a su paso por la localidad cantabra de Torrelavega, pueda provocar sobre el medio hidrogeológico donde éste se proyecta.

Se estudia el efecto barrera de las dos alternativas propuestas sobre el flujo subterráneo del acuífero, y en el Apéndice 3 se presenta un análisis preliminar de la magnitud de los caudales de achique necesarios para ejecutar las obras. Ambas alternativas comparten su geometría en superficie, tanto en cuanto a la cota de rasante, como en cuanto a sus elementos constructivos, sin embargo la geometría de la obra por debajo de la rasante varía de una a otra, y por lo tanto su posible efecto barrera. En el Apéndice 3, se ha utilizado para los cálculos la geometría de las dos alternativas propuestas, mientras que en el Apéndice 2 se ha utilizado una geometría preliminar, previa a la definición de las dos alternativas finalmente propuestas.

La diferencia entre las 2 alternativas, radica en el método empleado en su construcción. En una de ellas, se propone la ejecución de un tapón de Jet Grouting de 3 m de espesor por debajo de la losa inferior, para minimizar la entrada de agua por debajo de la excavación entre pantallas y así reducir el caudal de achique necesario durante las obras. En la otra, no se contempla la construcción del tapón y la profundidad de empotramiento de las pantallas en el terreno es mayor, así como lo sería *a priori* el efecto barrera que provocaría sobre el flujo subterráneo del acuífero.

Las alternativas analizadas se han denominado en este estudio:

- **Alternativa Jet** a la ejecutada con tapón.
- **Alternativa Bombeos** a la ejecutada sin tapón y en la que los bombeos de achique necesarios durante su construcción serían más intensos.

El estudio hidrogeológico y el modelo de simulación presentados en este informe, se basan en el "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)" realizado para INECO en febrero de 2011, de hecho tanto el estudio hidrogeológico como el modelo matemático son en esencia es el mismo de 2011, ya que los datos geológicos e hidrogeológicos de partida son los mismos. Sin embargo, las alternativas analizadas en el presente informe son distintas de la estudiada en 2011.

El estudio, se apoya en la campaña geotécnica e hidrogeológica realizada por INECO en el 2011 para el proyecto del soterramiento. Esta campaña fue menos exhaustiva de lo previsto inicialmente debido a la premura de los plazos de entrega en su momento, de modo que se recomienda tomar como preliminares las conclusiones presentadas en el presente estudio, siendo necesaria su revisión en fases posteriores del proyecto.

Con el objetivo de valorar el posible efecto barrera del futuro soterramiento, así como para cuantificar la contribución de las posibles medidas de drenaje utilizables para restituir el flujo subterráneo a través de las obras, se ha realizado un modelo de simulación de flujo subterráneo, utilizándose para ello el código MODFLOW (Mc Donald & Harbaugh) del US Geological Survey. En los apéndices 2 y 3, se utiliza el modelo matemático implementado para realizar un análisis preliminar de la magnitud de los bombeos de achique necesarios durante las obras.

MODFLOW es un código numérico tridimensional de diferencias finitas, ampliamente utilizado a nivel mundial, tanto en geotecnia como en otro tipo de aplicaciones para la simulación del flujo subterráneo en sistemas hidrogeológicos con un mayor o menor grado de complejidad. El código MODFLOW permite la simulación de bordes permeables, impermeables y de nivel constante, de ríos, de pozos de bombeo e inyección, evapotranspiración, recarga, barreras hidráulicas, etc, lo que le permite simular prácticamente cualquier tipo de sistema hidrogeológico por complejo que sea. Posteriormente, se han desarrollado en el mercado científico varios preprocesadores y postprocesadores que facilitan y agilizan tanto la entrada de datos al código numérico, como la salida y representación de los resultados. En este trabajo, se ha utilizado el paquete Processing Modflow (Chiang & Kinzelbach).

A continuación se presentan los resultados obtenidos.

2. Trabajos realizados

Para la realización del estudio se ha utilizado la siguiente información previa existente:

(1) “Estudio de Integración de la Red Ferroviaria en Torrelavega (Cantabria). Informe de encaje ferroviario del soterramiento con los condicionantes de la reunión de seguimiento de noviembre de 2008”. INTRAESA. Ministerio de Fomento (Mayo 2009).

(2) “Estudio Geotécnico de la Estación de autobuses soterrada en la Carmencita con aparcamiento subterráneo y apeadero”. SONINGEO S.L. Gobierno de Cantabria - Dirección General de Transportes y Comunicaciones (Julio 2005).

(3) Mapa Geológico de España. Escala 1:50.000. Serie Magna. Hoja de Torrelavega (34). Instituto Geológico y Minero de España (1976).

(4) Mapa Geológico de España. Escala 1:50.000. Serie Magna. Hoja de Los Corrales de Buelna (58). Instituto Geológico y Minero de España (1972).

(5) Mapa Hidrogeológico de España. Escala 1:200.000. Hoja de Santander (4). Instituto Geológico y Minero de España (1989).

2.1. Campaña geotécnica - hidrogeológica

En la campaña geotécnica del proyecto de 2011 se realizaron los siguientes trabajos:

- Perforación de 7 de los 9 sondeos de investigación geotécnica previstos inicialmente en la traza del proyecto. En principio, los sondeos estaban previstos a rotación con recuperación de testigo continuo hasta el muro del manto cuaternario, pero debido a la dificultad de perforación de las gravas del aluvial, parte de su perforación se realizó a destroza mediante rotopercusión, y en sólo 2 casos se alcanzó el muro del Cuaternario. Posteriormente a su finalización, los sondeos fueron revestidos con tubería de PVC ranurada en obra para su control piezométrico.

- Perforación a destroza de 4 de los 6 piezómetros previstos fuera de traza, con el objeto de conocer la dirección y magnitud de los gradientes hidráulicos del acuífero en torno al soterramiento. En principio, estaba previsto que éstos fuesen perforados a rotación con recuperación de testigo continuo hasta la base del acuífero, pero finalmente por rapidez fueron realizados a rotopercusión y sólo en 1 caso se alcanzó el sustrato del manto cuaternario.

- Perforación de 2 pozos de bombeo a destroza sin recuperación de testigo continuo; ambos fueron perforados a rotopercusión con 300 mm de diámetro.

  El pozo PB-02 fue entubado con tubería de PVC de 200 mm de diámetro una vez finalizada su perforación. Se colocó tubería filtrante entre 5 y 19 m de profundidad y tubería ciega en el resto del pozo, y se instaló un macizo de gravilla a modo de prefiltro en el espacio anular comprendido entre la tubería y el terreno. Una vez finalizado la perforación y la entubación, el pozo fue limpiado y desarrollado mediante sobrebombeo escalonado, previamente a la realización de las pruebas de bombeo.

  En el caso del PB-1, no fue posible la extracción de la tubería de revestimiento utilizada durante la perforación del pozo, de modo que no se colocó tubería filtrante comercial, ni prefiltro como en el caso del PB-2. No obstante, la tubería de perforación fue ranurada manualmente antes de su utilización durante la perforación del pozo, con el objeto de asegurar la existencia de una zona de admisión de agua en caso de que no fuese posible su extracción; la medida de ranurar la tubería de perforación fue tomada a la vista de las dificultades encontradas para la extracción de la tubería de perforación en el PB-2. El PB-1 también fue limpiado y desarrollado previamente a la realización del correspondiente ensayo de bombeo.

- Perforación de 2 piezómetros en el entorno del PB-02 para utilizarlos como puntos de control durante el ensayo de bombeo. El piezómetro PZ-21 se perforó a rotopercusión (destroza) a 3 m de distancia del pozo, mientras que el PZ-22 (S-1+330) situado a 1,5 m del pozo, fue perforado hasta 8,7 m de profundidad a rotopercusión (destroza), y de 8,7 m a 40 m a rotación con recuperación de testigo continuo. Una vez finalizada su perforación, los piezómetros fueron entubados y acondicionados como piezómetros con el correspondiente macizo de gravilla. Las zonas filtrantes se situaron entre 3 y 8 m de profundidad en el PZ-21, y entre 31 y 36 m en el caso del PZ-22, con el objetivo de controlar el nivel piezométrico del nivel de gravas superficial y del nivel arcilloso inferior, respectivamente.

- Perforación del piezómetro satélite PZ-11 a 1,5 m del PB-1. Este piezómetro de control fue perforado a rotopercusión (destroza) y, al igual que en el PB-01, fue imposible extraer la tubería de perforación que fue ranurada previamente. El piezómetro alcanzó una profundidad de 15 m y la zona ranurada se situó entre 5 y 18 m de profundidad.

- Realización de 2 ensayos de bombeo a caudal constante en el PB-2, midiéndose los valores de descenso y recuperación en el propio pozo y en los 2 piezómetros auxiliares. Durante el primer ensayo, sólo se controlaron los niveles en PB-2 y en el PZ-21, ya que el piezómetro PZ-22 no estaba aún finalizado.

- Realización de un ensayo de bombeo a caudal constante en el PB-1, tomándose valores de descenso y recuperación tanto en el pozo como en el piezómetro satélite PZ-11. Aunque este ensayo fue realizado posteriormente a la realización del modelo, corrobora los parámetros empleados en el mismo.

- Levantamiento topográfico de precisión de las prospecciones realizadas, así como de 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, con el objeto de conocer con precisión la posible cota de descarga del acuífero aluvial en los ríos.

- Control de los niveles piezométricos en todos los sondeos, pozos y piezómetros perforados.

- Realización de un inventario de 15 puntos de agua en el entorno de la zona de estudio, referido a pozos de achique situados en las plantas de parking y sótanos de edificios próximos a la traza, así como en el paso inferior bajo el FC en la calle Alcantarilla.

A continuación en la tabla 2.1, se presenta una relación con los sondeos, piezómetros y pozos de bombeo realizados en la campaña geotécnica-hidrogeológica. Se indica el p.k., las coordenadas, la profundidad de la prospección, la profundidad de la base del acuífero en caso de haberse alcanzado, así como otros datos de interés.

Punto	p.k.	X(UTM) ETRS 89	Y(UTM) ETRS 89	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Prof. (m)	Prof. muro Q (m)	Cota muro Q (msnm)	Observaciones
S-0+495	0+263	414144	4800591	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-6	0+520	-	-	-	-	-	21	no alcanzó el muro del Cuaternario		Perforado posteriormente a la realización del modelo, aunque corrobora los resultados anteriores
S-0+590	0+371	414223	4800518	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414462	4800371	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	Nivel durante perforación según sondista
S-1+080	0+860	414647	4800303	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7	
S-1+715	1+494	415082	4800736	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6	
Pz-1	F.T.	414377	4800636	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414140	4800275	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4	Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414707	4800048	414814	4800253	17	15	>15	<2,0	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415414	4800558	415521	4800764	22,82	9	7	15,82	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414112	4800614	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414114	4800613	414221	4800819	15,42	18			Situado a 1,5 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414812	4800407	414918	4800612	13,34	22			Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414814	4800408	414921	4800614	13,65	15			Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414810	4800406	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)

Tabla 2.1. Relación de sondeos, piezómetros y pozos de bombeo de la campaña de 2011

3. Marco hidrogeológico

La localidad de Torrelavega se sitúa desde un punto de vista geológico regional al sur de la estructura conocida como Área Subsidente de Santillana, más concretamente encima del sistema de terrazas asociado a los ríos Saja y Besaya que confluyen al noroeste de la ciudad.

Las unidades geológicas afectadas por el trazado del soterramiento, son los depósitos de terraza y aluviales más recientes asociados a la dinámica fluvial de los ríos Saja y Besaya, así como a la de los arroyos Cristo-Campuzano, Sorravides e Indiana, tributarios del río Saja por su margen derecho. Debajo de los depósitos de origen fluvial yace un sustrato de edad Cretácico inferior en facies Weald y edad Triásico en facies Keuper.

Los depósitos aluviales están constituidos esencialmente por gravas, arenas, limos y arcillas que constituyen un acuífero libre de elevada permeabilidad, conectado con los cauces de los ríos Saja y Besaya. El espesor del manto cuaternario oscila desde unos pocos metros al este de la traza, cerca de la rotonda del "donuts" donde aflora el sustrato cretácico, hasta un espesor superior a 30 m en la zona inicial del soterramiento. En la zona del sondeo S-1+330, cerca de la estación, se detectó debajo de 8 m gravas un espesor de más de 30 m de depósitos arcillosos con cantos dispersos, posiblemente relacionados con la interferencia de la dinámica marina y fluvial en un antiguo estuario.

La naturaleza del sustrato infrayacente al manto cuaternario varía lateralmente entre materiales de facies Weald (Cretácico inferior), constituidas por argilitas y limolitas rojizas con intercalaciones de areniscas, y materiales en facies Keuper constituidas por arcillas plásticas de tonos abigarrados con intercalaciones de yesos. El emplazamiento halocinético del Keuper que encaja en los materiales del Cretácico a favor de fracturas y fallas, daría lugar a la alternancia lateral observada. Desde un punto de vista hidrogeológico y para los objetivos del estudio, se han considerado el sustrato triásico-cretácico como la base impermeable del acuífero aluvial. Aunque es probable que exista una cierta circulación subterránea asociada a los niveles de areniscas intercalados en el Cretácico, su permeabilidad es insignificante en comparación con la permeabilidad del acuífero aluvial.

La zona de estudio se emplaza encima de la terraza más baja, y por lo tanto más reciente del sistema fluvial Saja-Besaya, situada a una cota aproximada entre 3 y 5 m sobre el nivel actual de los ríos. Al sur de la zona de estudio, se distinguen hasta 2 niveles de terraza superiores, situadas aproximadamente a 20 m y 40 m por encima del nivel de los ríos. Encima de la terraza inferior, aparecen depósitos aluviales más recientes, relacionados con posible avenidas de los ríos y con los cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, actualmente encauzados y desviados a su paso por la ciudad.

Los materiales cuaternarios forman un acuífero libre con el nivel freático muy próximo a la superficie. La recarga del acuífero proviene de la infiltración del agua de lluvia, de la infiltración en los cauces del río Besaya y arroyos situados aguas arriba de la zona de estudio, así como de las posibles perdidas de la red de abastecimiento y alcantarillado de las áreas urbanas, en la que se incluyen los antiguos cauces de los arroyos, hoy encauzados y convertidos en colectores de la red de saneamiento a su paso por Torrelavega.

La descarga del acuífero se produce esencialmente a través de los cauces de los ríos Saja y Besaya, sobre todo del primero que en la zona de estudio constituyen el nivel de base del acuífero, así como a través de pozos de achique de las plantas de sótanos de algunos edificios que vierte su caudal al sistema de alcantarillado. Existen algunos pozos de bombeo de uso industrial.

4. Hidrogeología local

4.1. Características hidrogeológicas de los materiales

Los terrenos afectados por la traza del soterramiento corresponden esencialmente a depósitos aluviales de edad Cuaternario, que yacen encima de un sustrato de edades Cretácico y Triásico. En la zona de estudio se definen los siguientes tipos litológicos:

- **Depósitos antrópicos:** constituidos por rellenos caóticos poco o nada compactados, y otros rellenos más organizados y compactados.
- **Depósitos aluviales:** constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas, relacionados tanto con la actividad fluvial reciente (Holoceno), como con los depósitos de terraza de edad Pleistoceno.
- **Facies Keuper:** constituidas por arcillas plásticas de tonos abigarrados, entre los que pueden aparecer intercalaciones de yeso y otro tipo de sales.
- **Facies Weald:** constituidas por una alternancia de argilitas y limolitas rojizas, entre las que se intercalan niveles de areniscas rojizas y blanquecinas.

DEOPÓSITOS ANTRÓPICOS

Están representados en la zona de estudio por el balasto y las capas de asiento del ferrocarril actual, por rellenos de terraplén compactados relacionados con las distintas infraestructuras presentes en la zona, así como con otro tipo de rellenos de diversa naturaleza en general poco o nada compactados.

Desde un punto de vista de caracterización hidrogeológica, los rellenos poco compactos, y por supuesto el balasto, presentan en general una permeabilidad muy elevada. La permeabilidad de los depósitos de terraplén depende de la granulometría de los materiales utilizados, normalmente depósitos de origen aluvial con una permeabilidad también bastante elevada

En la zona de estudio, el nivel freático se sitúa en principio por encima del muro de este litotipo, aunque no se descarta que éste no afecte a este tipo de materiales en algunas zonas donde los rellenos alcancen un mayor espesor.

CUATERNARIO ALUVIAL

Corresponde tanto a los depósitos de terraza aluvial relacionados con el encajamiento de la red fluvial, como los relacionados con la dinámica más reciente de los ríos Saja y Besaya, así como con la de los arroyos que surcan la zona. En general, se espera una granulometría más gruesa en los depósitos de terrazas que en los depósitos relacionados con los arroyos o con los depósitos de antiguas avenidas. Actualmente, las riberas de los ríos Saja y Besaya se encuentran protegidas para evitar avenidas, y los cauces antiguos y actuales de los arroyos encauzados a su paso por la ciudad.

Esta constituido por gravas, arenas, limos y arcillas, predominando en general las gravas sobre el resto de granulometrías. La facies más corriente es la constituida por gravas grano soportadas, rodeadas de una matriz areno-limosa o arcillo-arenosa según las zonas. Las gravas redondeadas presentan normalmente una naturaleza cuarcítica y areniscosa, y tamaños entre 3 y 20 cm de diámetro, habiéndose descrito bolos de hasta 60 cm, incluso superiores.

Se espera una variabilidad granulométrica importante, tanto lateralmente como en la vertical, típica del medio fluvial y relacionada con la dinámica divagante de los canales funcionales. Existen zonas con gravas dispersas en las que dominan las granulometrías tamaño arena, limo y arcilla, así como otras donde la proporción de gravas es mayoritaria con una escasa matriz. En general, se espera una permeabilidad elevada que va a depender de la granulometría de los depósitos, y especialmente de la abundancia y granulometría de la matriz. La permeabilidad será mayor en aquellas facies con una matriz escasa y de naturaleza arenosa, y menor en las zonas de gravas dispersas en una matriz limo arcillosa con bajo contenido en arenas.

A pesar de la heterogeneidad de los depósitos aluviales, se espera en principio que estos formen un acuífero único, de carácter libre y en general de permeabilidad elevada. El espesor de estos materiales varía a lo largo y ancho de la zona de estudio, desde unos pocos metros al este de la traza, donde se acuñan y dan paso a los depósitos en facies Weald del Cretácico inferior, hasta un espesor superior a 30 m en la zona inicial de la traza. En el sondeo 1+330, se perforó un espesor de más de 30 m de arcillas algo arenosas con cantos dispersos, debajo de un nivel de unos 8 m de gravas. Se trata de materiales de permeabilidad reducida, posiblemente de origen estuarino, que en el modelo de flujo se ha considerado como parte del sustrato impermeable del acuífero, ya que su permeabilidad es muy reducida en comparación con el del resto de materiales aluviales.

Debido a su elevada permeabilidad, unido al hecho de que el nivel freático se sitúe muy próximo a la superficie, se considera que esta unidad presenta una vulnerabilidad muy alta a la contaminación, por lo que es probable que las aguas subterráneas presenten una cierta contaminación relacionada con la actividad doméstica e industrial de la ciudad. En este sentido, se recomienda evitar cualquier tipo de vertido contaminante durante la realización y explotación de las obras, así como retirar a un vertedero adecuado los materiales que durante la excavación de los falsos túneles presenten cierto grado de contaminación.

FACIES KEUPER (Triásico)

Forman junto a los materiales cretácicos en facies Weald, la base impermeable del acuífero aluvial. Están constituidas por arcillas plásticas de tonos abigarrados, entre las que aparecen intercalaciones de yesos, tal cual se describe en los sondeos 1+080 y 1+715.

En general, las arcillas presentan una permeabilidad muy reducida que podría incrementarse en cierto modo por la disolución de los yesos. No obstante, para los objetivos del estudio se pueden considerar como base impermeable del acuífero.

Esta unidad fue atravesada por el sondeo S-2 perforado en la finca de la Carmencita (2) a 10 m de profundidad, y en los sondeos 1+080 y 1+715 del proyecto a 16,5 m y 15 m de profundidad, respectivamente.

FACIES WEALD (Cretácico inferipr)

Están constituidas por una alternancia de argilitas y limolitas de tonos rojizos, entre las que se intercalan niveles de areniscas ferruginosas rojizas y micáceas de tonos blanquecinos.

Presentan una permeabilidad reducida, aunque es probable una cierta circulación subterránea asociada a los niveles areniscosos que podrían presentar una cierta permeabilidad por fisuración. Esta circulación es menos probable en las facies limolíticas, y aun menos en las zonas arcillosas. De cualquier modo, la permeabilidad de estos materiales es muy reducida en comparación con la de los depósitos aluviales, por lo que en este trabajo se han considerado junto a los depósitos arcillosos del Keuper y arcillas estuarinas, como base impermeable del acuífero aluvial.

Estos materiales fueron atravesados por el sondeo S-1 perforado en la finca de la Carmencita (2) a sólo 4,2 m de profundidad, y en el piezómetro PZ-6 a 7 m de profundidad.

4.2. Parámetros hidráulicos

Para la determinación de los parámetros hidráulicos de los materiales afectados, se contó con los ensayos de bombeo realizados en los pozos PB-1 y PB-2 durante la campaña de 2011, así como con la información recogida en el Estudio geotécnico de la Carmencita (2) sobre los resultados de ensayos de permeabilidad tipo Lefranc realizados sobre los sondeos geotécnicos.

En el estudio geotécnico anterior, se realizaron varios ensayos puntuales de tipo Lefranc a nivel constante, sin especificar el número total de ensayos realizados ni más detalles de las pruebas. Se indica un valor de permeabilidad de 0,52 m/día, lo que equivaldría a una permeabilidad de 6E-06 m/s, más típica de arenas limosas que de gravas grano-sostenidas en una matriz arenosa, según se describe en la columna de los tres sondeos perforados en la finca. Se recomienda considerar con cautela los valores obtenidos en estos ensayos, y dar más crédito a los valores deducidos de los ensayos de bombeo de la campaña del proyecto. No obstante, estos valores podrían indicar la existencia de una matriz con un mayor contenido en finos del que se deduce de la propia descripción de la columna litológica recogida en el informe.

4.2.1. Ensayos de bombeo

Durante la campaña de campo de 2011, se realizaron 2 ensayos de bombeo en el pozo PB-2 y 1 ensayo en PB-1, midiéndose la evolución de nivel en los propios pozos y en los piezómetros satélites, tanto durante los bombeos como durante la posterior recuperación.

Los ensayos fueron interpretados en régimen variable y caudal constante por los métodos de Theis y Jacob en descenso, y por Jacob en recuperación. Se ha utilizado la corrección de Dupuit para acuíferos libres en el caso del PB-2, ya que los descensos registrados fueron superiores al 10% del espesor saturado inicial.

Método de Theis

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \qquad u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

$$T = \frac{Q}{4\pi d} W(u) \qquad S = \frac{4Tt}{r^2 1/u}$$

d: descenso

Q: caudal de bombeo

T: transmisividad

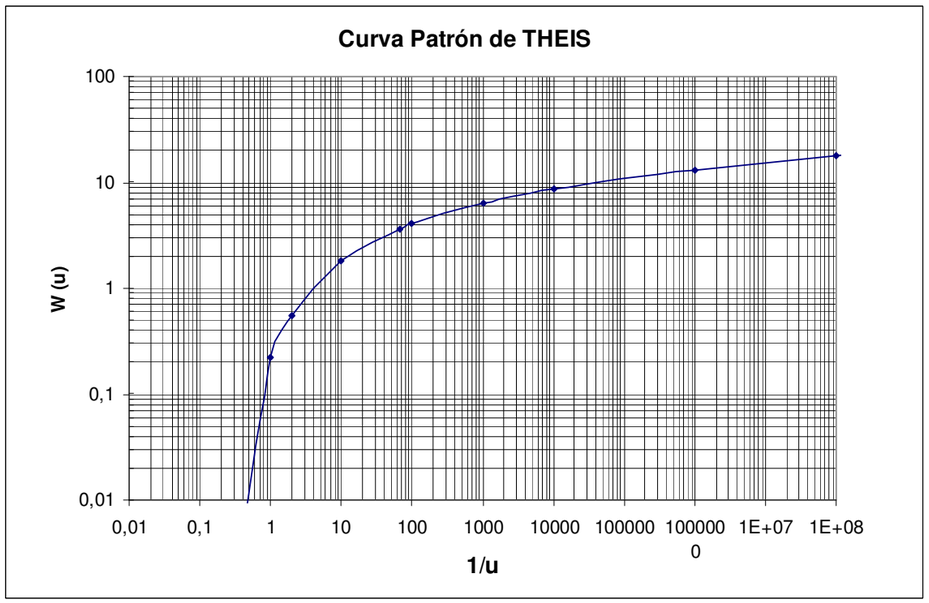
S: coeficiente de almacenamiento

r: distancia al pozo

t: tiempo

W(u): función de pozo

El método de interpretación consiste en representar los valores descenso-tiempo en un gráfico a escala doble logarítmica y superponer a la curva patrón de Theis, obteniendo en la superposición los valores de W(u), 1/u, d y t, de donde se deducen los valores de T y S sustituyendo en las expresiones anteriores.



Método de Jacob (bombeo)

$$d = 0{,}183\frac{Q}{T}\lg\frac{2.25Tt}{r^2S}$$

$$T = 0{,}183\frac{Q}{\Delta d} \qquad S = \frac{2{,}25Tt_0}{r^2} \qquad R = 1{,}5\sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

d: descenso

Q: caudal de bombeo

T: transmisividad

S: coeficiente de almacenamiento

R: radio de influencia

r: distancia al pozo

t: tiempo

t_0: tiempo para d=0

El método operativo consiste en representar los datos descenso-tiempo en un gráfico semilogarítmico, ajustando una recta a los puntos obtenidos. De la pendiente de la recta ajustada ($\Delta d=m$) y la coordenada en el origen (t_0) se sustituye arriba y se obtiene la transmisividad (T) y el coeficiente de almacenamiento (S). El método de Jacob sólo es aplicable a partir de tiempos $t>2{,}5r^2(S/T)$.

Método de Jacob (recuperación)

$$d_R = 0{,}183\frac{Q}{T}\lg\frac{t+t'}{t'}$$

$$T = 0{,}183\frac{Q}{\Delta d}$$

d_R: descenso residual

Q: caudal de bombeo

T: transmisividad

r: distancia al pozo

t: tiempo de bombeo

t': tiempo de recuperación

El método operativo consiste en representar los pares de valores d - t+t'/t' en un gráfico semilogarítmico, ajustando una recta a los puntos obtenidos. De la pendiente de la recta ajustada (Δd=m) se sustituye en las expresiones anteriores y se obtiene la transmisividad (T). El método de Jacob sólo es aplicable a partir de tiempos $t>2,5r^2(S/T)$.

Corrección de Dupuit

$$dc = do - \frac{do^2}{2H_0}$$

dc: descenso corregido

do: descenso observado

H_0: espesor saturado inicial

En el caso de los ensayos en PB-2, se han corregido los valores de descensos observados según la expresión anterior.

En el apéndice 1 que acompaña al estudio, se recogen los valores de descenso y tiempo medidos durante los ensayos realizados, así como las representaciones gráficas utilizadas para la interpretación de cada ensayo por los diversos métodos utilizados.

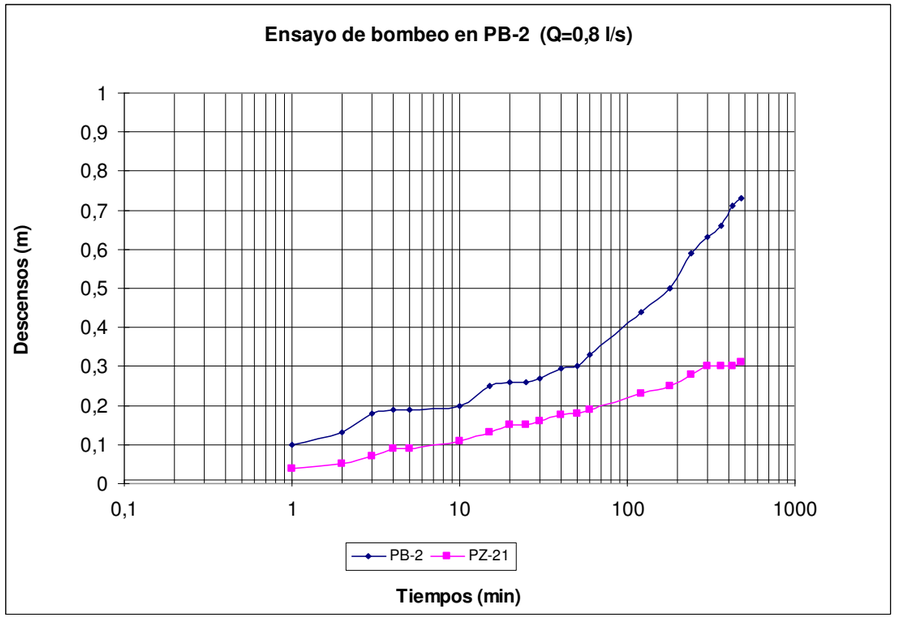
En la tabla 4.1, se presentan los resultados de la interpretación de los ensayos de bombeo realizados en la campaña. Se recogen los resultados de la interpretación realizada tanto en los pozos como en los piezómetros, utilizando los métodos descritos anteriormente.

Ensayo en PB 2 (0,8 l/s)

En el caso del primer ensayo en PB-2 (0,8 l/s), la transmisividad (T) varió entre 6,7E-04 m^2/s y 1,5E-03 m^2/s. La permeabilidad oscila entre 1,7E-04 m/s y 3,7E-04 m/s, si se considera que el espesor saturado productivo del acuífero corresponde esencialmente al nivel de gravas que yace encima del paquete arcilloso atravesado en la parte inferior del sondeo S-1+330.

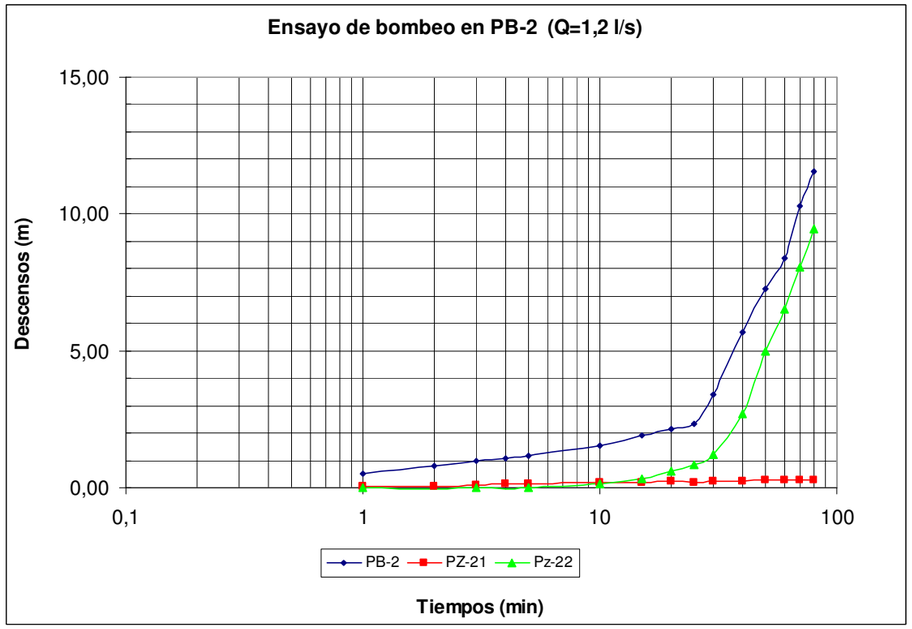
Se consideran más correctos los valores interpretados en el piezómetro PZ-21, sobre todo en bombeo donde el ajuste a la curva patrón de Theis fue muy preciso, y donde la representación de los descensos en escala semilogarítmica corresponde a una recta casi perfecta. Posiblemente, las perdidas de carga en el pozo sean las responsables de una interpretación menos clara y unos valores de T y K algo inferiores. Así pues, considerando un espesor saturado inicial de 4 m la permeabilidad oscilaría entre 2,3E-04 m/s y 3,7E-04 m/s, correspondientes a una mezcla de gravas y arenas limosas, o a unas gravas con una matriz limo-arenosa poco abundante.

El sondeo S-1+330 (PZ-22), situado a 1,5 m del PB-2, fue perforado a rotación con recuperación de testigo continuo sólo a partir de 8,7 m de profundidad, atravesando arcillas arenosas con gravas dispersas desde esta profundidad hasta 40 m, de modo que no se descarta que el espesor saturado real en gravas sea inferior a 4 m, y por lo tanto la permeabilidad superior a los valores señalados anteriormente.



Ensayo en PB 2 (1,2 l/s)

Los valores de transmisividad obtenidos en el segundo ensayo en PB-2 oscilan entre 2,4E-04 m^2/s y 1,8E-03 m^2/s, que considerando un espesor saturado productivo de 4 m se deduce una permeabilidad entre 6E-05 m/s y 4,5E-04 m/s. Al igual que en el caso anterior se consideran más fiables los valores interpretados en el piezómetro PZ-21 abierto sólo en las gravas, mientras que los valores en el pozo podrían estar un tanto disminuidos por las pérdidas de carga, y por el hecho de que los descensos podría haberse situado por debajo del muro de las gravas en la mayor parte del ensayo. Así, la transmisividad del nivel de gravas se situaría entre 7,9E-04 m^2/s y 1,8E-03 m^2/s, lo que correspondería a valores de permeabilidad entre 2E-04 m/s y 4,5E-04 m/s.



Para todas las interpretaciones se ha considerado la parte inicial de las rectas representadas en el gráfico anterior, que corresponden a la respuesta del nivel de gravas. Posteriormente, se incrementa el ritmo de los descensos, correspondiendo el punto de ruptura de pendiente al tránsito entre el comportamiento de las gravas y un comportamiento mixto afectado por el nivel arcilloso. Así se observa como el piezómetro PZ-21, abierto en la parte superior (3-8 m), no marca esta ruptura de pendiente.

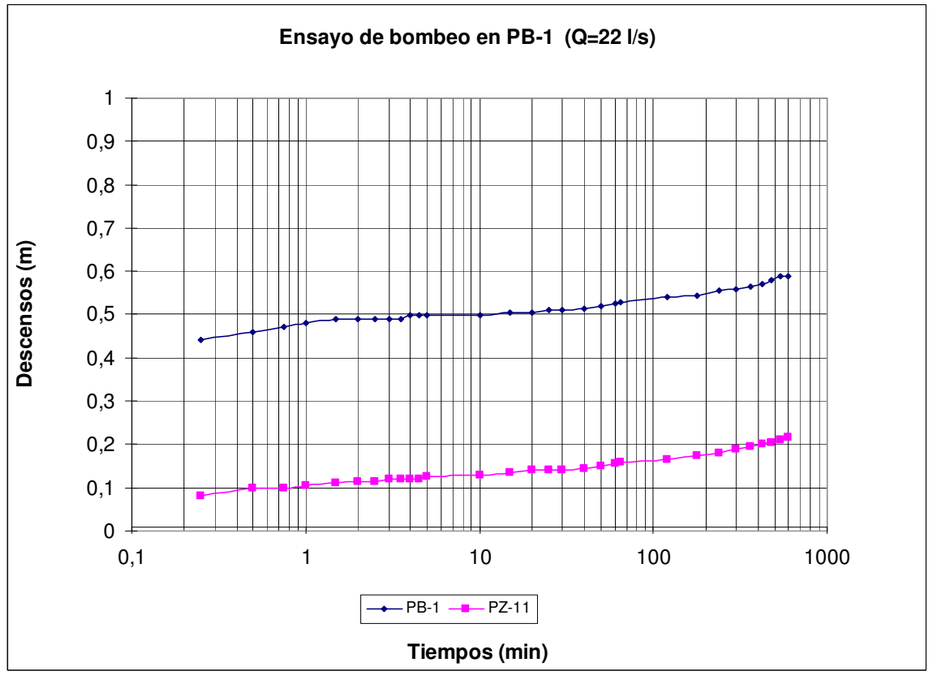
La ruptura de pendiente en PB-2 se sitúan en torno a 2 m de descenso, de modo que el espesor saturado del nivel superior de gravas podría ser de sólo 2 m, con lo que la permeabilidad sería el doble de los valores señalados anteriormente.

No se ha interpretado el ensayo en el piezómetro PZ-22, abierto en el nivel de arcillas arenosas con gravas entre 31 y 36 m de profundidad, ya que se desconoce el caudal que PB-2 extraía del nivel de arcillas, aunque es presumible que éste fuese reducido. A modo de ejemplo, considerando un caudal del 10% del total (0,12 l/s), se deducirían valores de permeabilidad en torno a 1E-07 m/s, típicos de una mezcla de arcillas y limos arenosos.

La interpretación de ambos ensayos en PB-2 indica valores del coeficiente de almacenamiento del acuífero en torno a 1-2%, bajos aunque correlacionables con un acuífero libre donde la proporción mayoritaria de gravas en una matriz escasa y con un contenido abundante en finos, condiciona valores de porosidad eficaz reducidos. No obstante, no se descartan valores más elevados, entre 5-10 % e incluso superiores.

Ensayo en PB-1

La transmisividad (T) interpretada varía entre 4,8E-02 m^2/s y 1,5E-01 m^2/s, que considerando un espesor saturado de 28,6 m (resultado de considerar que el muro del acuífero se sitúa a la cota -20 m.s.n.m) correspondería a un intervalo de permeabilidad (k) entre 1,7E-03 m/s y 5,4E-03 m/s. En la calibración del modelo, se ha empleado una permeabilidad de 3E-03 m/s para la zona donde fue realizado este ensayo de bombeo.



Se consideran más correctos los valores interpretados en el piezómetro PZ-11 que en PB-1, debido a que las perdidas de carga en el pozo (no fue posible extraer la tubería de revestimiento aunque está fue previamente ranurada) pueden condicionar unos valores de T y K algo inferiores.

La interpretación del ensayo indica valores del coeficiente de almacenamiento del acuífero entre 2-4%, bajos aunque correlacionables con un acuífero libre donde la proporción mayoritaria de gravas en una matriz escasa, condiciona valores de porosidad eficaz reducidos. No obstante, al igual que en PB-2, no se descartan valores más elevados, entre 5-10 % e incluso superiores.

4.2.2. Síntesis de los resultados

De los ensayos de bombeo realizados, así como de las descripciones de las columnas litológicas de los sondeos realizados en la campaña del proyecto, se deducen los siguientes valores de permeabilidad:

- Entre 2E-04 y 5E-04 m/s para los términos de gravas con matriz limo-arenosa o arcillo arenosa.
- Entre 5E-04 y 5E-03 m/s, incluso valores superiores, para los términos con un menor contenido en finos, que serán más permeables cuanto más escasa y limpia de finos sea la matriz.
- Valores en torno a 1E-07 m/s para los depósitos de arcillas algo arenosas con gravas dispersas (origen estuarino), perforados entre 8 m y 40 m en el sondeo S-1+330.

Punto	Prof. (m)	Espesor saturado (m)	Filtros Prof. (m)	Litologia	Q (l/s) bombeo	duración bombeo (horas)	descenso máximo (m)	Theis en Bombeo			Jacob en Bombeo			Jacob en Recuperación	
								T (m^2/s)	k (m/s)	S	T (m^2/s)	k (m/s)	S	T (m^2/s)	k (m/s)
PB-2	22	4	5-19	gravas y arcillas	0,8	8	0,73	7,3E-04	1,8E-04	-	7,4E-04	1,9E-04	-	6,7E-04	1,7E-04
PZ-21	15	4	3-8	gravas	0,8	8	0,31	1,4E-03	3,5E-04	2%	1,5E-03	3,7E-04	1%	9,2E-04	2,3E-04
PB-2	22	4	5-19	gravas y arcillas	1,2	1,3	16,49	2,4E-04	6,1E-05	-	2,7E-04	6,6E-05	-	7,3E-04	1,8E-04
PZ-21	15	4	3-8	gravas	1,2	1,3	0,28	1,5E-03	3,8E-04	2%	1,8E-03	4,5E-04	2%	7,9E-04	2,0E-04
PB-1	28	28,6	15-28	gravas	22,2	10	0,59	4,8E-02	1,7E-03	4%	9,2E-02	3,2E-03	-	6,3E-02	2,2E-03
PZ-11	18	28,6	5-18	gravas	22,2	10	0,22	1,5E-01	5,4E-03	-	1,0E-01	3,6E-03	2%	1,1E-01	3,8E-03

Tabla 4.1. Valores obtenidos en los ensayos de bombeo de la campaña de 2011

4.3. Niveles piezométricos

Para la determinación de la posición del nivel freático a lo largo de la zona de estudio, se ha contado con el nivel piezométrico medido en 4 de los 7 sondeos geotécnicos perforados a lo largo de la traza, en los 2 pozos de bombeo, en los 3 piezómetros satélites de los pozos y en los 4 piezómetros perforados fuera de traza. Con el objeto de conocer con precisión la cota absoluta del nivel piezométrico, se realizó un levantamiento topográfico de precisión de los emboquilles de las prospecciones. La cota absoluta del nivel freático es un dato esencial para la calibración del modelo de simulación, así como la cota de la lámina de los ríos Saja y Besaya conectados hidráulicamente con el acuífero.

Se ha tomado como orientativa la información recogida en el Estudio geotécnico de la Carmencita (2), donde se indica que el nivel freático se situaba a 2,4 m de profundidad, sin precisar el valor piezométrico en cada sondeo, ni la cota absoluta de los emboquilles de los sondeos. No obstante, este dato entra en contradicción en cierto modo con la testificación de la calicata 1+900 de la campaña del proyecto, en la que no se alcanzó el nivel freático en esta zona.

En la tabla 4.2, se recogen los resultados del levantamiento topográfico de precisión realizado en 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, mientras que en la tabla 4.3 se recogen las medidas piezométricas tomadas en los distintos sondeos, tanto en valores de profundidad desde la superficie, como en términos de cota absoluta.

Se observa como el nivel piezométricos se sitúa por lo general muy cerca de la superficie, entre 3 y 8 m de profundidad, mientras que la cota absoluta lo hace entre 7 y 18 m.s.n.m, adaptándose el nivel freático en gran medida a la superficie del terreno.

En planta, la cota del nivel freático disminuye hacia el norte según nos desplazamos hacia el río Saja, que constituye el nivel de base del acuífero aluvial en la zona de estudio. A lo largo de la traza, el nivel se sitúa más profundo hacia la parte inicial, donde alcanza profundidades en torno a 7 m, mientras que en la parte central y final se sitúa entre 3 y 5 m de profundidad. La cota absoluta del nivel freático en la traza se sitúa entre las cotas 8 y 9 m.s.n.m, descendiendo suavemente hacia pp.kk. decrecientes.

Punto	X(UTM) ETRS 89	Y(UTM) ETRS 89	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Río	Observaciones
R-1	413632	4799533	413733	4799743	14,66	Río Besaya	
R-2	413750	4799820	413851	4800030	14,00	Río Besaya	
R-3	413802	4800183	413903	4800393	11,93	Río Besaya	
R-5	413894	4800716	413996	4800926	9,78	Río Besaya	
R-8	414470	4800889	414571	4801099	7,06	Río Besaya	
R-9	415093	4801063	415195	4801273	6,99	Río Saja	
R-10	415148	4801118	415249	4801328	6,90	Río Saja	
R-11	414114	4800881	414216	4801091	7,28	Río Saja	Bajo presa
R-12	414103	4800885	414204	4801095	9,19	Río Saja	Sobre presa

Tabla 4.2. Valores del levantamiento topográfico de precisión en la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya, empleados para la calibración del modelo

Punto	p.k.	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Prof. (m)	Prof. muro Q (m)	Cota muro Q (msnm)	Niveles piezométricos								Observaciones
								Durante perforación		Dic - 2010		30-dic-2010		4-ene-2011		
								Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	
S-0+495	0+263	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	7	8,30	sellado						Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-0+590	0+371	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6			1,59	10,80			3,26	9,13	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	7	7,38	sellado						Nivel durante perforación según sondistas
S-1+080	0+860	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7			4,93	8,84	4,87	8,90	4,74	9,03	
S-1+715	1+494	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6			3,66	8,73	3,73	8,66	3,65	8,74	
Pz-1	F.T.	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9			4,65	8,45	4,50	8,60	4,20	8,90	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4			5,49	9,11	5,39	9,21			Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414814	4800253	17	15	>15	<2,0			5,11	11,89	5,19	11,81	5,30	11,70	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415521	4800764	22,82	9	7	15,82			4,70	18,12			4,88	17,94	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	7,79	7,68	7,28	8,19					Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414221	4800819	15,42	18			7,71	7,71	7,21	8,21	7,10	8,32	6,60	8,82	Situado a 2 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414918	4800612	13,34	22			4,2	9,14	4,4	8,94	4,44	8,90	4,14	9,20	Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414921	4800614	13,65	15			4,48	9,17	4,34	9,31	4,38	9,27	4,43	9,22	Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1			4,33	9,27	4,35	9,25	4,39	9,21	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)
SC-1	1+656	415282	4801083	17	14,7	4,2	12,8			2,4 (junio 2005)	14,6					Campaña geotécnica finca Carmencita; SC-1 coordenadas y cota aproximadas
SC-2	1+595	415237	4801038	16,91	15,6	10	6,9									
SC-3	1+511	415220	4800954	17,01	14,8	>14,8	< 2,2									

Tabla 4.3. Medidas piezométricas tomadas durante la campaña de 2011 y recopiladas del Estudio Geotécnico de la finca de la Carmencita

4.4. Funcionamiento hidráulico del acuífero

En la zona de estudio, los depósitos de la terraza aluvial inferior, junto a los depósitos aluviales más recientes asociados a los ríos Saja y Besaya, así como a los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, forman un acuífero único de carácter libre y conectado hidráulicamente con los ríos anteriores. En el entorno de la traza, el acuífero presenta una permeabilidad de media a elevada, con un espesor variable entre unos pocos metros al final de la traza y más de 30 m en la zona inicial del proyecto.

El acuífero yace encima de un sustrato de edad Cretácico inferior y Triásico, formado esencialmente por arcillas, argilitas, limolitas y areniscas que se pueden considerar a efectos prácticos como la base impermeable del acuífero, ya que su permeabilidad es prácticamente insignificante en comparación con la del acuífero aluvial. Dentro del manto cuaternario, se considera que los materiales arcillosos de origen estuarino, perforados en el S-1+330 por debajo de 8 m de profundidad, también forman parte de la base impermeable del acuífero debido a su baja permeabilidad y a pesar de ser cuaternarios.

Recarga

La recarga del acuífero proviene, entre otras fuentes, de la infiltración del agua de lluvia que cae sobre parques, jardines, y en general sobre las zonas no pavimentadas de la ciudad y alrededores, siendo éstas más abundantes al sur y suroeste de Torrelavega. Existe también una recarga considerable por infiltración en los cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana, al sur de Torrelavega donde éstos no se encuentran encauzados o si lo están es posible la percolación a través del fondo de sus cauces. Del mismo modo, es bastante posible que exista una recarga de importancia desde el río Besaya al acuífero, debido a que la cota de la lámina de agua en este río es superior a la del río Saja, y a la existencia de una pequeña represa en el río Saja, situada 140 m aguas abajo de la desembocadura del río Besaya en éste, que aumenta aún más la diferencia de nivel entre ambos ríos.

Por último, aunque de menor cuantía que las anteriores, es bastante probable una cierta recarga a partir de las perdidas de la red de abastecimiento, y sobre todo desde la red de alcantarillado de la ciudad. Dentro de este tipo de recarga, en principio menos cuantioso, se incluyen las posibles pedidas desde los antiguos cauces de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana a su paso por la ciudad, hoy convertidos en colectores e incorporados a la red de saneamiento. Además de los cauces antiguos, también es probable un cierto aporte, posiblemente pequeño, a través del nuevo encauzamiento de los arroyos Sorravides e Indiana, desviados conjuntamente al este de la ciudad hasta el río Saja, y del arroyo Cristo-Campuzano desviado y conducido al río Besaya al sur de Torrelavega.

Descargas

Sin duda, las descargas más importantes del acuífero aluvial en la zona de estudio se produce a los ríos Saja y Besaya, sobre todo en el primero aguas abajo de la presa próxima la desembocadura del río Besaya en éste. El acuífero estaría conectado hidráulicamente con ambos ríos, en virtud de la elevada permeabilidad de los materiales del acuífero y cauces actuales. Esta conexión está corroborada por la distribución piezométrica en el acuífero, congruente con la cota del nivel de agua en los cauces. A parte de las descargas a los ríos, también es posible una cierta descarga a los cauces de los arroyos no impermeabilizados en épocas lluviosas.

Además de las descargas naturales, existe una cierta extracción de aguas subterráneas a través de pozos de achique en sótanos y garajes subterráneos de la ciudad, así como otros bombeo de aprovechamiento para usos industriales. Es corriente en Torrelavega los bombeos de achique para mantener secas las plantas de sótano y parking de los edificios, de modo que en mayor o menor medida casi siempre se bombea en aquellos edificios con más de una planta de sótano, incluso en los de una sola planta. En la mayor parte de los casos, resulta muy difícil la cuantificación de los bombeos, ya sea por desconocimiento por parte de los propietarios, y/o o por que la disposición de las instalaciones de achique impide su cuantificación.

Flujo Subterráneo

En principio y a la vista de las prospecciones disponibles, parece que la zona de la terraza inferior del sistema fluvial Saja-Besaya donde se sitúa la traza del proyecto, junto a los materiales depositados en el fondo de los cauces y llanura de inundación de los ríos y arroyos, forman un acuífero único conectado con los ríos.

Aunque según la información de la campaña de 2011, no existe dentro del acuífero una heterogeneidad suficiente como para condicionar una compartimentación real del acuífero aluvial, no se descarta la existencia de zonas con una comunicación hidráulica un tanto restringida entre sí, como por ejemplo debido a la intercalación de zonas más arcillosas como las detectadas en el sondeo S-1+330. Este aspecto debe ser estudiado en detalle y con más sondeos a recuperación de testigo continuo en fases posteriores del proyecto, ya que el conocimiento de la compartimentación del acuífero es de vital importancia para la evaluación y valoración el efecto barrera de las obras previstas.

Es posible, sobre todo en la zona del cauce del arroyo Indiana, que las terrazas superiores se encentren colgadas sobre la terraza inferior, de modo que si bien la desconexión hidráulica quizá no sea total, la conexión podría estar un tanto restringida, En la zona del arroyo Indiana situada a la altura del cementerio, se observa como el cauce se excava directamente en el sustrato cretácico, de modo que parece probable que las terrazas superiores quedasen desconectadas de la inferior, o conectadas a través de depósitos coluvio-aluviales de menor permeabilidad.

En este contexto, en el modelo de flujo subterráneo presentado, se ha simulado sólo el flujo del acuífero de la terraza inferior, considerando el posible flujo subterráneo desde las terrazas superiores como aportes desde otros acuíferos. Aunque esta asunción podría no ser del todo cierto en algunas zonas del acuífero, el límite entre de la terraza inferior y superiores se sitúa lo suficientemente alejado de la traza como para no influir sobre los resultados de las simulaciones.

El flujo subterráneo general del acuífero considerado se dirigiría desde las zonas más altas, situadas al sur y sureste de la ciudad, hacia el río Saja, de modo que el flujo subterráneo se dispondría de perpendicular a subperpendicular a la traza. Las cabeceras de los arroyos introducirían un aporte subterráneo al acuífero, que se sumaría al originado por la recarga de agua de lluvia en las zonas situadas al sur y suroeste de la ciudad. Se espera un gradiente hidráulico mayor en las zonas altas del acuífero que en las partes más bajas y próximas a la traza y al río Saja, debido a la pendiente natural del terreno y a una reducción de la transmisividad producida por la disminución del espesor del acuífero, lo que condicionaría gradientes más elevados.

A este esquema general, se le superpondría un flujo subterráneo desde de las zonas pegadas al río Besaya hacia el noreste, debido a la infiltración del río en el acuífero (río perdedor) y la posterior movilización del flujo subterráneo hacia el río Saja (río ganador), situado a una cota de 2 a 8 m por debajo del río Besaya. A la vista de los datos piezométricos disponibles esto es bastante probable en la zona de la traza, mientras que más al sur la relación río-acuífero dependerá de la magnitud de los aportes desde el acuífero al río, y posiblemente también de la época del año.

4.5. Calidad química de las aguas subterráneas

En principio, se espera un agua de mineralización débil, debido a un transito del agua en el acuífero relativamente reducido, fruto de una elevada permeabilidad y de un espesor saturado no demasiado elevado. No obstante, no se descarta un cierto aporte extra de sales procedentes del sustrato infrayacente, especialmente del Keuper que podría aportar una cierta cantidad de sulfatos, procedentes de los niveles de yesos intercalados en la serie. En este sentido, cabe destacar la existencia de niveles de yesos en el sustrato del acuífero perforado en los sondeos S-1+080 y S-1+715.

Debido a la alta vulnerabilidad de los depósitos aluviales, asociada a su elevada permeabilidad, es posible la presencia de contaminantes relacionados con la actividad industrial y doméstica de la ciudad.

4.6. Vulnerabilidad de los acuíferos

La vulnerabilidad de un acuífero a la contaminación depende de una serie de factores, unos propios, o intrínsecos a las características de acuífero, y otros externos dependientes del tipo de contaminación.

Como factores intrínsecos se pueden citar:

- La composición litológica de los materiales que forman el acuífero, tanto en su zona saturada como en la zona no saturada por encima del nivel freático. En este sentido es importante la textura, la estructura y la granulometría de los materiales que forman el acuífero. Los acuíferos detríticos tienen una capacidad filtrante y de atenuación de la carga contaminante que no tienen los acuíferos por fracturación y/o karstificación.

- La permeabilidad del acuífero que va a condicionar el tiempo de tránsito de agua en la zona saturada y el tiempo que dura la atenuación del contaminante en esta zona.

- La profundidad del nivel freático o límite superior de la zona saturada que va a condicionar la distancia del recorrido de la carga contaminante por la zona no saturada del acuífero.

- También es importante la composición química de los materiales del acuífero, como el contenido en materia orgánica u otros componentes que juegan un papel muy importante en los fenómenos de degradación fisicoquímica y bioquímica de los contaminantes.

Como factores externos se pueden citar:

- La naturaleza y volumen de la carga contaminante.

- Forma de incorporación del contaminante al acuífero, bien a través de la zona no saturada con todos los fenómenos de filtración y atenuación que esto conlleva, o bien de forma directa en la zona saturada a través de pozos, sondeos y taladros abandonados y/o con una construcción deficiente. También es muy corriente la contaminación de las aguas subterráneas a partir de los contaminantes vertidos en corrientes superficiales.

- Otros factores como el régimen pluviométrico, dotaciones de riego y la temperatura y composición del agua de lluvia y de riego.

En función de estos factores se pueden definir cuatro categorías para la vulnerabilidad de un acuífero: vulnerabilidad muy alta, alta, media y baja. En esta escala, los depósitos aluviales del acuífero cuaternario de la zona de estudio presentarían una vulnerabilidad alta a muy alta, debido a su elevada permeabilidad y a la proximidad del nivel freático a la superficie del terreno.

Por último, en cuanto a los mecanismos posibles de degradación o atenuación de los contaminantes se pueden citar:

- Procesos de tipo oxidación-reducción que en función de la presencia o no de oxigeno producen transformaciones de las sustancias contaminantes.

- Procesos de absorción y adsorción por parte del terreno, esencialmente por materiales de tipo limoso y arcilloso. Aunque este fenómeno provoca, en principio, una atenuación de la carga contaminante, fenómenos posteriores de desabsorción y/o desadsorción provocan que el fenómeno de contaminación continúe posteriormente después de desaparecer el foco de contaminación.

- Procesos bioquímicos de descomposición de residuos orgánicos.

- Dilución de la carga contaminante por la mezcla con el resto del agua del acuífero.

5. Metodología del modelo

La metodología utilizada para la realización del modelo que acompaña a este estudio se resume en los siguientes puntos:

- Recopilación e interpretación de la información existente.
- Elaboración del modelo conceptual hidrogeológico.
- Discretización de modelo: elaboración de una malla de celdas adecuada.
- Asignación de parámetros hidráulicos a las celdas de la malla.
- Calibración del modelo de flujo en régimen permanente.
- Elaboración de hipótesis de simulación.
- Simulación de las hipótesis.
- Interpretación de los resultados.
- Establecimiento de conclusiones y recomendaciones.

5.1. Recopilación de información

Se ha recopilado e interpretado toda la información disponible expuesta en los apartados anteriores.

5.2. Elaboración del modelo conceptual hidrogeológico

A partir de toda la información existente, se ha realizado un modelo conceptual adecuado que recoge la geometría del acuífero afectado, así como su funcionamiento hidráulico.

5.3. Discretización del modelo: elaboración de una malla adecuada

En un modelo de flujo, la dimensión, geometría y distribución de los tamaños de las celdas de la malla dependen de los siguiente factores:

- Geometría de las condiciones de contorno del modelo, es decir de los bordes del acuífero simulado.
- Del objetivo final del modelo y de la cantidad de datos disponibles.
- Complejidad del modelo conceptual hidrogeológico

5.4. Asignación de parámetros hidráulicos a las celdas de la malla

En esta fase se asigna a cada celda del modelo datos de la geometría del acuífero, parámetros hidráulicos (permeabilidad, transmisividad y coeficientes de almacenamiento), así como tasas de recarga, cotas de zonas de descarga, etc.

5.5. Calibración del modelo de flujo en régimen permanente

Durante la fase de calibración se ejecuta el modelo varias veces, con el objetivo de que éste reproduzca lo más fielmente posible los niveles piezométricos reales u observados. Para ello se varían los datos asignados a cada celda, dentro de los márgenes adecuados, hasta conseguir que los resultados de simulación del modelo se adapten lo más fielmente posible a la realidad.

5.6. Elaboración de hipótesis de simulación

Una vez calibrado el modelo se diseñan las hipótesis de simulación. Se trata de unos escenarios hipotéticos que se pretenden analizar. En este caso, se pretende conocer el efecto que provocaría sobre los niveles piezométricos del acuífero simulando la construcción del soterramiento de las vías del Feve.

Dentro de estas posibles hipótesis, se simula o tantea soluciones o medidas correctoras a los problemas que se plantean, como el ascenso o descenso de los niveles piezométricos a un lado u otro del soterramiento, debido a la disminución de la sección de paso al flujo subterráneo a través de las obras proyectadas.

5.7. Simulación de hipótesis

Una vez diseñadas las hipótesis que se pretenden estudiar o simular, se ejecuta el modelo con las nuevas condiciones del sistema hidrogeológico. Se simula el efecto que provocaría sobre la distribución del potencial hidráulico la ejecución de las obras proyectadas, así como el efecto mitigante de las distintas medidas correctoras utilizadas.

5.8. Interpretación de los resultados

En esta etapa, se interpretan los resultados de las distintas simulaciones realizadas para las distintas hipótesis analizadas.

5.9. Establecimiento de conclusiones y recomendaciones

Finalmente, todo el proceso nos permite establecer una serie de conclusiones sobre el comportamiento hidráulico del acuífero, tanto en régimen natural, previo a la ejecución

de las obras, como posteriormente, una vez que el sistema ha sido alterado por la construcción del soterramiento.

En esta etapa final se propone una serie de recomendaciones, así como medidas de control y seguimiento durante la construcción de la obra y posteriores a su finalización.

6. Modelo conceptual

La localidad de Torrelavega se sitúa desde un punto de vista geológico regional al sur de la estructura conocida como Área Subsidente de Santillana. Las unidades geológicas afectadas por el trazado del soterramiento son esencialmente los depósitos de terraza y otros depósitos aluviales más recientes asociados a la dinámica fluvial de los ríos Besaya y Saja, así como a la de los arroyos Cristo, Sorravides e Indiana. Debajo de los depósitos de origen fluvial, yace un sustrato de edad Cretácico inferior en facies Weald y edad Triásico en facies Keuper, que funciona a efectos prácticos como la base impermeable del acuífero. Dentro del manto cuaternario, se considera que los materiales arcillosos de origen estuarino perforados en el S-1+330 también forman parte de la base impermeable del acuífero, debido a su baja permeabilidad.

En la zona de estudio, los depósitos de la terraza aluvial inferior, junto a los depósitos aluviales más recientes, forman un acuífero único de carácter libre y conectado hidráulicamente con los ríos. En el entorno de la traza del proyecto, el acuífero presenta una permeabilidad de media a elevada, con un espesor variable entre unos pocos metros al final de la traza y más de 30 m en la zona inicial de la misma.

La recarga del acuífero proviene de la infiltración de agua de lluvia, de la infiltración en los cauces de los arroyos situados aguas arriba de la zona de estudio, de la infiltración en el río Besaya, así como a partir de las posibles perdidas de la red de abastecimiento y alcantarillado de la ciudad, en la que se incluyen los antiguos cauces de los arroyos que atravesaban antiguamente la ciudad, hoy convertidos en colectores de la red de saneamiento.

La descarga del acuífero se produce esencialmente a través de los cauces de los ríos Saja y Besaya, sobre todo en el primero situado a menor cota que el segundo, así como a través de pozos de achique de las plantas de sótanos de algunos edificios que vierte su caudal al sistema de alcantarillado. Existen además ciertos bombeos para uso industrial.

Es posible que las terrazas superiores se encentren colgadas sobre la terraza inferior, de modo que si bien la desconexión hidráulica quizá no sea total, la conexión podría estar un tanto restringida, En la zona del arroyo Indiana situada a la altura del cementerio, se observa como el cauce se excava directamente en el sustrato cretácico, de modo que parece probable que las terrazas superiores quedasen desconectadas de la inferior, o conectadas a través de depósitos coluvio-aluviales de menor permeabilidad. Así, en el modelo de flujo presentado, se ha simulado sólo el flujo del acuífero de la terraza inferior, considerando el posible flujo subterráneo desde las terrazas superiores como aportes externos desde otros acuíferos.

El flujo subterráneo general del acuífero considerado se dirigiría desde las zonas más altas, situadas al sur y sureste de la ciudad, hacia el río Saja, de modo que el flujo subterráneo se dispondría de perpendicular a subperpendicular a la traza. La cabecera de los arroyos, así como ciertas zonas del río Besaya, introducirían un aporte subterráneo al acuífero que se sumaría al originado por la recarga por percolación de agua de lluvia. Se espera un gradiente hidráulico más elevado en las zonas altas del acuífero que en las partes más bajas y próximas a la traza y al río Saja, debido a la pendiente natural del terreno y a la disminución del espesor del acuífero.

6.1. Discretización del modelo

Para la simulación del efecto barrera del soterramiento, se ha discretizado el medio físico en una sola capa que representa el acuífero cuaternario libre superior. Se ha considerado el sustrato cretácico y triásico infrayacente como el substrato impermeable del acuífero aluvial, junto a los depósitos arcillosos de origen estuarino perforados en la zona del sondeo S-1+330 debajo del nivel de gravas superficial. En el caso de las simulaciones recogidas en los apéndices 2 y 3 que valoran la magnitud de los bombeos de achique necesarios durante las obras, el modelo original se ha desdoblado en 2 y 3 capas para considerar la profundidad de las pantallas y del tapón en un hipotético recinto de achique.

Se recomienda investigar durante las fases posteriores del proyecto, el detalle de la heterogeneidad vertical y lateral del acuífero aluvial, considerando la utilidad de implementar un nuevo modelo con varias capas que permita analizar la repercusión de esta heterogeneidad sobre el efecto barrera del soterramiento.

Se ha utilizado una malla constituida por 46.360 celdas, distribuidas en 190 filas y 244 columnas. El área activa del modelo ocupa una banda de orientación NNE – SSO con unas dimensiones máximas de 3,4 km de largo por 2,3 km de ancho.

La zona simulada se ha discretizado con una malla de elementos cuadrados y rectangulares de distinto tamaño. Las celdas activas de mayor tamaño tienen forma cuadrada de 25 x 25 m, mientras que los elementos menores también de forma cuadrada, presentan una dimensión de 4 x 4 m y se sitúan en la zona del futuro soterramiento. En la figura 6.1, se representa la geometría de la malla utilizada en todo el área simulada, y en la figura 6.2 un detalle de la zona de la traza del soterramiento.

Para la definición del muro del acuífero cuaternario se ha utilizado la información litológica procedente de las prospecciones realizadas en la campaña geotécnica e hidrogeológica de 2011, así como los datos de las columnas litológicas de los tres

sondeos perforados en la finca de la Carmencita; sólo en 5 de las 17 prospecciones disponibles (tabla 4.3) se alcanzó el sustrato impermeable del acuífero, habiéndose estimado el espesor del acuífero en el resto. Posteriormente, se han utilizado técnicas de interpolación automática para calcular la profundidad del muro del acuífero en cada una de las celdas del modelo. En la figura 6.3, se presenta el plano topográfico de la base del acuífero modelizado.

6.2. Condiciones de contorno

Como condiciones de contorno o bordes del modelo se han utilizado los siguientes elementos geológicos - hidrogeológicos.

NORTE

Se ha considerado como límite Norte del modelo el cauce del río Saja a su paso por la localidad de Torrelavega. Este límite funciona en la mayor parte de su longitud como un borde de descarga del acuífero, y se ha simulado con celdas tipo río de elevada conductancia en virtud de la estrecha relación hidráulica existente entre el acuífero y el río.

El reconocimiento de campo de los márgenes del río ha permitido corroborar la existencia de un relleno permeable en el fondo del cauce (arenas y gravas), que condiciona una conexión hidráulica eficiente entre el acuífero y el río. Esto confirma que la mayor parte de las descargas se producen directamente al río, aunque siempre es posible una cierta descarga por encima de la lámina del río (evapotranspiración de plantas freatofitas), aunque de pequeña entidad en comparación con las descargas directas.

OESTE

Este límite del modelo correspondería al río Besaya, afluente del río Saja, y que desemboca precisamente en éste unos 200 m al norte del puente metálico con el que la línea de Feve salva el río Besaya.

Se ha simulado al igual que el anterior mediante celdas tipo río de elevada conductancia, en virtud de la intima conexión hidráulica existente entre el río y el acuífero, más en este caso si cabe que en el anterior ya que predominan las gravas en la base de su cauce. Aunque se desconoce en detalle la relación hidráulica existente entre este río y el acuífero, ya que tan sólo se dispone de puntos de control piezométrico en la zona de la traza, es posible que el río funcione como perdedor y ganador de modo alternante según el tramo. En la zona más baja próxima a la traza, domina el carácter perdedor o influente del río, visto que la cota del nivel piezométrico en el sondeo S-0+495 y PB-1 se sitúa entre 1 y 2 m por debajo del nivel de agua en el Río Besaya, incluso por debajo del río Saja en el tramo entre la desembocadura del Besaya y la pequeña presa situada 140 m aguas abajo.

Se desconoce en detalle la relación río-acuífero en la zona más meridional de este borde, ya que no se cuenta con piezómetros de observación. No obstante este aspecto no debería influir sobre el comportamiento del acuífero en el área del soterramiento, debido a que esta zona se encuentra alejada de la traza.

SURESTE

Se ha tomado como límite sureste del modelo, el límite existente entre la terraza más baja del sistema fluvial Saja-Besaya y el nivel superior, simulándose como un borde impermeable.

Aunque no está demostrado que exista una desconexión hidráulica entre el nivel inferior de terrazas y los superiores, esto parece bastante probable en el área del arroyo Indiana, en la zona más septentrional de este borde, donde el arroyo se encaja directamente en sustrato cretácico infrayacente quedando probablemente la terraza superior colgada sobra la más baja. Más al sur, en la zona del Mercado de Ganados, la existencia de un escarpe muy pronunciado podría también corroborar este aspecto.

En el modelo, se han calibrado los posibles aportes desde el sistema de terrazas superior, así como desde la cabecera de los arroyos, como aportes externos al acuífero. No obstante, este límite queda lo suficientemente alejado del área del proyecto como para no influir en los resultados de las simulaciones.

ESTE

Este borde corresponde al contacto entre los depósitos aluviales y el afloramiento cretácico en facies Weald que aparece entre la rotonda del “donuts” y el arroyo Indiana. Se ha simulado como un límite impermeable, ya que la permeabilidad de estos materiales es prácticamente insignificante en comparación con la del acuífero

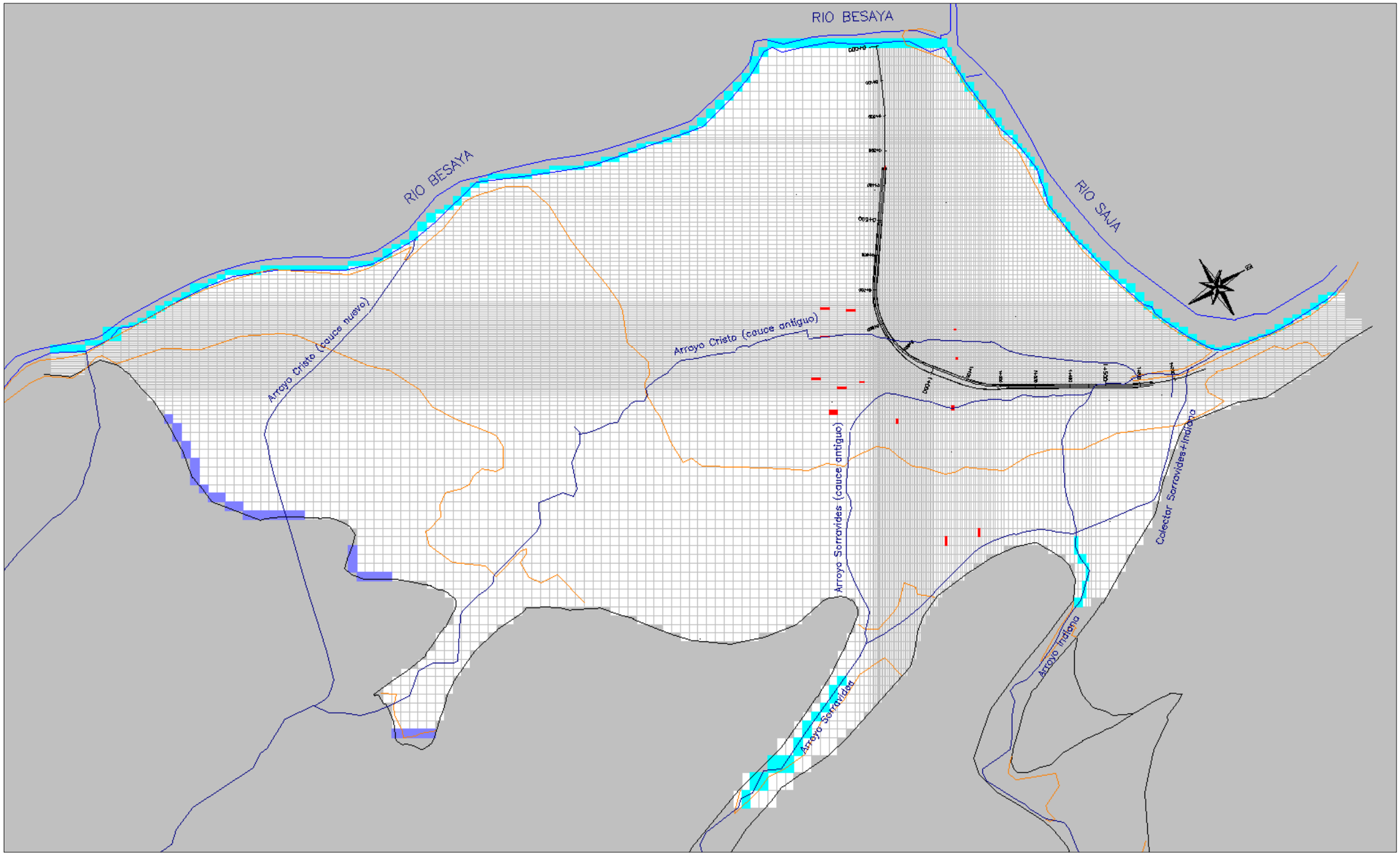


Fig. 6.1. Malla y condiciones de contorno del modelo - en azul celdas río, en gris celdas inactivas, en rojo celdas de extracción por bombeo y en morado celdas de borde de potencial general (GBH)

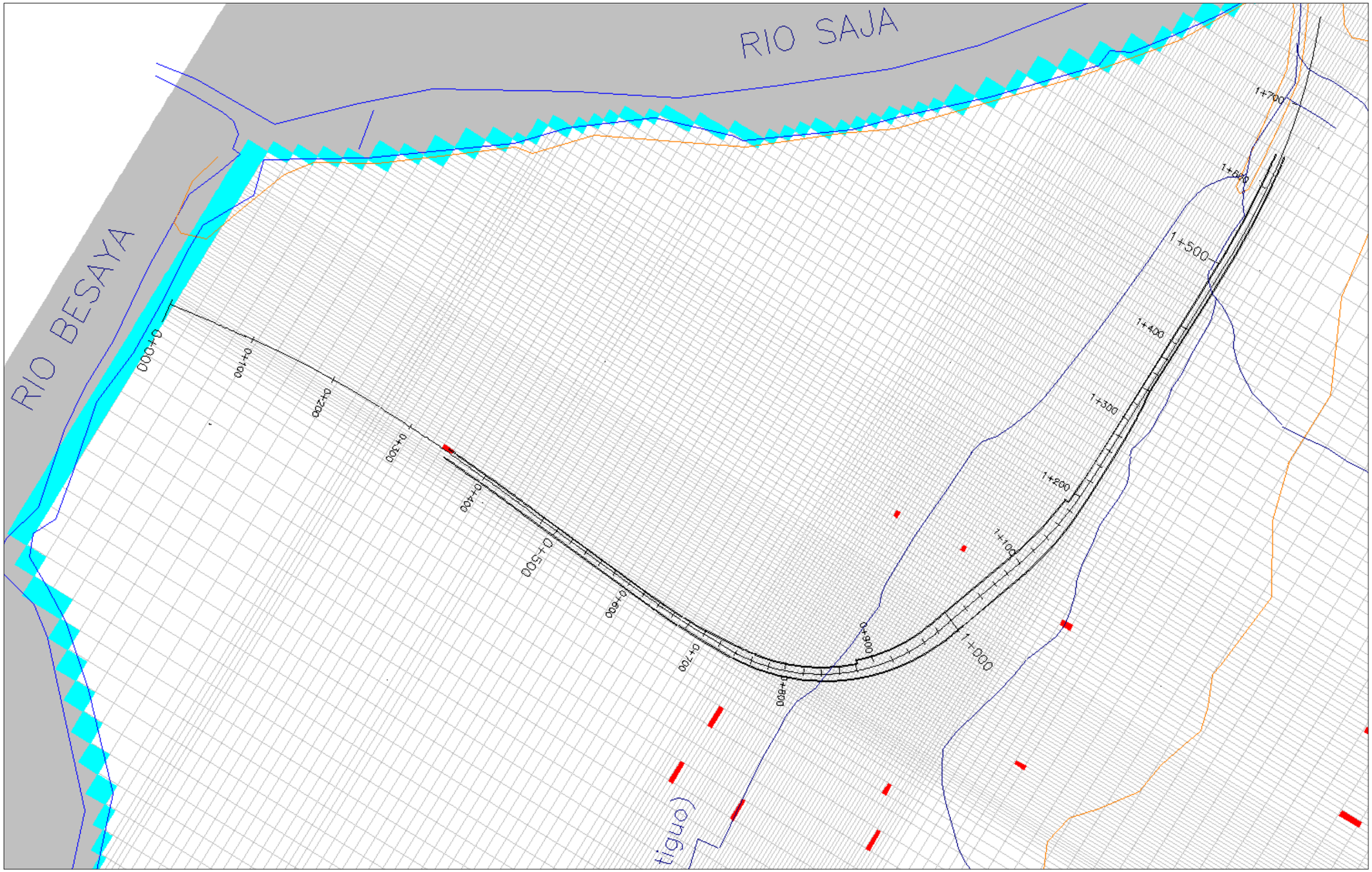


Fig. 6.2. Detalle de la malla del modelo a lo largo de la traza del soterramiento

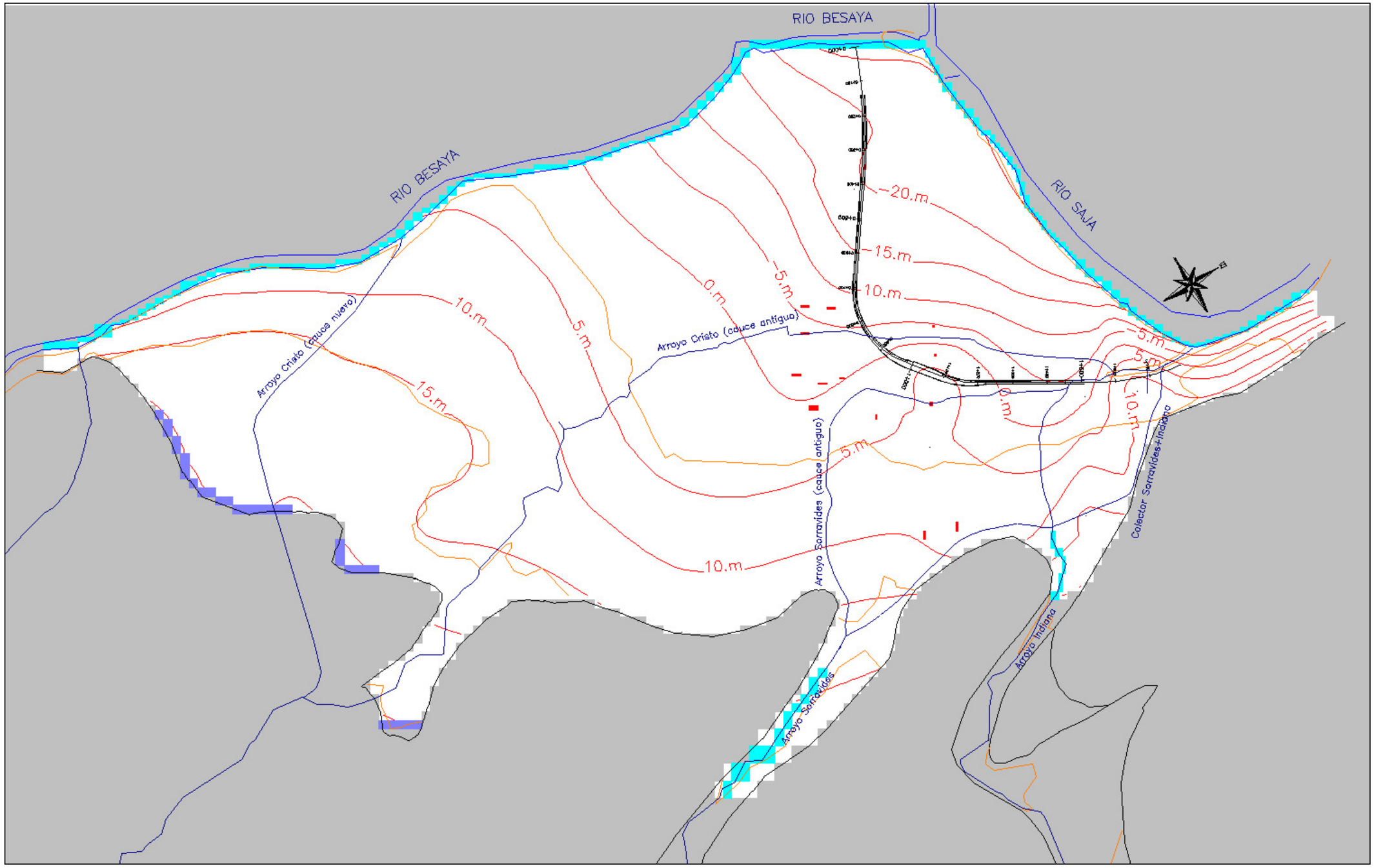


Fig. 6.3. Plano de isohipsas de la base del acuífero aluvial utilizada en el modelo (cotas en m.s.n.m.)

7. Parámetros hidrogeológicos del modelo

Para la designación de los distintos parámetros hidrogeológicos a cada una de las celdas del modelo, se han contado tanto con los datos de la propia campaña de campo de 2011, como con los resultados del estudio geotécnico de la Carmencita (2).

7.1. Permeabilidad y transmisividad

En cuanto a los valores de permeabilidad y transmisividad, se han utilizado esencialmente los valores obtenidos en los ensayos de bombeo realizados en la campaña del proyecto. Los datos aportados por los ensayos de bombeo son más válidos y representativos que los obtenidos en ensayos Lefranc, puesto que proporcionan un valor de permeabilidad correspondiente a un volumen mayor del acuífero, a diferencia de los ensayos Lefranc que son asimilables a zonas más localizadas, normalmente a las menos permeables (más arcillosos) de los acuíferos aluviales, porque es precisamente en estos tramos donde las paredes de la perforación se sostienen mejor que en los tramos arenosos o de gravas (más permeables).

Los ensayos de bombeo realizados en los pozos PB-1 y PB-2 indican valores de permeabilidad del acuífero entre 2E-04 m/s y 5E-03 m/s. En el apartado 4.2, se trata con mayor detalle este aspecto y se recogen los resultados obtenidos en la interpretación de los ensayos de bombeo realizados.

Partiendo de los valores de permeabilidad anteriores, se ha ajustado la permeabilidad de las distintas zonas del modelo durante la calibración del mismo. Se ha ido variando la permeabilidad de las distintas zonas dentro de los intervalos probables, hasta obtener una distribución piezométrica ajusta a la observada. En la figura 7.1, se representa la distribución de permeabilidades ajustada durante la calibración del modelo y que mejor reproduce, junto al resto de parámetros hidrogeológicos calibrados, la distribución piezométrica observada.

En la figura 7.1, se distinguen 2 zonas de permeabilidad distintas, con valores de 3,5E-04 m/s y 3E-03 m/s, totalmente congruentes con los intervalos de permeabilidad probables en el acuífero, y que se ajustan a la distribución de permeabilidades interpretadas en PB-2 y en PB-1. La distribución de permeabilidades se correlaciona con la geometría del muro del acuífero (figura 6.3), ajustándose las mayores permeabilidades a las zonas más bajas, excepto en la zona situada al norte del PZ-1 donde el nivel en este piezómetro exigía permeabilidades inferiores para calibrar el modelo. La zona de mayor permeabilidad podría corresponder a un paleocauce o un antiguo canal funcional del río Saja.

En la zona del proyecto, se han ajustado valores de permeabilidad de 3E-03 m/s en la zona inicial del soterramiento hasta el p.k.0+750, y de 3,5E-04 m/s desde este punto hasta el final del mismo. La distribución de permeabilidades a lo largo de la traza puede tener una fuerte influencia sobre la magnitud del efecto barrera a lo largo de la misma, de modo que una distribución de permeabilidades lo más real posible, permitiría una mejor predicción del probable efecto barrera. En este sentido, se recomienda en fases posteriores del proyecto, la realización de nuevas prospecciones de reconocimiento geotécnico e hidrogeológico, que permitan ajustar con mayor fiabilidad la distribución de permeabilidades del acuífero a lo largo de la traza.

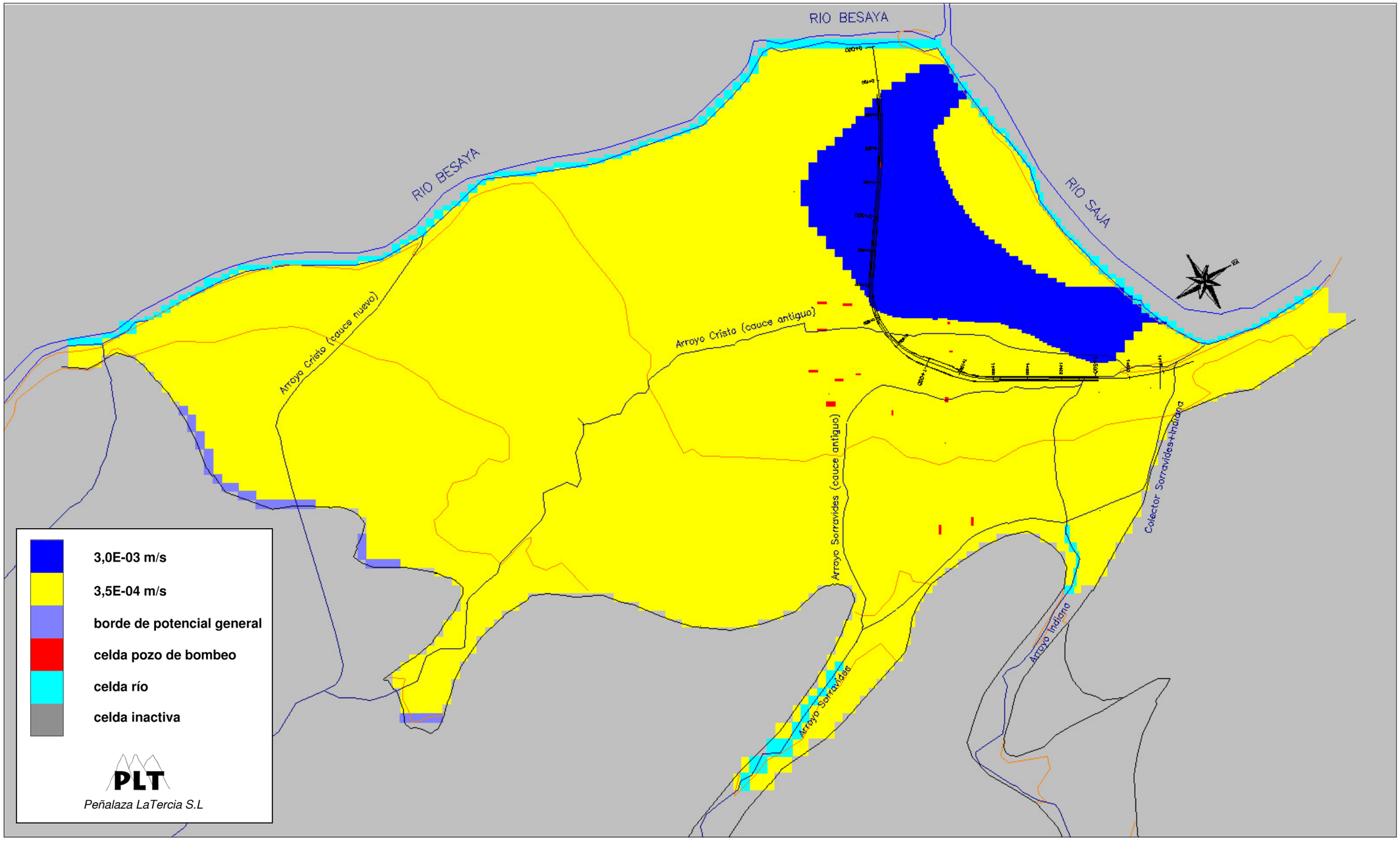


Fig. 7.1. Distribución de los valores de permeabilidad utilizados en la calibración del modelo

7.2. Niveles piezométricos

Para la calibración del modelo se han utilizado principalmente las medidas piezométricas tomadas de la campaña de 2011, tanto en los sondeos geotécnicos, pozos de bombeo y piezómetros satélites perforados en la traza, como en los piezómetros perforados fuera de ella. Con el objetivo de disponer de la cota absoluta de los niveles piezométricos medidos, se ha realizado un levantamiento topográfico de precisión del emboquille de los distintos puntos de observación.

Durante la campaña topográfica de posicionamiento de las distintas prospecciones, se tomaron además 9 puntos de la lámina de agua de los ríos Saja y Besaya (tabla 4.2), con el objeto de conocer con precisión la cota del nivel de agua en estos ríos conectados hidráulicamente con el acuífero.

El hecho de disponer de puntos de observación piezométrica aguas arriba y aguas abajo de la traza, además de las medidas disponibles en la propia traza del soterramiento, ha permitido ajustar con mayor precisión la dirección del flujo subterráneo que atraviesa actualmente la zona del futuro soterramiento, así como la magnitud de los gradientes hidráulicos existentes.

7.3. Coeficiente de almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento específico del acuífero libre se ha fijado para todas las celdas del modelo en un valor de 10%, correspondiente a un valor típico de factor de almacenamiento para un acuífero libre de tipo aluvial. No obstante, este valor no ha sido realmente utilizado ya que todas las simulaciones han sido realizadas en régimen permanente.

7.4. Recarga

Se trata de un valor difícil de medir y normalmente es objeto de calibración en la realización de un modelo. En la zona de estudio, la recarga procede principalmente de la infiltración del agua de lluvia, de la infiltración en el río Besaya y en la cabecera de los arroyos Indiana y Sorravides, y en menor medida, de las perdidas de la red de abastecimiento y saneamiento de la ciudad.

La recarga procedente de la percolación del agua de lluvia ha sido introducida en cada celda del modelo como un aporte fijo. La recarga por infiltración desde el río Besaya y arroyos Indiana y Sorravides ha sido simulada mediante celdas tipo río, mientras que el aporte externo al modelo desde el nivel de terraza superior ha sido simulado mediante bordes de potencial general (GHB), en los que simulan un flujo de entrada al acuífero dependiente de la altura del nivel piezométrico en los límites del modelo.

Finalmente, la recarga por perdidas de la red de abastecimiento y saneamiento, así como las posibles perdidas de los colectores y nuevos encauzamientos, ha sido incluida conjuntamente con la recarga por percolación de agua de lluvia.

Según los datos climáticos del Instituto Nacional de Meteorología, correspondientes a la estación de Santander Aeropuerto - “Guía Resumida del Clima en España 1971-2000" - la precipitación media anual sería de 1246 mm/año. Los niveles piezométricos observados en la campaña han sido calibrados para una recarga de 200 mm/año en parques, jardines y zonas no urbanizadas, y de 50 mm/año en las zonas urbanizadas y pavimentadas. Estos valores de recarga resultan razonable para una precipitación media anual entorno a 1000-1200 mm/año mm, y para la época del año en la que fueron tomadas las medidas piezométricas. No obstante, esta tasa de recarga se puede incrementar de forma temporal, como consecuencia de una tasa de precipitación por encima de la media anual. En la figura 7.2, se ha presentado la distribución de las áreas de recarga por infiltración de agua de lluvia utilizadas en la calibración del modelo.

En cuanto a la recarga desde la cabecera de los arroyos y desde el nivel de terraza superior, se ha calibrado la conductancia de las celdas río y de borde de potencial general (GHB) hasta obtener una distribución piezométrica ajustada a la observada.

En la calibración inicial del modelo, la magnitud de la recarga y la conductancia de las celdas río y de potencial general, se ha ajustado para reproducir la distribución piezométrica observada durante la campaña del proyecto (hipótesis de calibración). En una etapa posterior, se ha calibrado el modelo a un hipotético escenario de aguas altas (hipótesis húmeda), en el que los niveles piezométricos se situasen por encima de los observados, fruto de una mayor tasa de recarga originada en un periodo de lluvias abundantes. No se dispone de un registro piezométrico histórico en la zona, lo que podría haber permitido calibrar las tasas de recarga a un escenario de aguas altas real, por lo que se ha optado por considerar en la “hipótesis húmeda” unas tasas de recarga razonablemente altas.

7.5. Bombeos

De la información obtenida durante el inventario de puntos de agua realizado por INECO en la zona de estudio, se deduce que en la mayor parte de los edificios con alguna planta de sótano o parking, se bombea una cierta cantidad de caudal para evitar filtraciones. No obstante, normalmente se desconoce la magnitud de estos bombeos, ya sea por desconocimiento por parte de los propietarios o encargados, o por imposibilidad de medir estos caudales debido a la propia disposición de los dispositivos de bombeo.

En la tabla 7.1, se presenta un resumen del inventario de puntos de agua realizado por INECO durante la campaña de campo. Se inventarió un total de 15 puntos de agua, para los que se ha estimado las coordenadas, la cota aproximada del nivel de calle del edificio, la cota aproximada del nivel dinámico, así como una serie de observaciones,

normalmente cualitativas, sobre la magnitud de los bombeos. En la última columna de la tabla, se presenta el valor de caudal utilizado en las celdas pozo del modelo, obtenido a partir de los datos del inventario y ajustado durante el proceso de calibración.

No se pudo recabar información sobre la situación y magnitud del caudal bombeado por un posible pozo situado en el polígono de ASPLA al final de la traza. Se ha optado por no simular ninguna extracción en esta zona, ya que no ha sido necesario para el ajuste del modelo a la distribución piezométrica observada, posiblemente porque la magnitud de las extracciones es reducida.

7.6. Barreras al flujo horizontal

Posteriormente a la calibración del modelo, en las distintas simulaciones realizadas para valorar el efecto barrera del futuro soterramiento, se han empleado celdas inactivas para simular los tramos totalmente penetrantes en el acuífero y sin medidas de drenaje transversal, y celdas de permeabilidad equivalente en aquellos tramos parcialmente penetrantes o con medidas de drenaje transversal para dar continuidad al flujo subterráneo.

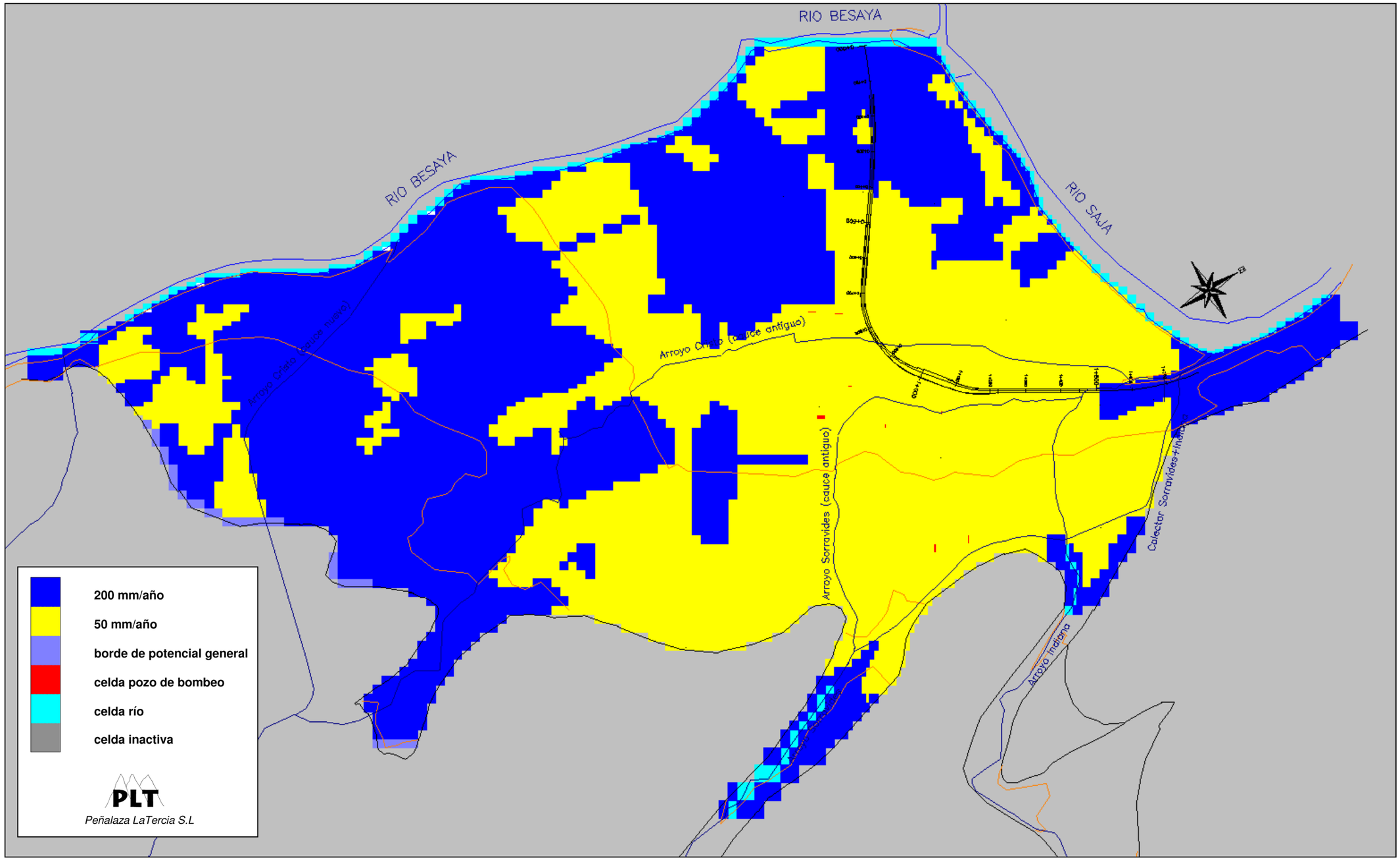


Fig. 7.2. Distribución de las áreas de recarga en la "hipótesis de calibración" del modelo

Punto	Toponimia	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Prof. nivel dinámico (m)	Cota nivel dinámico (msnm)	Observaciones	Q calibrado (l/s)
I-1	Torres Carabaza	414572	4800394	14,20	4,7	9,5	Se construyó hace 36 años y el agua estaba hasta el techo (Hay una bomba auxiliar enorme). Sótano de 1 sola planta. El nivel está a 4,66 metros de la calle. Actualmente puede llevar bombeando unos 6 meses.	3
I-2	Parking Jesús Cancio	414638	4800355	14,20			Se ve el canal del rió Cristo (cree). Cuando se canalizó el afluente mejoró mucho el agua del sótano.	0,3
I-3	Posada de Herrera, 5	414801	4800369	16,50	5,8	10,7	Dos plantas. Mucho agua. Dos bombas. El agua está a 5,77 metros de la cota del suelo. Cuando se visitó el inventario un vecino achicaba agua de su trastero. Hay agua por el suelo. Se cree que ha habido una rotura en uno de los encauzamientos y esto provoca las inundaciones.	2
I-4	Posada de Herrera, 18	414610	4800452	14,20	5,2	9,0	Dos plantas de parking. Durante las obras hubo muchos problemas porque se inundaba. El agua está a 5.25 m de la cota de calle.	1
I-5	Joaquín Cayón, 8	414781	4800309	16,90			No se ha podido medir pero se sabe que bombean.	0,2
I-6	Joaquín Cayón, 15	414730	4800272	16,90	2,6	14,3	Se ha podido medir muy bien. El agua está a 2,61 m de la cota de calle. 1 planta. Pertenece a Carabaza. Saca agua pero no demasiada.	0,2
I-7	Parking Ayuntamiento	414946	4800398	16,60	7,3	9,3	La bomba salta cada 17 minutos y tarda un minuto en vaciar el cubículo (1,86x1,48x2,04 m). La bomba es modelo TS65H 2.9Kw (100000l/hora dicen). Tubo salida 65mm diámetro. El nivel está a 7,34 m de la cota tomada por los topógrafos.	5,5
I-8	Paso subterráneo	414315	4800746	12,20	1,9	10,3	Una vecina nos comenta que el paso subterráneo se solía inundar y que desde que el ayuntamiento puso la bomba ya no se inunda. El agua está a 1,90 metros del ras del suelo. Recordamos que el S-0+590	0,5
I-9	Parking la Llama	415349	4800428	25			Este parking bombea agua, pero no saben cuanto. Las bombas están situadas en la segunda planta que se sitúa a 5,16 metros de cota de calle. En este punto la cota ha subido, es una pequeña cuesta (posible terraza??). COTA APROXIMADA	0,5
I-10	Hotel Saja	414976	4800522	15,4			Detrás del hotel Saja hay una canalización. Cuando la limpiaron dejó de haber inundaciones. Ahora tienen bomba pero casi no funciona, dejando el nivel a 2.65 m El Sorravides pasaba por delante (calle Emidio Alcalde), paralelo a las vías del tren (ahora es	0
I-11	Calle Emidio Alcalde	415003	4800551	15,4			Dos plantas de garaje. El agua se bombea desde 4,74 metros desde la cota de calle.	2
I-12	Poncho Cosio, 7	414885	4800638	13,2			Las bombas están a 2,60 metros desde cota de calle.	0,3
I-13	Edificio con problemas de agua	414810	4800674	13			Han tenido inundaciones. No se ha podido medir el agua.	1
I-14	Calle Berta Perogordo	415314	4800336	25			En esta finca bombean bastante agua. No se ha medido. Tienen tres sótanos.	2
I-15	Garcilaso de la Vega 4	414842	4800262	17,6			En esta finca bombean bastante agua. No se ha medido. Tienen tres sótanos.	0,5

Tabla 7.1. Resumen del inventario de puntos de agua y valores de caudal calibrados en el modelo para las celdas pozo correspondientes

8. Calibración del modelo

Para la calibración del modelo se han utilizado principalmente las medidas piezométricas tomadas durante la campaña de 2011 en los sondeos geotécnicos perforados en la traza, en los piezómetros perforados fuera de ella, así como en los pozos de bombeo y piezómetros satélites. Además, se ha considerado los valores más fiables del nivel dinámico medido en los pozos del inventario; no obstante estos valores han sido considerados sólo como orientativos ya que se trata de pozos de achique que pueden estar más o menos conectados con el acuífero.

En la tabla 8.1, se indica para todos los sondeos, pozos y piezómetros utilizados en la calibración, los niveles piezométricos observados en la campaña frente al valor calibrado. Se indica el p.k. de cada prospección, las coordenadas UTM, y la profundidad y cota de la base del acuífero cuando ésta fue alcanzada por la perforación.

En una primera etapa, se ha calibrado el modelo utilizando las medidas observadas y, posteriormente, tomando un criterio de seguridad y puesto que no se dispone de un registro de la evolución piezométrica del acuífero lo suficientemente amplio, se ha simulado una hipótesis en la que el nivel freático del acuífero estuviese más elevado debido a una mayor tasa de recarga que la utilizada en la calibración del modelo. Esta mayor tasa de recarga estaría relacionada con una época de precipitaciones más elevadas. Esta simulación del lado de la seguridad ha sido denominada **"hipótesis húmeda"**, y los niveles adoptados en la misma se sitúan por encima de las medidas piezométricas tomadas en la campaña del proyecto.

En la tabla 8.1. se ha representado, también, el valor simulado para el nivel piezométrico en la hipótesis húmeda. El nivel freático en esta hipótesis estaría entre 1 y 2 m por encima de las medidas actuales.

Punto	p.k.	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Prof. (m)	Prof. muro Q (m)	Cota muro Q (msnm)	Niveles piezométricos medidos								Cota nivel calibrado (m.s.n.m)		Observaciones
								Durante perforación		Dic - 2010		30-dic-2010		4-ene-2011				
								Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Hipótesis calibración	Hipótesis húmeda	
S-0+495	0+263	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	7	8,30	sellado						**8,55**	**9,75**	Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-0+590	0+371	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6			1,59	10,80			3,26	9,13	**8,59**	**9,81**	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	7	7,38	sellado						**8,58**	**9,84**	Nivel durante perforación según sondistas
S-1+080	0+860	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7			4,93	8,84	4,87	8,90	4,74	9,03	**9,02**	**10,42**	
S-1+715	1+494	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6			3,66	8,73	3,73	8,66	3,65	8,74	**8,76**	**10,15**	
Pz-1	F.T.	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9			4,65	8,45	4,50	8,60	4,20	8,90	**8,39**	**9,60**	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4			5,49	9,11	5,39	9,21			**9,20**	**10,62**	Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414814	4800253	17	15	>15	<2,0			5,11	11,89	5,19	11,81	5,30	11,70	**11,47**	**13,24**	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415521	4800764	22,82	9	7	15,82			4,70	18,12			4,88	17,94	**18,17**	**19,85**	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	7,79	7,68	7,28	8,19					**8,55**	**9,75**	Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414221	4800819	15,42	18			7,71	7,71	7,21	8,21	7,10	8,32	6,60	8,82	**8,55**	**9,75**	Situado a 2 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414918	4800612	13,34	22			4,2	9,14	4,4	8,94	4,44	8,90	4,14	9,20	**9,18**	**10,64**	Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414921	4800614	13,65	15			4,48	9,17	4,34	9,31	4,38	9,27	4,43	9,22	**9,18**	**10,64**	Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1			4,33	9,27	4,35	9,25	4,39	9,21	**-**	**-**	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)
I-1	F.T.	414572	4800394	14,20						4,7	9,5					**9,28**	**10,79**	Nivel dinámico
I-3	F.T.	414801	4800369	16,50						5,8	10,7					**10,26**	**11,88**	Nivel dinámico
I-4	F.T.	414610	4800452	14,20						5,2	9,0					**8,99**	**10,41**	Nivel dinámico
I-7	F.T.	414946	4800398	16,60						7,3	9,3					**9,94**	**12,00**	Nivel dinámico

Tabla 8.1. Sondeos, pozos y piezómetros utilizados en la calibración. Niveles piezométricos observados y niveles simulados en la "hipótesis de calibración" y en la "hipótesis húmeda"

8.1. Hipótesis de calibración

Para la calibración de las medidas piezométricas observadas, se han utilizado unas tasas de recarga por percolación de lluvia razonables, una distribución zonal de permeabilidad totalmente congruente con los ensayos de bombeo realizados, así como cotas reales para simular la altura de la lámina de agua en las celdas río. En este sentido, se considera que los parámetros hidrogeológicos utilizados para la calibración del modelo son correctos, y entran dentro de lo razonable y esperable en la zona de estudio. En el apartado 7, se explica y justifica en detalle la distribución de parámetros hidrogeológicos utilizados para la calibración del modelo.

En la figura 8.1 se presenta el plano de isopiezas obtenido para la "hipótesis de calibración", habiéndose representado los valores de las isopiezas en azul, y los valores observados utilizados para la calibración en rojo, ambos en cota absoluta (m.s.n.m). En la figura 8.2, se presenta un detalle de la figura 8.1 en la zona de la traza. En ambas figuras, se observa como el ajuste de los valores simulados a los valores observados es muy estrecho, por lo que se considera la calibración correcta.

Para la "hipótesis de calibración", el balance del modelo indica un caudal en juego de 11,4 Hm^3/año para todo el área simulada. El flujo subterráneo en tránsito a través de los casi 1,2 km de trazado soterrado entre pantallas es de 2,2 Hm^3/año, lo que equivale a un caudal continuo de aproximadamente 70 l/s ó 6.000 m^3/día.

El flujo tiene una dirección predominante de sur a norte, orientada desde las zonas más altas situadas al sur y sureste de la ciudad, hacia la principal zona de descarga situada en el río Saja. Los cauces de los arroyos Sorravides e Indiana aportan un caudal de recarga al acuífero, presentando el flujo subterráneo en su entorno un gradiente más elevado que en el resto del modelo, debido a la topografía del muro del acuífero y a una reducción del espesor de acuífero, y por tanto de su transmisividad. Igualmente, la cabecera del arroyo Cristo, encauzado en el área del modelo, y la zona del borde de terraza situado al suroeste de este arroyo, introducen un aporte externo al modelo.

En la zona del río Besaya, se observa un flujo de recarga desde el río al acuífero de dirección noroeste en la zona próxima a la traza. El carácter perdedor o influente es más marcado en la zona más baja del río, cercana a la desembocadura del río Besaya en el río Saja. Igualmente, el tramo del río Saja entre la desembocadura del río Besaya y la presa situada 140 m aguas abajo, es perdedor debido al salto de casi 2 m que produce esta presa. En cambio, en la mitad más meridional del modelo, el río Besaya presenta un carácter efluente o ganador, descargando parte del flujo procedente de las zonas más altas del área modelizada.

Al este de la traza, próxima a la rotonda del "donuts", se forman una zona donde las celdas del modelo permanecen secas. Esto parece bastante razonable, visto el reducido espesor del manto cuaternario en esta zona que se acuña rápidamente; la cota del muro y la relativa proximidad del río Saja provocan el secado de las celdas.

A lo largo de prácticamente toda la traza del proyecto, las isopiezas (figuras 8.1 y 8.2) se disponen prácticamente paralelas a la traza, debido a la posición de la zona de descarga en el río Saja respecto al resto del modelo, lo que condiciona un flujo de perpendicular a subperpendicular a la traza del soterramiento. Esta orientación del flujo respecto al soterramiento es desfavorable y puede condicionar un fuerte efecto barrera.

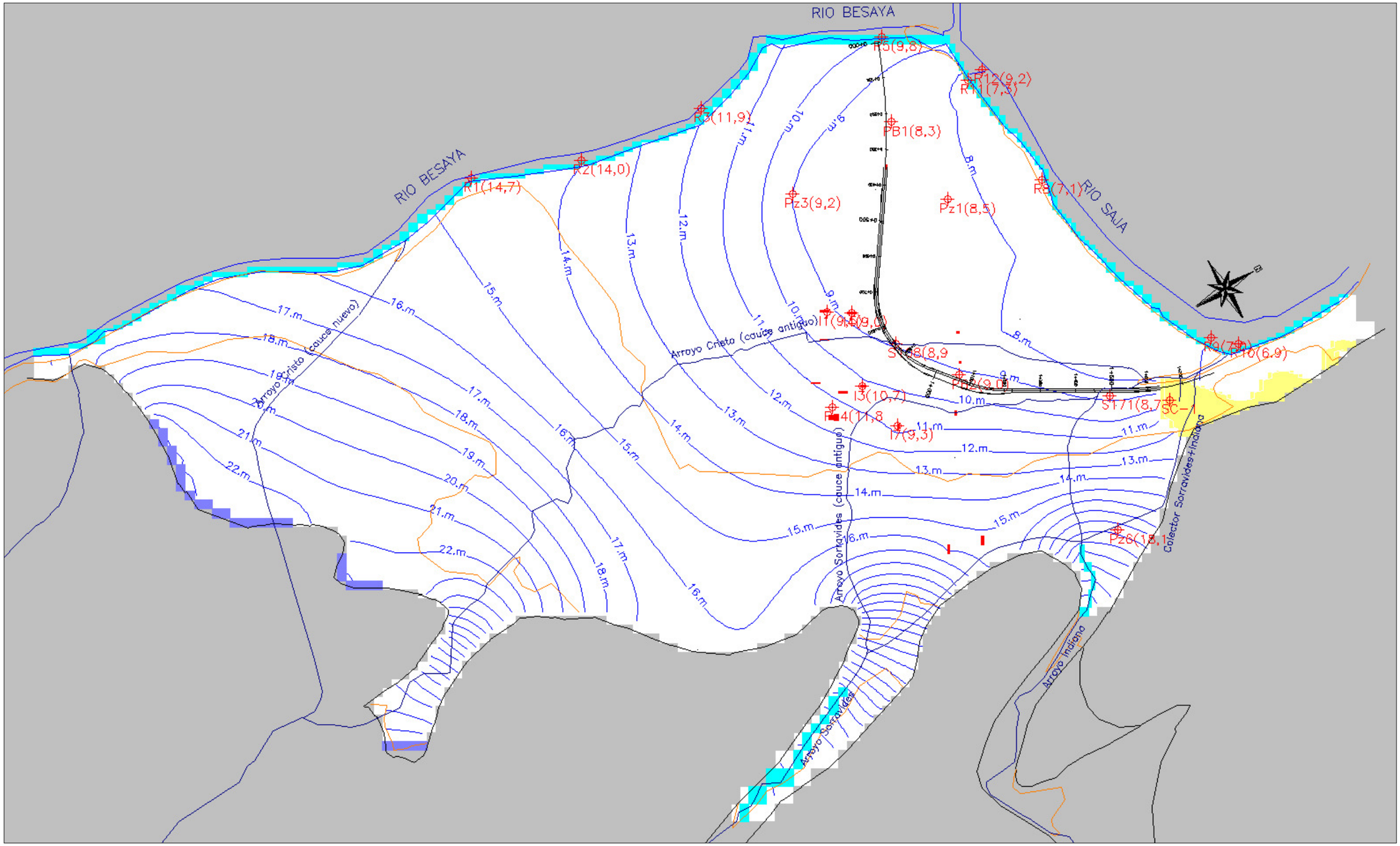


Fig. 8.1. Plano de isopiezas para la "hipótesis de calibración" del modelo. Valores de isopiezas en azul, valores observados en rojo, ambos en m.s.n.m, y celdas secas en amarillo

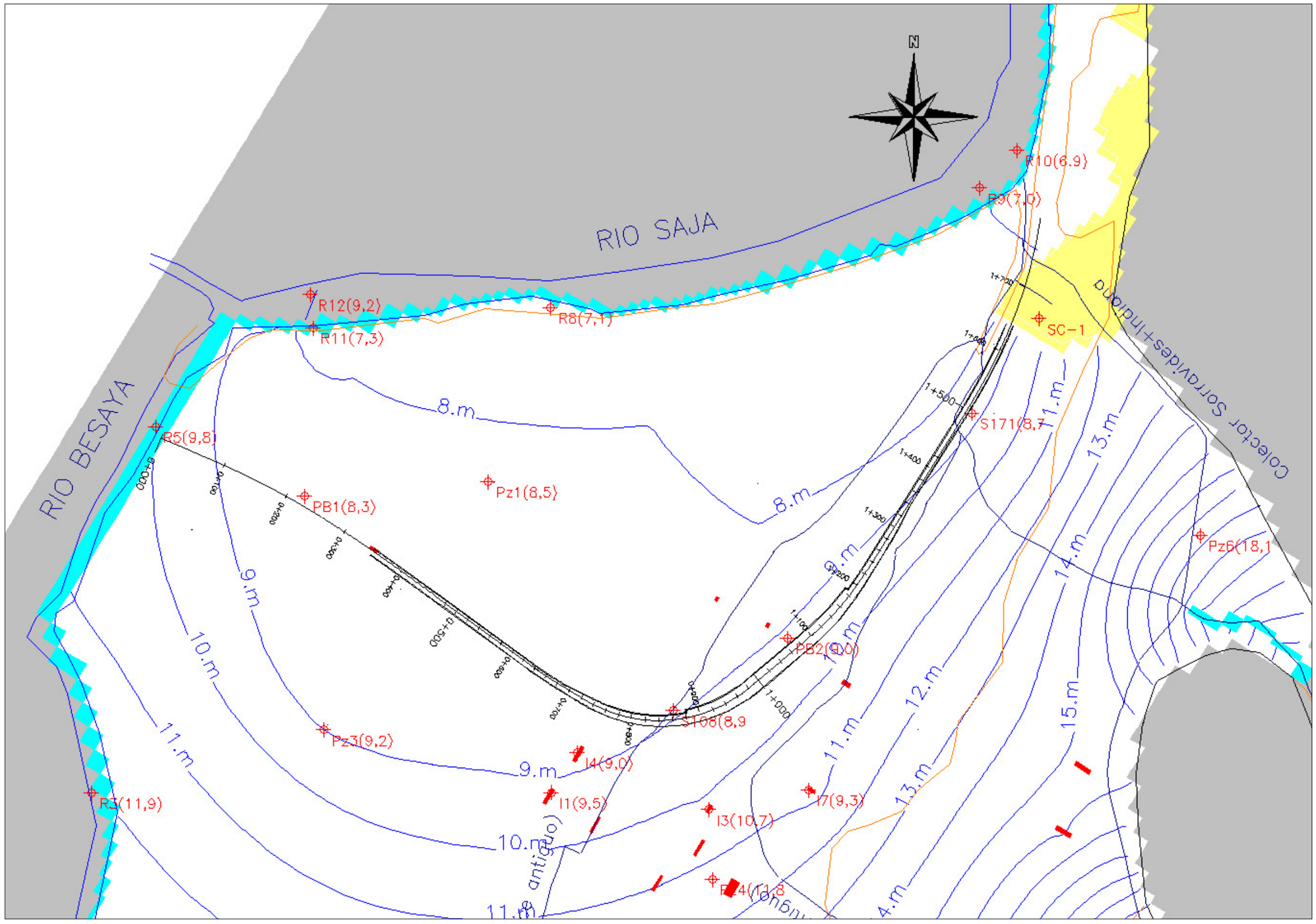


Fig. 8.2. Detalle del plano de isopiezas para la "hipótesis de calibración" en la zona del soterramiento. Valores de isopiezas en azul, valores observados en rojo, ambos en m.s.n.m, y celdas secas en amarillo

8.2. Hipótesis húmeda

Para la calibración de esta hipótesis se han utilizado tasas de recarga más altas que en la "hipótesis de calibración", fruto de un periodo de precipitaciones por encima de la media. No se dispone de un registro piezométrico histórico en la zona, lo que podría haber permitido calibrar las tasas de recarga a un escenario de aguas altas real, por lo que se ha optado por considerar en la "hipótesis húmeda" unas tasas de recarga razonablemente altas.

Se ha considerado una tasa de recarga del doble de la considerada en la "hipótesis de calibración" para las zonas no pavimentadas, y un 50% superior en las zonas pavimentadas; es decir de 400 mm/año y 75 mm/año, respectivamente.

Igualmente, en un periodo de intensas precipitaciones, es normal que se produzca una elevación del nivel de agua en los ríos y arroyos de la zona, así como del nivel freático en el acuífero asociado a la terraza superior. En la "hipótesis húmeda", se ha considerado una ascensión de 1 m de nivel en las celdas tipo río del río Saja, de 1,5 m en las del río Besaya, y de 2 m en las celdas tipo río de los arroyos Sorravides e Indiana y celdas de potencial general (GBH) de la cabecera del arroyo Cristo y borde de terraza.

El resto de parámetros se mantienen invariantes respeto a la "hipótesis de calibración", incluido las tasas de bombeo desde los pozos de achique.

En esta situación, se ha obtenido unos ascensos respecto a la "hipótesis de calibración", superiores en las zonas más altas del modelo y menores según nos aproximamos al río Saja. Se trata de una hipótesis de simulación del lado de la seguridad, en la que se simula un hipotético escenario de aguas altas, en el que el que flujo subterráneo que atraviesa la zona donde se proyecta construir el soterramiento fuera más elevado.

En general, la distribución piezométrica de la "hipótesis húmeda" se asemeja en gran medida a la distribución de la "hipótesis de calibración", aunque los niveles se sitúan de 1 a 2 m por encima de ésta y los gradientes hidráulicos son algo más elevados.

En las figuras 8.3 y 8.4, se presenta la distribución piezométrica resultante para esta hipótesis. En este caso, el balance del modelo indica un caudal en juego de 12,9 Hm^3/año para todo el área modelizada. El flujo subterráneo en tránsito a través del tramo soterrado entre pantallas es de 2,8 Hm^3/año, lo que equivale a un caudal continuo de aproximadamente 90 l/s ó 7.800 m^3/día.

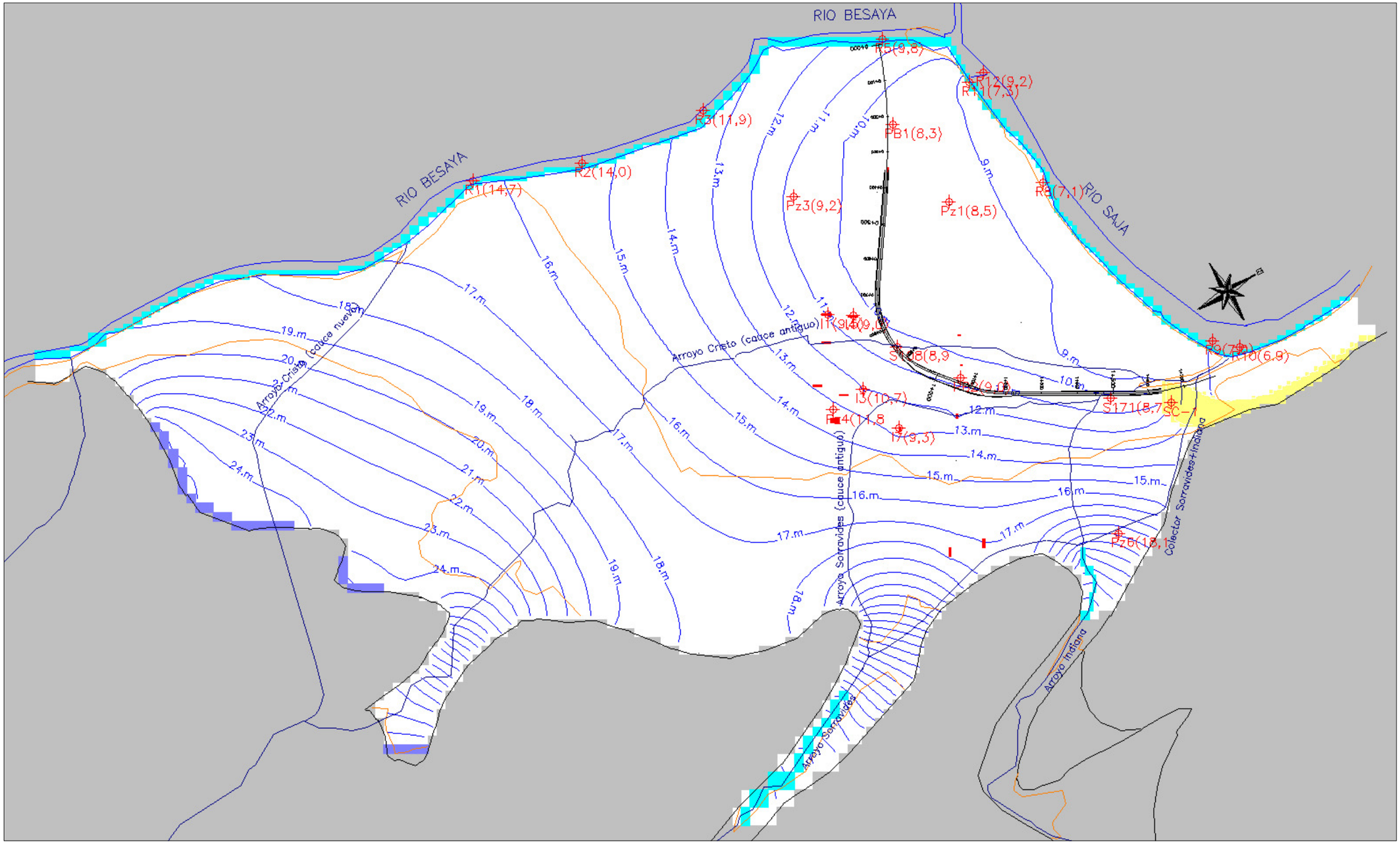


Fig. 8.3. Plano de isopiezas para la "hipótesis húmeda" del modelo. Valores de isopiezas en azul, valores observados en rojo, ambos en m.s.n.m, y celdas secas en amarillo

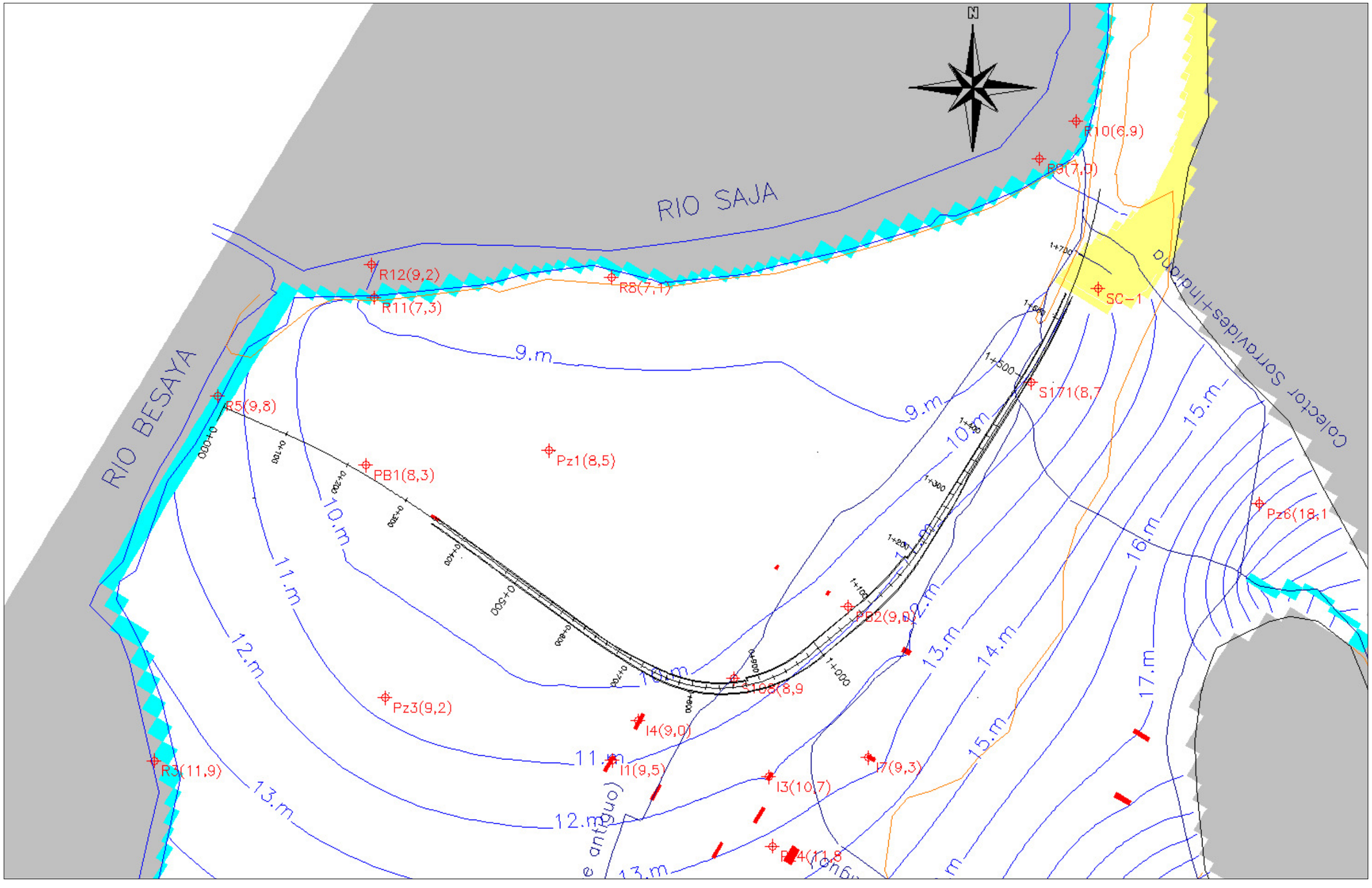


Fig. 8.4. Detalle del plano de isopiezas para la "hipótesis húmeda" en la zona del soterramiento. Valores de isopiezas en azul, valores observados en rojo, ambos en m.s.n.m, y celdas secas en amarillo

9. Interacción soterramiento - medio acuífero

Dentro de los posibles impactos que cualquier tipo de actividad humana puede provocar sobre las aguas subterráneas, se deben contemplar dos aspectos distintos.

- El posible impacto sobre la cantidad de los recursos hídricos del acuífero y, en general, sobre el funcionamiento hidráulico de los acuíferos afectados. En cuanto a la posible interacción entre el futuro soterramiento y el funcionamiento hidráulico del acuífero donde ésta se proyecta, los dos posibles impactos más evidentes e importantes que podrían llegar a producirse son: el probable efecto barrera sobre el flujo subterráneo del acuífero interceptado, y el posible drenaje del mismo, tanto durante el desarrollo de las obras como posteriormente durante la explotación de la línea.

- Posibles fenómenos de degradación de la calidad natural de las aguas que perjudique o incluso impida cualquier tipo de aprovechamiento presente o futuro de los acuíferos.

9.1. Efecto barrera

El estudio hidrogeológico realizado, así como la distribución piezométrica obtenida en las distintas hipótesis de calibración del modelo de flujo (figuras 8.1, 8.2, 8.3 y 8.4), indican que el flujo subterráneo presenta una dirección prácticamente perpendicular a la traza, a lo largo de casi toda la longitud del soterramiento. Dentro de este esquema de funcionamiento hidráulico, una disminución de la sección de paso del flujo subterráneo a través del soterramiento, podría producir un cierto efecto barrera más o menos intenso en función del grado de interrupción de la sección de flujo, y/o medidas de drenaje adoptadas para restituir el flujo subterráneo interrumpido.

El soterramiento podría producir una cierta interrupción, o un determinado impedimento al flujo subterráneo que en régimen natural circula a través de la zona. La construcción de pantallas empotradas en el substrato impermeable, de manera continua a lo largo de toda su longitud y sin medidas de drenaje complementarias, podría generan un efecto barrera intenso que provocaría fuertes ascensos del nivel freático al sur del soterramiento (aguas arriba), y fuertes descensos al norte del mismo (aguas abajo).

9.1.1. Medidas correctoras

Con el fin de evitar el efecto barrera o, al menos, minimizar al máximo sus consecuencias y tan solo permitir una tasa de ascensos y descensos aceptables, se puede contemplar en principio la construcción de dos tipos de medidas de restitución del flujo transversal: portillos y sifones.

Portillos

Se trata de huecos dejados en la parte superior o inferior de las pantallas, ya bien por debajo de la losa inferior, o por encima de la losa superior del falso túnel, de forma que por esos huecos el flujo del acuífero discurra libremente evitando su total interrupción.

Los portillos inferiores habitualmente se construyen ejecutando las pantallas en su zona inferior en dientes de sierra, apoyando un determinado número de bataches en el nivel impermeable y dejando otros más altos, colgados respecto a los tramos de pantallas adyacentes por medio de una viga de atado y posibles medidas complementarias de entibación.

Los portillos superiores, se construyen bien desmochando la porción superior de las pantallas que quedan por encima de la losa superior del túnel, o bien ejecutando su parte superior en desmonte con o sin entibación provisional (pantallas de tablestacas). Posteriormente, se rellena los huecos con un material de permeabilidad superior, o al menos igual a la del acuífero que se pretende restituir. En estos caso, se diseña la losa superior abovedada para soportar el peso de los materiales de relleno.

En el caso de portillos inferiores, la ejecución de la losa inferior en los tramos de pantallas con portillos, obliga a emplear técnicas de rebajamiento del nivel freático mediante bombeos en aquellas zonas donde la base de la losa se encuentre por debajo del nivel freático. En un acuífero con una elevada permeabilidad, como el simulado, es complicado provocar grandes rebajamientos del nivel freático debido a una rápida afluencia de agua al recinto entre pantallas, además de la posible repercusión sobre edificaciones próximas. Una posible solución para evitar caudales de agotamiento excesivos en las zonas de portillos inferiores, es la de ejecutar tapones de jet-grouting para evitar o disminuir en gran medida la entrada de agua por debajo de la excavación.

Se recomienda minimizar al máximo, en la zona de portillos, la utilización de lodos bentoníticos para la excavación de las pantallas, ya que en un acuífero muy permeable el empleo de lodos puede provocar el sellado total o parcial del acuífero bajo la losa, al migrar los lodos hacia el acuífero. En este sentido, también se

recomienda prestar especial atención al uso de lechadas y a la consistencia del hormigón utilizado en las pantallas.

La posibilidad de utilización de portillos superiores o inferiores va a depender de la posición del nivel freático y de la base del acuífero respecto al falso túnel, siendo utilizable un determinado tipo, ambos o ninguno, según se permita o no el paso de flujo subterráneo por encima o por debajo del falso túnel.

Se trata de una medida definitiva que no necesita mantenimiento, por lo que siempre que sea posible es recomendable su utilización frente al uso de sifones.

Sifones

Están constituidos por un pozo de admisión exterior a la pantalla que recoge el flujo subterráneo aguas arriba, y por un pozo de inyección de idénticas características que introduce el agua en el acuífero aguas abajo, conectados necesariamente ambos entre sí por debajo del nivel freático.

Es una medida recomendable cuando no es posible la construcción de portillos porque la posición del falso túnel no permite el paso del flujo mediante portillos, o donde su construcción implica fuertes caudales de agotamiento de los recintos, o donde la dificultad de las medidas complementarias necesarias para reducir el caudal de agotamiento (jet-grouting, congelación del terreno, etc) desaconsejan su utilización.

Se recomienda no emplear, o minimizar al máximo, el uso de lodos artificiales en la perforación de los pozos de los sifones, con el objeto de no provocar la impermeabilización del acuífero en el entorno de los mismos. Con el fin de reducir las pérdidas de carga en los pozos, es primordial la instalación de una tubería filtrante con una superficie libre abierta de al menos 10-15 %, y la instalación de un prefiltro o macizo de gravilla de granulometría adecuada en el espacio anular entre la tubería y el terreno. La elección de la apertura de la rejilla, así como la de la granulometría del prefiltro, deben ser realizadas en función de la granulometría del acuífero, para evitar que los pozos produzcan arenas y finos que pueden llegar a obturar el sistema de trasvase de agua.

Posteriormente a la entubación y al engravillado, se recomienda el desarrollo de los pozos, valorándose, en función de la proximidad de los edificios colindantes, métodos bidireccionales como el pistoneo o como el sobrebombeo con paradas y arranques sucesivos, con el fin de aumentar la eficiencia del pozo, alargar su vida útil y minimizar la producción de arenas. Es muy recomendable la instalación de un dispositivo adecuado que permita una limpieza regular del conducto de transferencia entre pozos.

La profundidad de los pozos será la suficiente para dar continuidad a los niveles acuíferos interrumpidos por las obras, profundizándose 2-3 m más por debajo del muro del acuífero, para revestirlos con tubería ciega a modo de cámara de decantación.

Se recomienda considerar un plan de vigilancia y rehabilitación de los pozos y conductos de transferencia de los sifones durante la explotación de las obras, que permita detectar y, en caso de ser necesario, corregir un mal funcionamiento o perdida de eficacia de los sifones. Pozos deficientes y mal diseñados pueden provocar mayores variaciones piezométricas de las esperadas, perdida de eficiencia, e incluso llegar a obturase totalmente con el tiempo.

9.2. Efecto drenaje

Es probable que durante la explotación de las obras, y más aún durante la construcción de las mismas, se produzca un cierto drenaje del acuífero aluvial. El drenaje permanente o temporal de los acuíferos podría provocar un descenso del nivel piezométrico, con las consecuencias que esto puede ocasionar en las edificaciones próximas.

A priori, una vez ejecutadas las pantallas y correspondientes losas de fondo, es esperable un drenaje prácticamente nulo si su construcción e impermeabilización han sido adecuadas. Sin embargo, durante la construcción de las obras, si es posible un drenaje importante del acuífero debido a los bombeos de agotamiento necesarios para la excavación de los recintos entre pantallas. El drenaje del acuífero podría producir una disminución de las presiones efectivas en el terreno, y/o inducir procesos de compactación en aquellos depósitos cuaternarios constituidos por sedimentos de granulometría fina saturados de agua, como el caso de los depósitos de naturaleza arcillosa detectados en el S-1+330 por debajo del nivel de gravas.

En los apéndices 2 y 3 del estudio, se presentan los resultados de simular una serie de hipótesis de trabajo, en las que se analizan de manera preliminar los caudales de achique que serían necesarios bombear para excavar en seco unos hipotéticos recintos entre pantallas, así como los descensos provocados como consecuencia de los bombeos

9.2.1. Medidas correctoras

La construcción de muros pantalla empotrados por encima del sustrato impermeable del acuífero, puede hacer necesario en algunos casos caudales de agotamientos importantes y continuos durante todo el proceso de excavación y ejecución de las losas de fondo, debido a una importante entrada de flujo subterráneo por el fondo de las excavaciones. En este caso, se puede recurrir a tratamientos del terreno situado justo por debajo del fondo de la excavación prevista (tapones de jet grouting, congelación, etc), así la zona tratada junto a las pantallas conformarían un recinto cerrado y aislado del acuífero, de modo que se evitaría que el rebaje pudiera afectar al manto cuaternario. Los tratamientos de fondo contribuirían a minimizar las posibles subpresiones sobre la losa de fondo en caso de ser necesario.

Otra solución es profundizar las pantallas hasta el sustrato más o menos impermeable que forma la base del acuífero, impidiéndose así en mayor o menor medida un flujo subterráneo vertical hacia los recintos. Esta solución, si bien evita los tratamientos del terreno, siempre costosos y difíciles, intensifica el probable efecto barrera de las obras al provocar un cierre total al flujo subterráneo.

Una solución, en principio más idónea, sería empotrar las pantallas hasta la base del acuífero cuaternario, pero dejando los portillos necesarios por debajo de la losa inferior para suavizar el efecto barrera hasta valores tolerables, siendo necesaria la utilización de técnicas de tratamiento del terreno sólo en la zona de los portillos. Esta solución mixta permitiría la restitución del flujo subterráneo, a la vez que minimizaría los tramos con tratamientos.

No obstante, ante posibles desviaciones de lo que sería un comportamiento normal, bien por una continuidad en profundidad de los niveles permeables mayor de la esperada, o por una falta de impermeabilidad de los muros pantalla, se recomienda la realización de un control piezométrico del nivel del acuífero, tanto fuera como dentro de los recintos a agotar. El control debería iniciarse antes del inicio de las obras, seguir durante su desarrollo, e incluso continuar un determinado periodo después de la finalización de las mismas. El control piezométrico debería ser especialmente estricto durante el periodo que duren los bombeos de agotamiento y la excavación.

9.3. Otras posibles afecciones

No existe una causa evidente por la cual la ejecución de las obras proyectadas pueda producir una disminución del área de recarga natural del acuífero, salvo la ocupación que la propia obra lineal supone. Además, la superficie que ocupa la obra es muy limitada en comparación con la extensión total de los acuíferos, por lo que nos se espera un efecto apreciable.

9.4. Impacto sobre la calidad de las aguas

Cualquier posible impacto sobre la calidad de las aguas subterráneas, provocado por la construcción de las obras, va a estar relacionado con el vertido de contaminantes sobre la superficie del terreno o en cauces superficiales, así como con vertidos directos en la zona saturada de los acuíferos a través de excavaciones a cielo abierto, pozos o sondeos.

En este sentido, merece especial atención la elevada vulnerabilidad a la contaminación que presentan los depósitos aluviales, debido a su elevada permeabilidad y a la proximidad del nivel freático a la superficie, de modo que la posible carga contaminante alcanzaría la zona saturada del acuífero sin apenas experimentar procesos de autodepuración.

En cuanto a posibles agentes contaminantes, se pueden citar: aceites, grasas, combustibles, lechadas de cemento, lodos, disolventes, vertidos orgánicos y, en general, cualquier tipo de sustancia química ajena al medio acuífero. Durante la construcción de la obra es muy corriente vertidos accidentales relacionados con toda la maquinaria pesada que se utiliza en la obra, así como restos de lechadas, restos de hormigón y escombros.

Durante la fase de explotación, aunque en menor medida pero durante mucho más tiempo, es posible el vertido de pequeñas cantidades de hidrocarburos. Así como vertidos accidentales de substancias químicas transportadas por el ferrocarril que pueden llegar a ser muy severas en función del volumen y la toxicidad de las substancias vertidas.

9.4.1. Medidas preventivas y correctoras

En cuanto a las medidas preventivas destinadas a evitar y prevenir la contaminación de los acuíferos, se recomienda:

- Realizar un control estricto sobre los posibles vertidos accidentales de contaminantes (aceites, combustibles, lechadas, etc.) que se produzcan directa o indirectamente sobre los terrenos afectados y los cauces de ríos y arroyos. Este control evitará en todo lo posible que el vertido se produzca y, en caso de producirse, éste será rápidamente retirado del terreno, así como tratado los suelos afectados. En caso de que el contaminante afectara a la

zona saturada y/o zona no saturada del acuífero, se realizarán las medidas y operaciones oportunas para la descontaminación del acuífero afectado.

- Se evitará en todo lo posible, situar instalaciones auxiliares para la obra, como plantas de hormigonado, casetas de obra, parque de maquinarias, etc. sobre terrenos aluviales de vulnerabilidad alta. De cualquier modo, previamente al asentamiento, se recomienda realizar un tratamiento de impermeabilización del terreno, así como tomar las medidas oportunas para recoger el agua de escorrentía que circula por estas zonas durante el tiempo necesario. Posteriormente, a la finalización de la obra, se retirará la capa impermeable y se restituirán las condiciones naturales del terreno.

- Se evitará el vertido de aguas residuales generadas durante la realización de la obra sobre el terreno y cauces. Están serán convenientemente depuradas con los tratamientos necesarios y se realizará un seguimiento analítico de las aguas, antes, durante y después de su depuración. Éstas solo serán vertidas cuando no se sobrepasen los valores establecido por la legislación vigente relativa a vertidos.

- Las operaciones de mantenimiento de maquinaria deberán realizarse, en la medida de lo posible, en áreas especializadas (talleres), en caso de no ser posible, se realizarán en zonas preparadas al efecto y los productos contaminantes generados deberán serán convenientemente recogidos y trasladados a una instalación especializada en su reciclaje.

- Se recomienda la construcción de sistemas de retención y depuración que recojan, durante la explotación de la línea, las aguas procedentes del drenaje longitudinal de la infraestructura, así como cualquier otro vertido accidental que pueda producirse.

- Se aconseja, muy especialmente, evitar cualquier tipo de vertido directo al acuífero a través de excavaciones abiertas, pozos, sondeos o taladros realizados durante la obra o previamente existentes. Para ello, se sellará convenientemente con lechadas de cemento bentonita u hormigón, lo más rápidamente posible, cualquier tipo de taladro que quede dentro de las zonas de asentamiento permanente o provisional de la obra.

- Aquellos pozos o sondeos que por alguna razón sea necesario conservar durante o después de la obra, serán entubados, se les colocará una tapa adecuada que evite cualquier tipo de vertido furtivo o accidental y se cementará adecuadamente el espacio anular comprendido entre la entubación y el terreno en los 2-3 m superiores a modo de sello sanitario, para evitar la entrada de contaminantes a través de este espacio anular.

- En las excavaciones abiertas, se recomienda, especialmente, evitar el vertido de escombros o aguas residuales en las zanjas abiertas, así como ser muy estrictos en cuanto al tipo de materiales usados para rellenar las zanjas.

- Se recomienda la descontaminación o retirada a vertedero de los suelos contaminados que se detecten durante la excavación del soterramiento. Con esta medida, se pretende evitar que un cambio en la dinámica de los acuíferos pueda llegar a removilizar la carga contaminante contenida en el terreno.

- Se recomienda realizar un control de los parámetros fisicoquímicos de las aguas subterráneas en la zona, tanto durante la construcción de la obra, como en un periodo posterior durante la explotación de la misma. Con está medida se pretende realizar una vigilancia de los posibles impactos que, a pesar de las medidas preventivas tomadas, puedan producirse y así tomar las medidas adicionales necesarias para su rápida corrección.

9.5. Tramificación del proyecto

Se han considerado dos alternativas distintas en función del método empleado en su construcción. En una de ellas, se propone la ejecución de un tapón de Jet Grouting de 3 m de espesor por debajo de la losa inferior, para minimizar la entrada de agua por debajo de la excavación entre pantallas y así reducir el caudal de achique necesario durante las obras. En la otra, no se contempla la construcción del tapón y la profundidad de empotramiento de las pantallas en el terreno es mayor, así como lo sería, *a priori*, el efecto barrera que provocaría esta sobre el flujo subterráneo del acuífero.

Las alternativas se han denominado en este estudio:

- **Alternativa Jet** a la ejecutada con tapón entre los pp.kk. 0+480 y 1+420

- **Alternativa Bombeos** a la ejecutada sin tapón y en la que los bombeos de achique necesarios durante su construcción serían más intensos.

A continuación se presenta la tramificación de las obras:

0+000 – 0+480

Corresponde a la zona inicial del proyecto que coincide en parte con la vía actual, y en parte con la zona inicial del soterramiento proyectada en desmonte de pequeña altura entre muros. Según los datos disponibles, en este tramo el nivel freático se sitúa por debajo de la cimentación de los muros y la losa, por lo que no se espera afecciones.

0+480 – 0+690

Este tramo corresponde a la rampa de entrada del soterramiento que se proyecta entre pantallas. En el caso de la **Alternativa Jet**, se ha considerado que la profundidad de empotramiento de las pantallas varía de 12 a 13 m de profundidad desde el p.k. 0+480 al pk 0+690. En la A**lternativa Bombeos,** se ha considerado que la profundidad de empotramiento de las pantallas varía de 13 a 15 m de profundidad desde el inicio al final del tramo.

Según los datos disponibles, desde aproximadamente el p.k.0+520 hasta el final del tramo, la base de excavación de la losa interceptaría el nivel freático del acuífero. En este tramo, las pantallas provocan una reducción de la sección libre del acuífero entre 30% y 50% en el caso de la **Alternativa Bombeos,** y entre 25% y 40% en el caso de la **Alternativa Jet.**

0+690 – 1+205

Corresponde a la zona central del proyecto, donde este se proyecta en falso túnel construido al amparo de pantallas. En este caso, el nivel freático queda siempre por encima de la base de la excavación. En el caso de la **Alternativa Jet**, se ha considerado que la profundidad de empotramiento de las pantallas es de 13 m de profundidad en todo el tramo, y en el caso de la A**lternativa Bombeos** de 18 m.

En este tramo, las pantallas provocan una reducción de la sección libre del acuífero que varia desde el inicio al fin del tramo, entre 65% y 100% en el caso de la **Alternativa Bombeos,** y de 40% a 100% en el caso de la **Alternativa Jet.**

Según la geometría del corte geológico del proyecto de 2011, entre aproximadamente los pp.kk. 1+020 y 1+120, la base de la losa interceptaría el techo del nivel de depósitos arcillosos de origen estuarino cortados en el sondeo S-1+330, de modo que en esta zona no servirían los portillos como medida de restitución del flujo subterráneo, y sería necesario la construcción de sifones para dar continuidad al nivel de gravas superficial. Este tramo sería aún mas largo en el caso de la **Alternativa Jet,** ya que la base del tapón interceptaría la base del acuífero en una mayor longitud.

1+205 – 1+420

Este tramo corresponde a la rampa de salida del soterramiento que se proyecta entre pantallas. En el caso de la **Alternativa Jet**, se ha considerado que la profundidad de empotramiento de las pantallas varía de 13 a 12 m de profundidad desde el p.k. 1+205 al pk 1+420. Mientras que en la A**lternativa Bombeos,** se ha considerado que la profundidad de empotramiento de las pantallas varía de 15 a 13 m de desde el inicio al final del tramo.

En todo el tramo, la base de excavación de la losa interceptaría en mayor o menor medida el nivel freático del acuífero. En la **Alternativa Bombeos**, las pantallas provocan una reducción de la sección libre del acuífero de 100% a 65%, y de 100% a 55% en el caso de la **Alternativa Jet.**

1+420 – 1+640

Se ejecuta en desmonte de reducida altura construido entre muros de acompañamiento. El nivel piezométrico se sitúa por debajo de la base de cimentación de muros y losa, por lo que en principio no debería dificultar el flujo subterráneo del acuífero ni provocar el drenaje del mismo.

A continuación, se presentan sendos cuadros resúmenes con la profundidad y cota de empotramiento de las pantallas utilizadas en el apartado siguiente para simular el efecto barrera de ambas alternativas.

ALTERNATIVA BOMBEOS					
pk.	cota superficie (msnm)	Profundidad pantallas en rampas desde la superficie (m)	Cota empotramiento pantallas en rampas (msnm)	Profundidad pantallas en túnel desde la superficie (m)	Cota empotramiento pantallas en túnel (msnm)
0+480	13,7	13	0,7	-	-
0+690	14,1	15	-0,9	18	-3,9
1+205	13,3	15	-1,7	18	-4,7
1+420	13,4	13	0,4	-	-

ALTERNATIVA JET					
pk.	cota superficie (msnm)	Profundidad pantallas en rampas desde la superficie (m)	Cota empotramiento pantallas en rampas (msnm)	Profundidad pantallas en túnel desde la superficie (m)	Cota empotramiento pantallas en túnel (msnm)
0+480	13,7	12	1,7	-	-
0+690	14,1	13	1,1	13	1,1
1+205	13,3	13	0,3	13	0,3
1+420	13,4	12	1,4	-	-

10. Simulación del efecto barrera

El principal objetivo del modelo de simulación implementado en este estudio, es él de valorar el probable efecto barrera que la construcción de las dos alternativas de soterramiento pueda provocar sobre el flujo subterráneo del acuífero afectado, así como cuantificar las medidas de drenaje necesarias para restituir el flujo a través de las obras.

Es bastante probable que la construcción de las obras produzca un mayor o menor efecto barrera sobre el flujo subterráneo de los acuíferos afectados, que puede llegar a ser importante en ciertos tramos si no se toman las medidas de drenaje oportunas para restablecer el flujo a través de la barrera originada.

El efecto pantalla de las obras puede impedir, o dificultar en mayor o menor medida, el flujo subterráneo hacia la principal zona de descarga natural del acuífero en el río Saja, de modo que éste puede verse interrumpido y/o desviado. Se puede provocar una variación de la dinámica general del acuífero, apareciendo zonas en las que se produce un ascenso relativo de los niveles piezométricos, situadas aguas arriba de la barrera, y zonas en las que se produce un descenso relativo de los mismos, situadas aguas abajo.

Además del propio impacto sobre el medio acuífero, las variaciones piezométricas pueden inducir efectos negativos sobre las edificaciones y obras preexistente, así como sobre las propias actuaciones previstas, como por ejemplo: subpresiones y filtraciones no previstas en plantas de sótanos o incremento de las ya existentes, zonas encharcadas en superficie, afecciones a la cimentación de edificios y otras obras, etc.

A continuación en los apartados siguientes, se presentan los resultados de las simulaciones realizadas para analizar el efecto barrera producido por las dos alternativas constructivas, y para justificar las medidas de drenaje necesaria para mitigar el efecto barrera y reducir a valores razonables las variaciones piezométricas producidas. Todas las simulaciones han sido realizadas en régimen permanente, y se ha analizado el efecto barrera producido bajo las condiciones de la hipótesis de calibración e hipótesis húmeda. Igualmente, se han analizado las medidas de drenaje necesarias bajo las condiciones de ambas hipótesis.

En las simulaciones que analizan las medidas de drenaje necesarias para suavizar el efecto barrera, se ha tomado el valor de 0,5 m como máximo de las variaciones piezométricas “aceptables” o “tolerables”. Se trata de un criterio razonable fijado en virtud de criterios puramente hidrogeológicos, que debe ser analizado en base a criterios geotécnicos, constructivos y urbanísticos de las obras existentes y previstas, antes de considerarse válido.

Debido a que en la zona situada agua arriba del soterramiento, ya existían varios edificios que necesitaban bombeos de achique para mantener secas sus plantas de sótano, se han tanteado soluciones en las que los ascensos se situasen por debajo de 50 cm. En este sentido, se advierte sobre el hecho de que la construcción del soterramiento, con un mayor o menor número de medidas de drenaje para dar continuidad al flujo transversal, va a provocar siempre, en mayor o menor grado, un cierto agravamiento del problema ya existente, siendo probablemente necesario aumentar los bombeos de achique actuales.

Los resultados de las simulaciones son predicciones probables del comportamiento del acuífero, y en este sentido deben ser consideradas. El sistema hidrogeológico analizado presenta, como es lógico en cualquier sistema acuífero de este tamaño, una incertidumbre intrínseca en cuanto a su funcionamiento hidráulico, debido a que éste depende de una gran cantidad de variables que además presentan una distribución continua en el espacio. Los modelos de flujo, independientemente de lo complejos y detallados que sean, simulan el comportamiento medio de un sistema y sus resultados dependen de la calidad y el número de datos utilizados que siempre presentan una distribución discreta en el espacio modelizado, de modo que siempre es posible que se produzcan ciertos comportamientos locales, incluso generales, que escapen del funcionamiento del modelo. Estos comportamientos locales son típicos y esperables en acuíferos aluviales como los de la zona de estudio, con una heterogeneidad intrínseca fruto de la dinámica fluvial. En este sentido, se recomienda realizar un control piezométrico estricto del acuífero antes, durante y después de las obras, para detectar cualquier desviación respecto a las predicciones realizadas, con el objeto de adoptar a tiempo las medidas complementarias necesarias.

En las simulaciones realizadas para analizar el efecto corrector de las medidas de drenaje, no se ha considerado una tipo medida determinado (portillos o sifones) para restablecer el flujo subterráneo a través de las obras, sino que se ha calculado el grado de permeabilización necesario para obtener un efecto barrera en principio tolerable. No obstante, en los apartados siguientes, se indica para cada hipótesis una primera aproximación del número de sifones o portillos que serían necesario en cada caso. Siendo necesario en fase de proyecto constructivo, simular en detalle el efecto de las medidas finalmente adoptadas.

10.1. Alternativa Jet (hipótesis de calibración)

A continuación, se analiza el probable efecto barrera provocado por la **Alternativa Jet** del soterramiento bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis de calibración". Los resultados se presentan mediante planos de isoascensos que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis, que coinciden aproximadamente con la piezometría de diciembre 2010 en la zona.

En un primer subapartado, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. En el segundo subapartado, se ha seguido un proceso iterativo para optimizar para optimizar las medidas necesarias hasta obtener un efecto barrera en principio "tolerable".

10.1.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje

En las figuras 10.1 y 10.2, se presentan los resultados de las simulaciones sin considerar medidas de restitución del flujo subterráneo. Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos ligeramente por encima de 2 m en torno al p.k. 1+100 en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) algo por encima de 1 m en torno al p.k. 1+150.

La zona con ascensos superiores a 50 cm se extiende a lo largo de una franja de aproximadamente 300 m de ancho entre los pp.kk. 0+880 y 1+360, alcanzándose valores superiores a 1 m en una banda de 140 m de ancho entre los pp.kk. 0+940 y 1+280.

Los descensos son más contenidos, y se forma una banda de 60 m de ancho entre los pp.kk. 0+960 y 1+260, donde los descensos son superiores a 0,5 m.

La barrera provoca una reestructuración del funcionamiento hidráulico del acuífero, concentrándose el flujo subterráneo en las zonas laterales al soterramiento. Al disminuir la sección de paso, se producen ascensos y descensos aguas arriba y aguas bajo de la barrera, respectivamente, para suplir con un aumento de gradiente hidráulico la disminución de la sección de paso.

A la vista de los resultados de la simulación, se recomienda tomar medidas de drenaje para restituir el flujo subterráneo a través del futuro soterramiento.

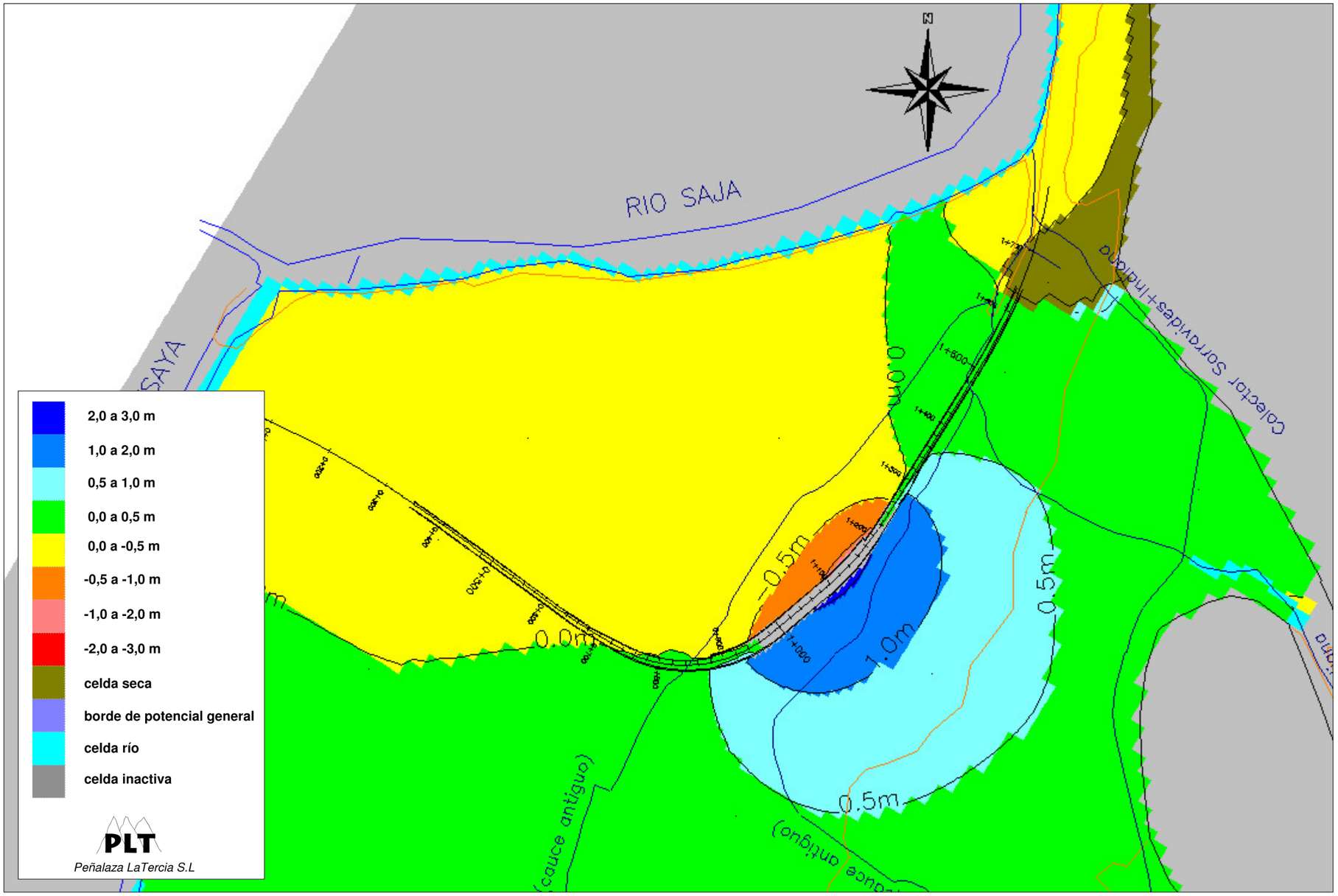


*Fig. 10.1. Plano de isoascensos de la **Alternativa Jet** sin medidas de restablecimiento del flujo transversal - "hipótesis de calibración"*

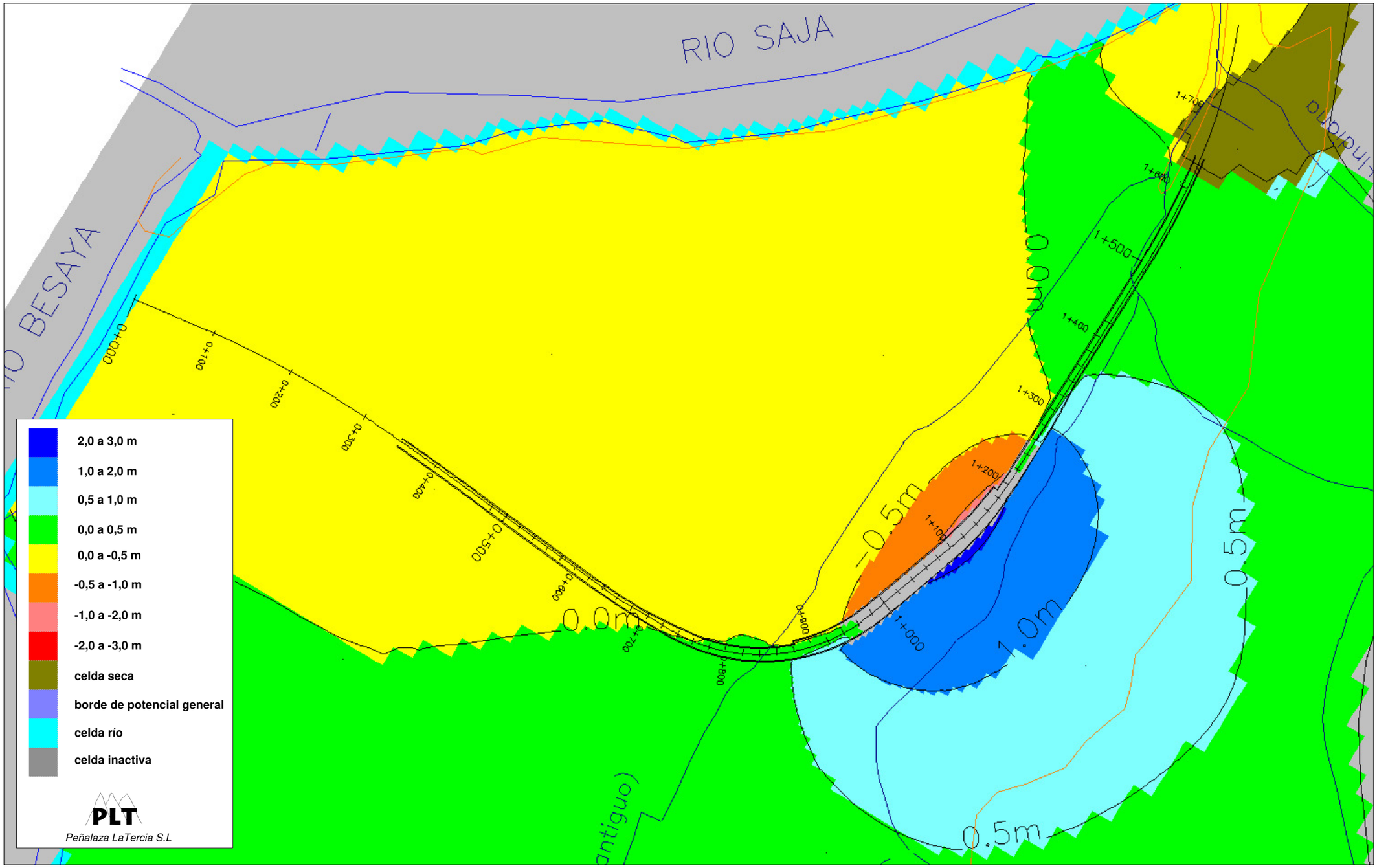


Fig. 10.2. Detalle de la figura anterior en la zona del soterramiento

10.1.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje

En este subapartado, se presentan los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone el soterramiento. Se ha seguido un proceso iterativo en el que se ha ido aumentando progresivamente la permeabilidad de la barrera, debido a la liberación de un determinado porcentaje de sección libre para el flujo subterráneo a través del soterramiento. Las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura 10.3, se presenta el resultado de liberar un 10 % de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Si se compara esta figura con las figuras 10.1 y 10.2, se observa como la restitución del flujo tiene una fuerte influencia sobre la distribución de las variaciones piezométricas producidas. Desaparece la zona con ascensos superiores a 2 m, y los ascensos máximos alcanzan valores sólo un poco por encima de 1 m en una zona pegada al soterramiento en torno al p.k. 1+120. Los descensos relativos se sitúan en todo el área por debajo de 50 cm.

De modo aproximado y a modo de ejemplo, esta permeabilización de la barrera se conseguiría con la instalación de sifones eficientes constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior, separados 24 m entre sí y considerando una eficacia del 75% debido al efecto imagen de las pantallas. La sección restituida sería equivalente al porcentaje que suponen las zonas filtrantes de los pozos de los sifones, frente a la sección inicial de paso considerando.

En caso de portillos, la sección restituida dependería de la posición del nivel freático y de la cota del muro del acuífero, respecto al dintel de los portillos. A modo de ejemplo, sería suficiente portillos que liberasen un 12,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o portillos que liberasen un 20% de la extensión horizontal del acuífero, si dejasen libre un 50% del espesor saturado inicial.

Permeabilización del 20%

Con el objeto de reducir las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm o sensiblemente por encima de este valor, se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los pp.kk. 0+940 y 1+260.

En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m se reduce y se limita a una banda de aproximadamente 60 m pegada al soterramiento entre los pp.kk. 0+940 y 1+280 (figura 10.4), donde los valores máximos rondan los 70 cm. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Aunque en muchas ocasiones un esquema de variaciones piezométricas como el simulado en la figura 10.4 sería aceptable, hay que considerar que en el caso que nos ocupa existen numerosos sótanos y garajes subterráneos al sur (aguas arriba) del futuro soterramiento, en el que actualmente ya se bombea un cierto caudal de achique, de modo que un ascenso del nivel freático aunque sólo sea de 50 cm supondría un cierto perjuicio.

A modo de ejemplo y de modo aproximado, una permeabilización del 20% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 12 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 25% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 40% de la extensión horizontal y un 50% del espesor saturado inicial.

Permeabilización del 30%

Finalmente, con el objeto de reducir más aún los ascensos que se producen aguas arriba de la barrera, y minimizar así el perjuicio que esto ascensos pueden provocar sobre los garajes y sótanos de la ciudad, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los pp.kk. 0+940 y 1+260.

En la figura 10.5, se ha representado en detalle los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como en la mayor parte de la ciudad los ascensos se sitúan por debajo de 20 cm, formándose una zona de aproximadamente 160 m pegada al soterramiento entre los pp.kk. 0+880 y 1+380, donde los ascensos alcanzan valores entre 20 y 50 cm. Bajo estas condiciones se espera que los perjuicios provocados en sótanos y garajes subterráneos fueran bastante reducidos

y en principio “tolerables”, aunque de cualquier modo siempre se produciría un cierto perjuicio, difícil de eliminar por completo y que debe ser asumido.

A modo de ejemplo, una permeabilización del 30% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 8 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 37,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 60% de la extensión horizontal del acuífero y un 50% del espesor saturado inicial. Se recomienda en fases posteriores del proyecto simular y optimizar la distribución de las medidas de drenaje finalmente adoptadas.

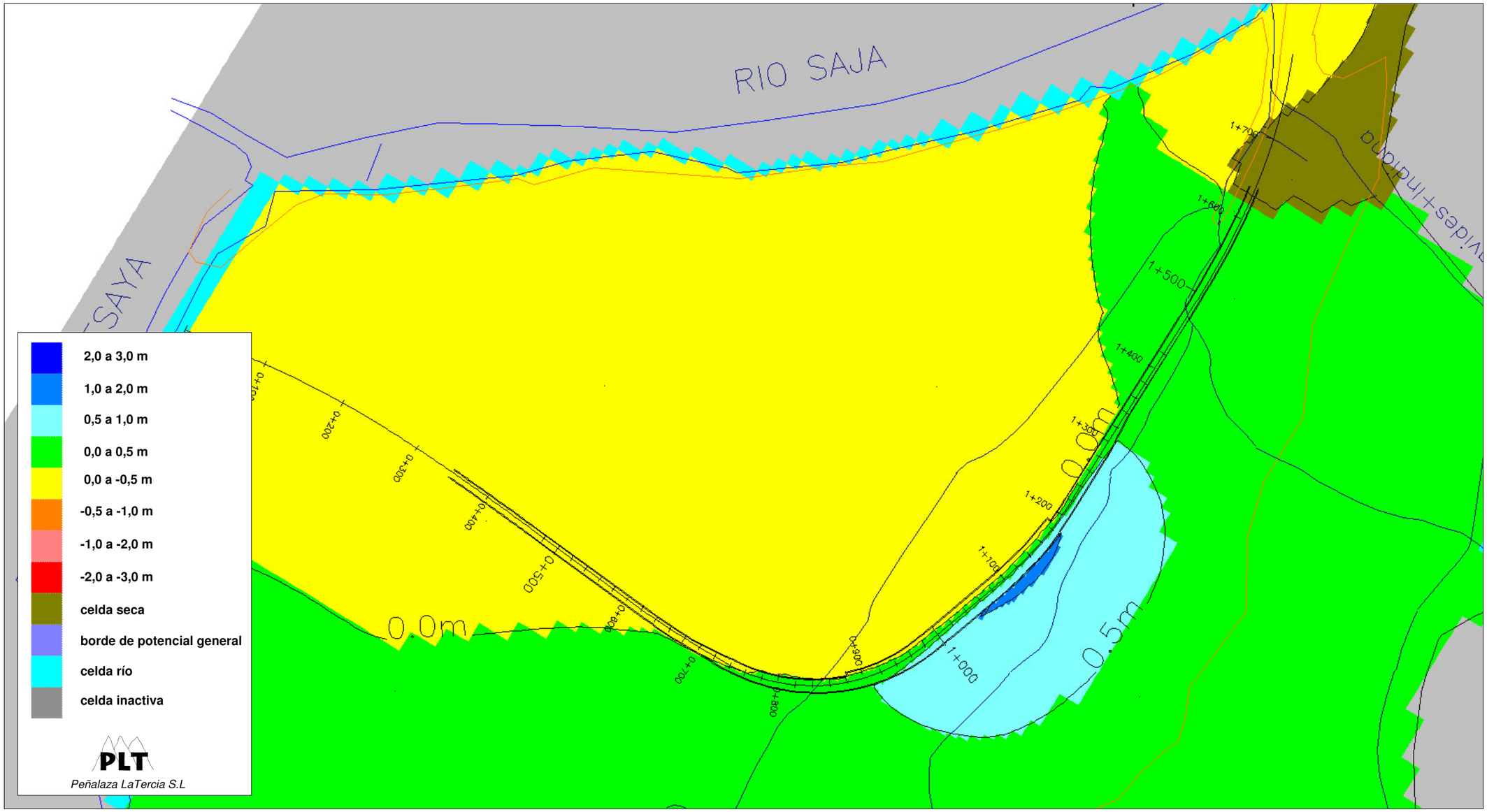


Fig. 10.3. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 *a través de la* ***Alternativa Jet*** *- "hipótesis de calibración"*

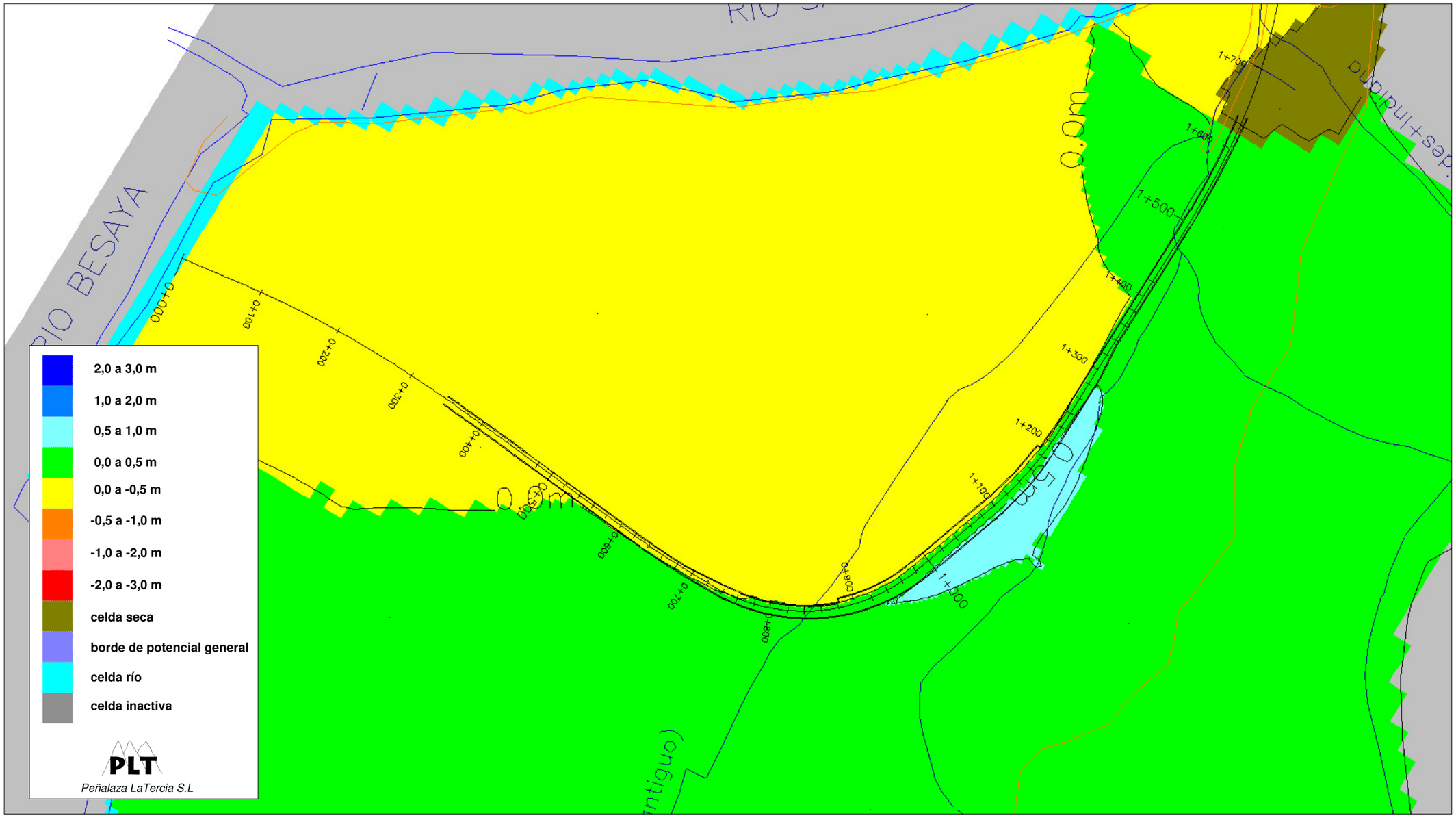


Fig. 10.4. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 *a través de la* ***Alternativa Jet*** *- "hipótesis de calibración"*

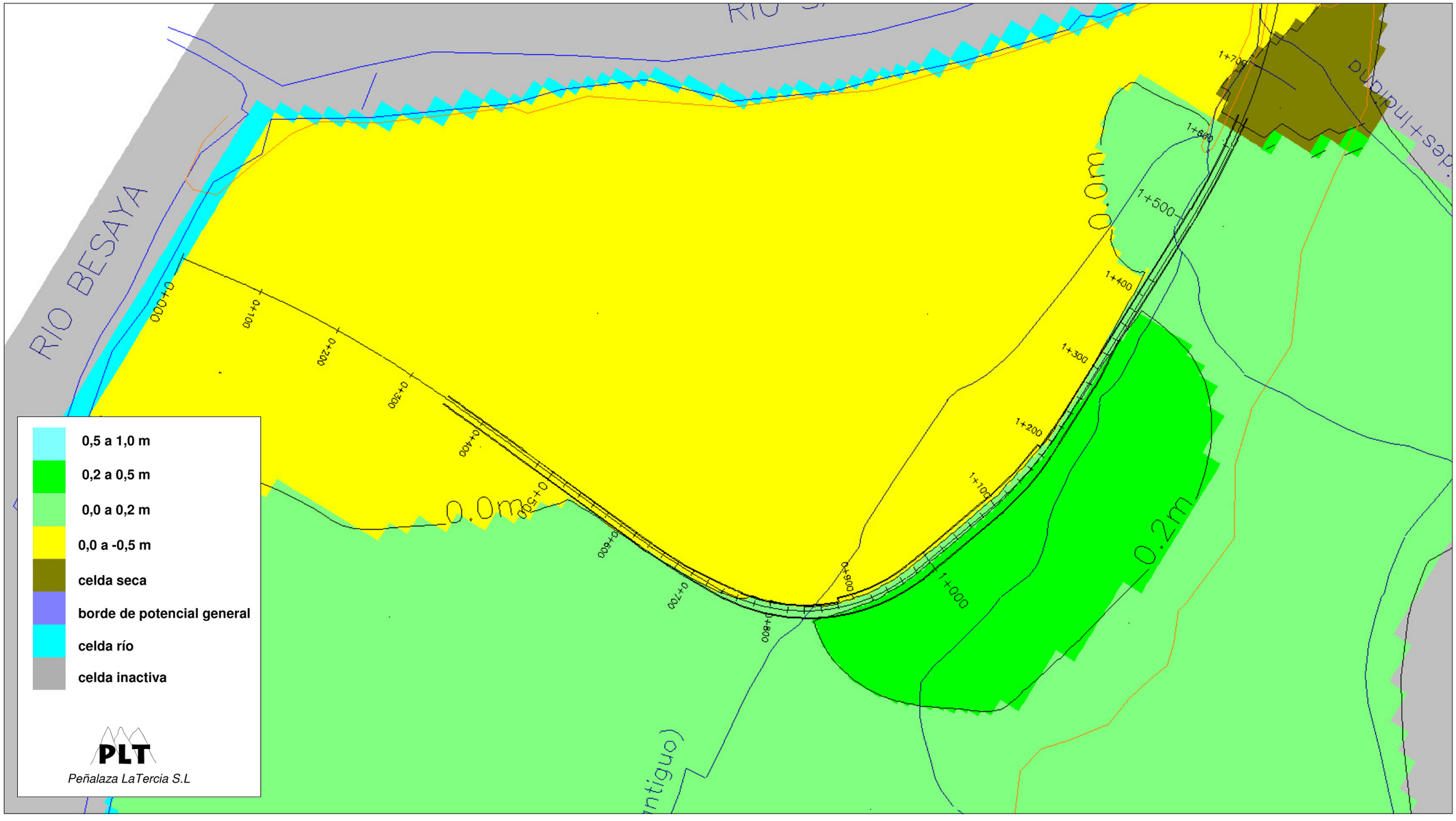


Fig. 10.5. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 *a través de la* ***Alternativa Jet*** *- "hipótesis de calibración"*

10.2. Alternativa Jet (hipótesis húmeda)

En este apartado, se analiza el probable efecto barrera provocado por la **Alternativa Jet** bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis húmeda". Los resultados se presentan mediante planos de isoascensos que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras, y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis situados entre 1 y 2 m por encima de los de la "hipótesis de calibración".

En primer lugar, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. En el segundo subapartado, se han simulado los mismos grados de permeabilización de la barrera contemplados para la "hipótesis de calibración".

10.2.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje

En las figuras 10.6 y 10.7, se presenta el resultado de simular el efecto barrera del soterramiento bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda, considerando la geometría de la **Alternativa Jet** sin medidas de restitución del flujo subterráneo a través del soterramiento.

Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos de 2,5 m en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) que alcanzan valores máximos de 1.3 m en torno al p.k. 1+100.

Se observa un cierto agravamiento del efecto barrera respecto al simulado (figuras 10.1 y 10.2) para las condiciones de la "hipótesis de calibración". Los ascensos y descensos máximos son superiores en este caso, y también ha aumentado la extensión de las zonas con variaciones piezométricas superiores a 50 cm, 1 m y 2 m..

Parece pues, que bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda" se producen una cierta intensificación del efecto barrera, respecto al que se producía bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración", por lo que a la vista de los resultados se recomienda la instalación de medidas de restitución del flujo subterráneo a través del soterramiento.

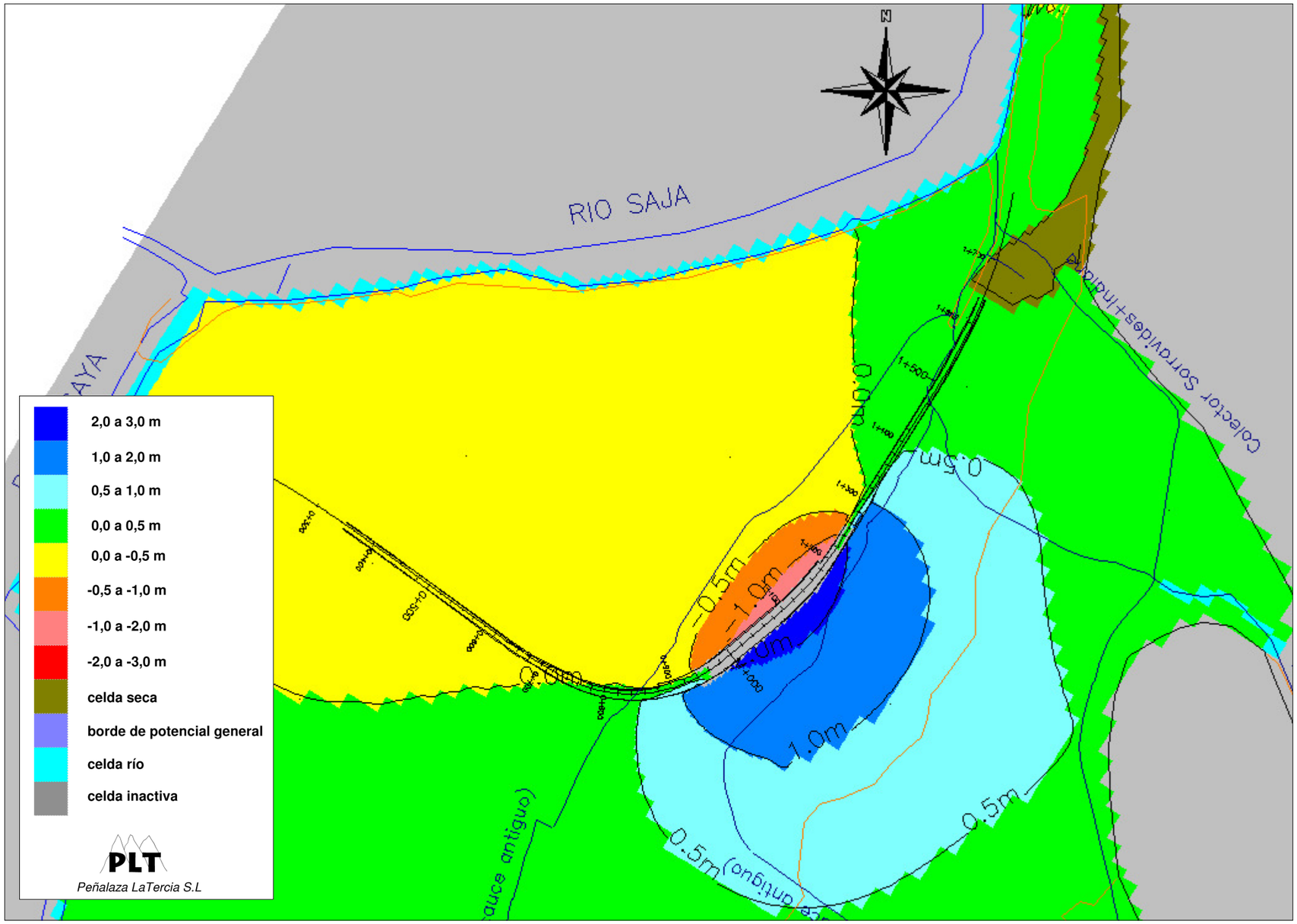


*Fig. 10.6. Plano de isoascensos de la **Alternativa Jet** sin medidas de restablecimiento del flujo transversal -- "hipótesis húmeda"*

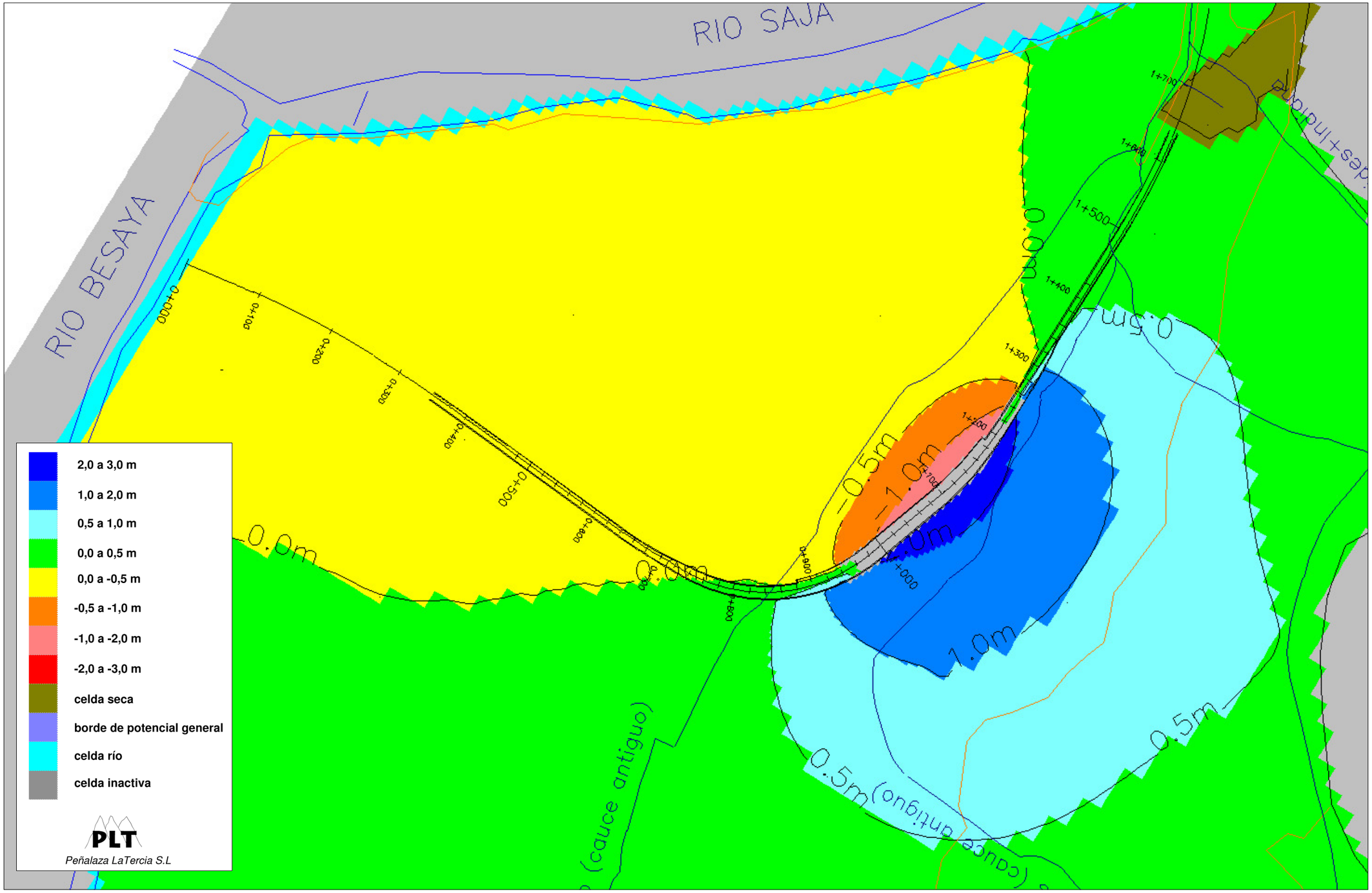


Fig. 10.7. Detalle de la figura anterior en la zona del soterramiento

10.2.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje

En este subapartado, se presentan los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone la **Alternativa Jet** bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda". Se han simulado los mismos grados de permeabilización o de restitución del flujo subterráneo considerados para la "hipótesis de calibración".

Al igual que en la hipótesis de calibración, las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura 10.8, se presenta el resultado de liberar un 10 % de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Si se compara esta figura con la figura 10.3, se observa que si bien la restitución del flujo produce un intenso suavizado sobre el efecto barrera, las variaciones piezométricas resultantes en la "hipótesis húmeda" son algo superiores que en el caso de la "hipótesis de calibración". La extensión de la zona con ascensos superiores a 0,5 m es algo superior, así como la de ascensos superiores a 1 m. Los ascensos máximos han aumentado un poco, aunque con valores por debajo de 1,3 m, y los descensos relativos se sitúan en todo el área por debajo de 50 cm.

Permeabilización del 20%

Se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. En este caso (figura 10.9), la zona con ascensos superiores a 0,5 m es sensiblemente mayor que en el caso de la "hipótesis de calibración" (figura 10.4). Los ascensos máximos se sitúan en torno a 90 cm, 20 cm por encima de los obtenidos para las condiciones de la hipótesis de calibración. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Permeabilización del 30%

Finalmente, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. En la figura 10.10 se presenta el detalle de los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como la zona donde los ascensos son superiores a 20 cm ha aumentado respecto a una permeabilización similar (figura 10.5) bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración". Además, aparecen unas zonas aisladas pegadas al soterramiento donde se superan sensiblemente el valor de 50 cm, con ascensos máximos en torno a 60 cm.

Si bien en general, los distintos grados de permeabilización simulados bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda", permiten unas variaciones piezométricas superiores a las obtenidas para la "hipótesis de calibración", se debe considerar que esta situación de aguas altas corresponde a momentos extraordinarios. No obstante, se vuelve a insistir sobre el hecho de que siempre se va a producir un cierto perjuicio sobre los sótanos y garajes de la ciudad, muy difícil de eliminar por completo.

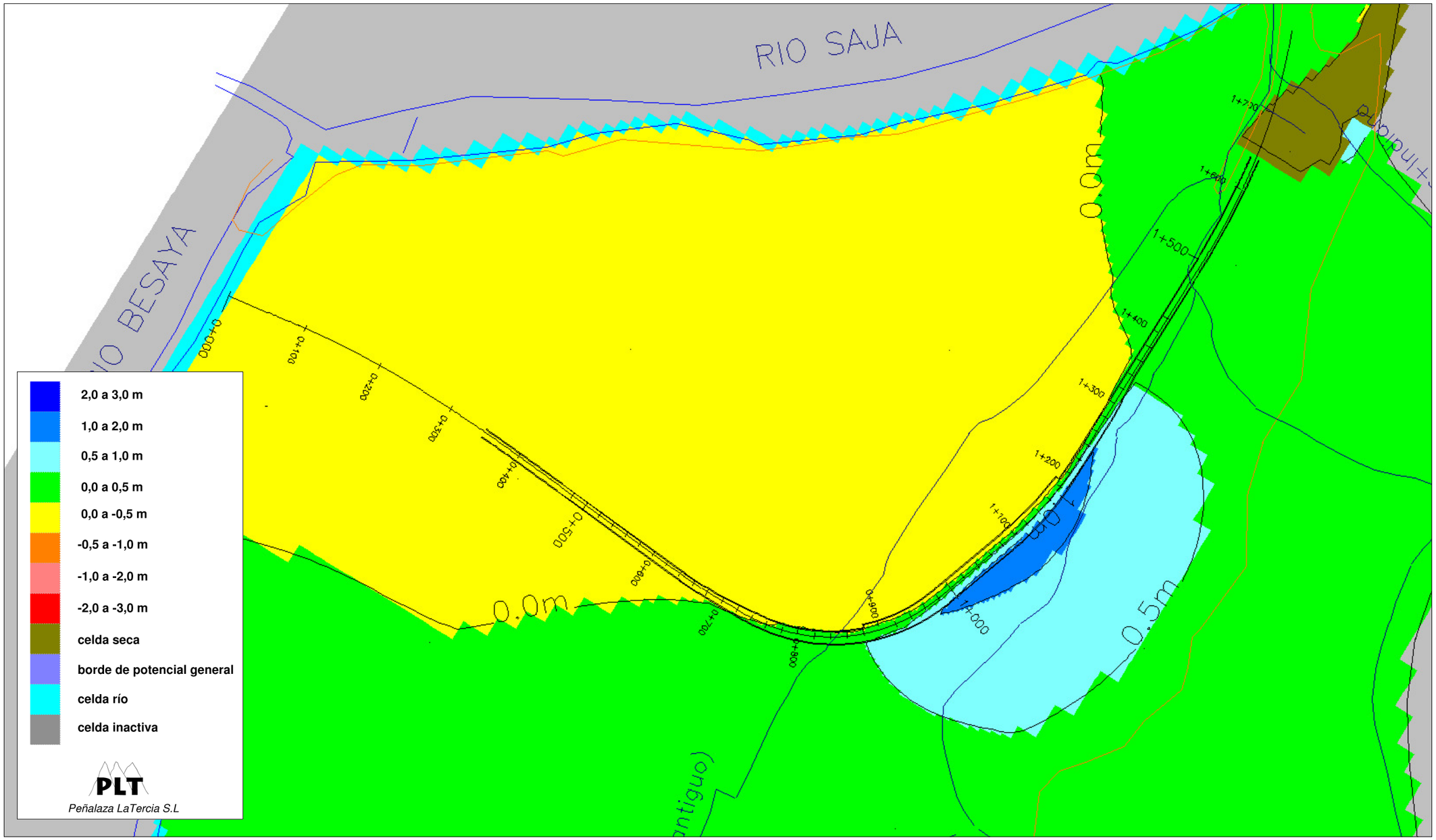


Fig. 10.8. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 *a través de la* ***Alternativa Jet*** *- "hipótesis húmeda"*

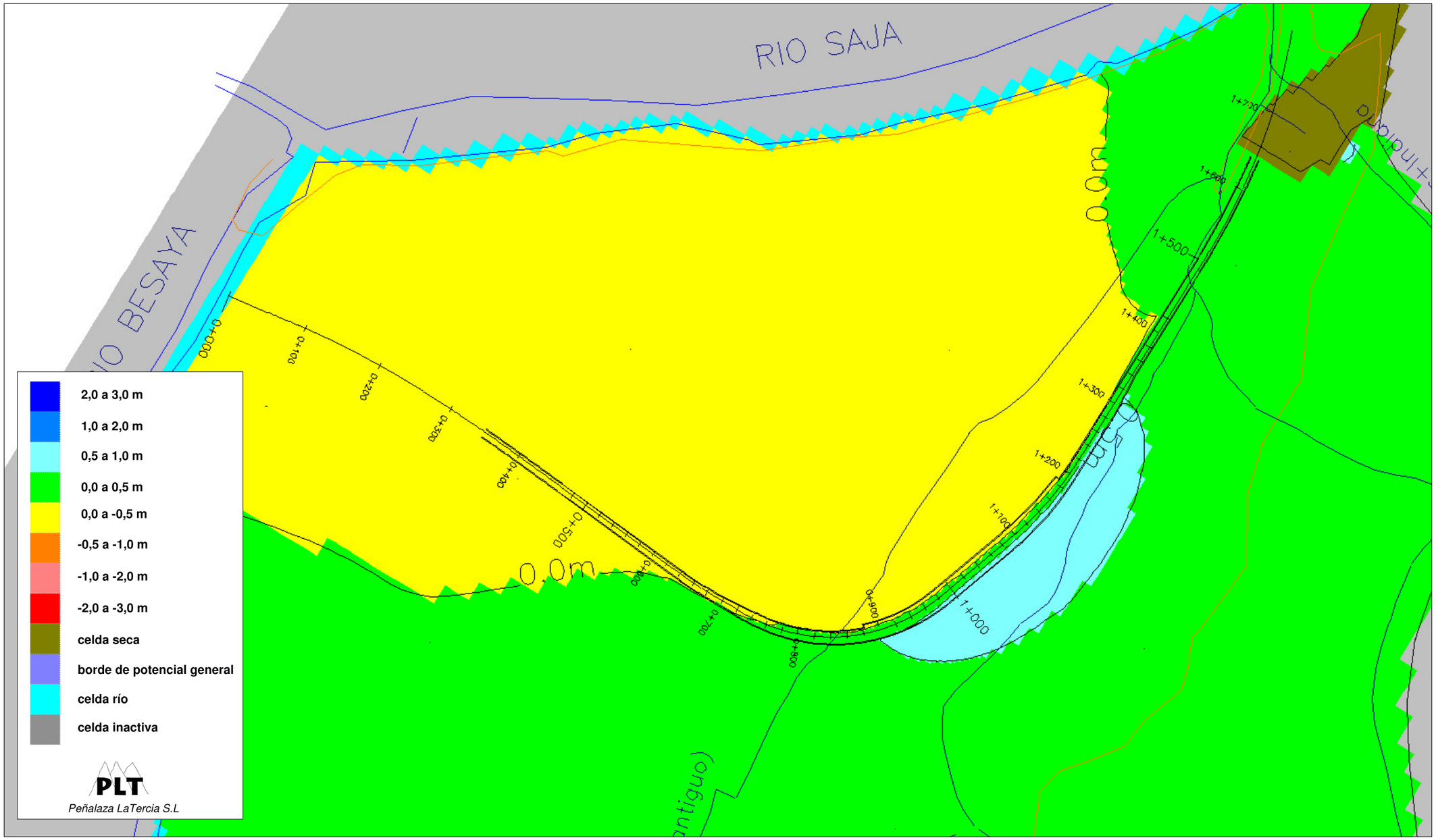


Fig. 10.9. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 *a través de la* ***Alternativa Jet*** *- "hipótesis húmeda"*

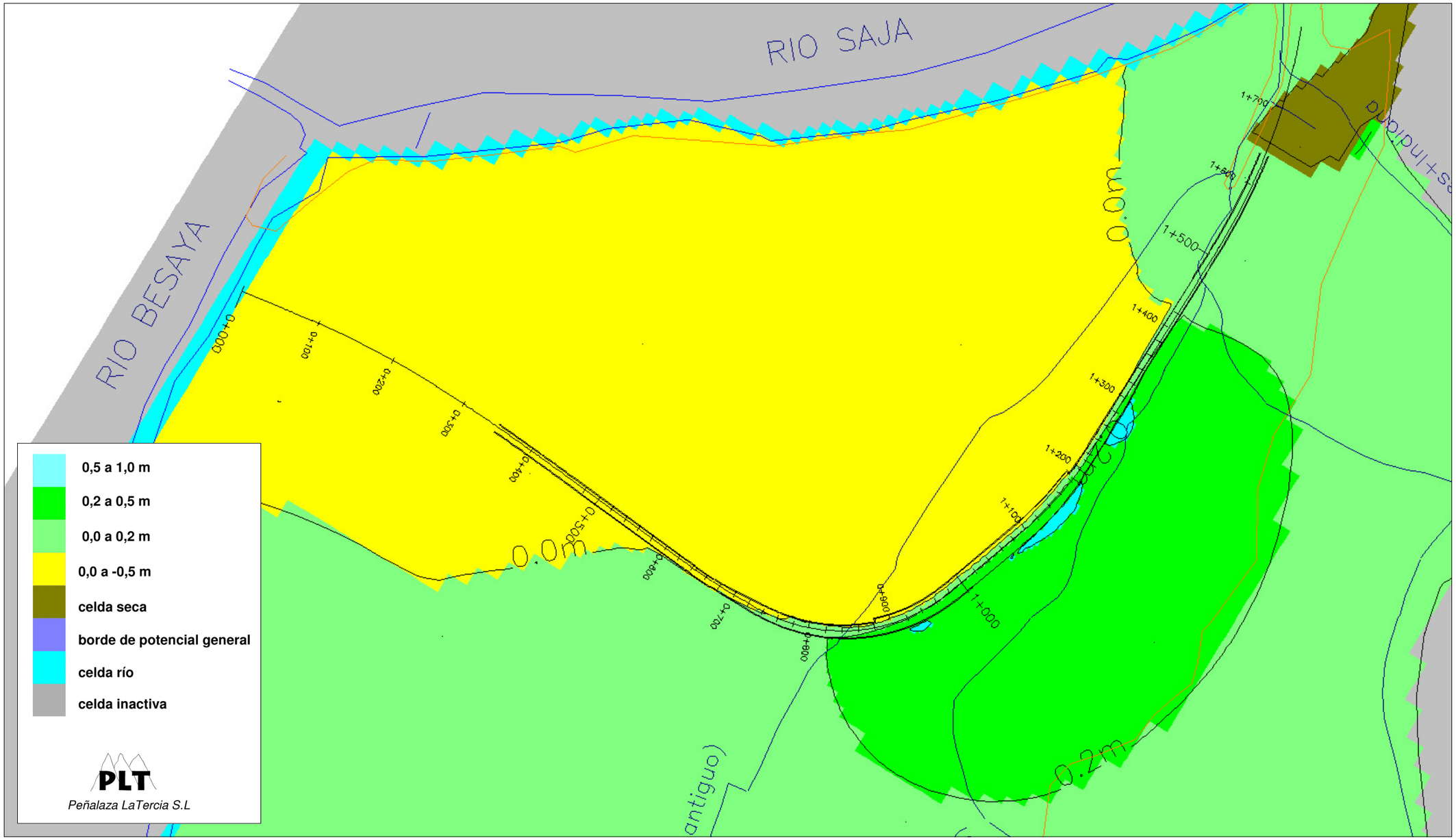


Fig. 10.10. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 a través de la Alternativa Jet - "hipótesis húmeda"

10.3. Alternativa Bombeos (hipótesis de calibración)

En este aparatado, se analiza el probable efecto barrera provocado por la **Alternativa Bombeos** del soterramiento bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis de calibración". Los resultados se presentan mediante planos de isoascensos que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras, y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis que coincide aproximadamente con la piezometría de diciembre 2010 en la zona.

En un primer subapartado, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. En el segundo subapartado, se ha seguido un proceso iterativo para optimizar para optimizar las medidas necesarias hasta obtener un efecto barrera en principio "tolerable".

10.3.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje

En las figuras 10.11 y 10.12, se presentan los resultados de las simulaciones sin considerar medidas de restitución del flujo subterráneo. Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos por encima de 2 m en torno al p.k. 1+100 en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) algo por encima de 1 m en torno al p.k. 1+160.

La zona con ascensos superiores a 50 cm se extiende a lo largo de una franja de aproximadamente 500 m de ancho entre los pp.kk. 0+800 y 1+400, alcanzándose valores superiores a 1 m en una banda de 250 m de ancho entre los pp.kk. 0+840 y 1+320. Los ascensos máximos simulados fueron de 2,6 m en la zona más próxima al soterramiento.

Los descensos son más contenidos, y se forma una banda de aproximadamente 80 m de ancho entre los pp.kk. 0+900 y 1+300, donde los descensos son superiores a 0,5 m, y una banda de unos 20 m de ancho entre los pp.kk. 1+060 y 1+260 donde son superiores a 1 m. Los descensos máximos simulados fueron de 1,3 m pegados al soterramiento.

La barrera provoca una reestructuración del funcionamiento hidráulico del acuífero, concentrándose el flujo subterráneo en las zonas laterales al soterramiento. Al disminuir la sección de paso, se producen ascensos y descensos aguas arriba y aguas bajo de la barrera, respectivamente, para suplir con un aumento de gradiente hidráulico la disminución de la sección de paso.

A la vista de los resultados de la simulación, se recomienda tomar medidas de drenaje para restituir el flujo subterráneo a través del futuro soterramiento.

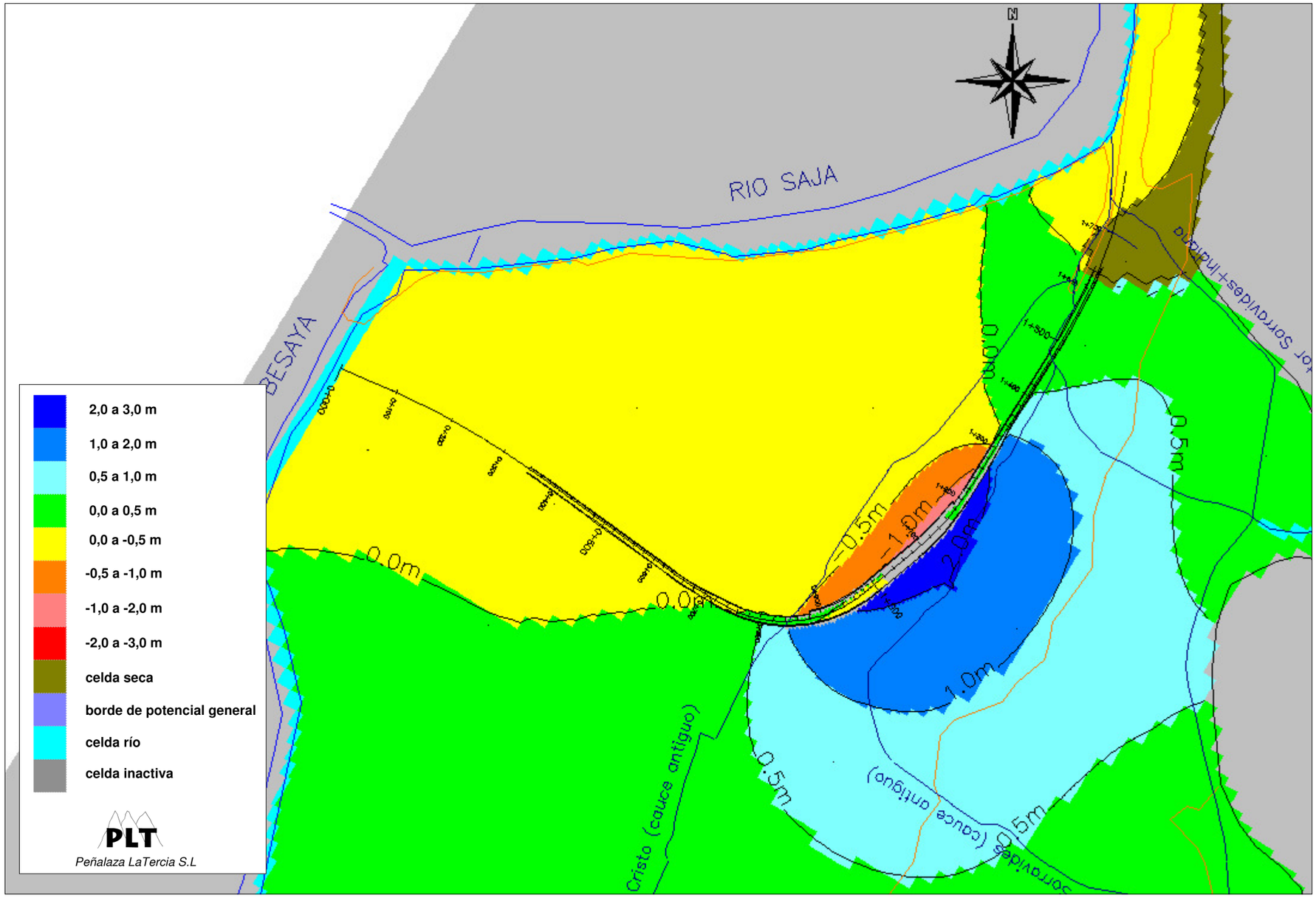


*Fig. 10.11. Plano de isoascensos de la **Alternativa Bombeos** sin medidas de restablecimiento del flujo transversal - "hipótesis de calibración"*

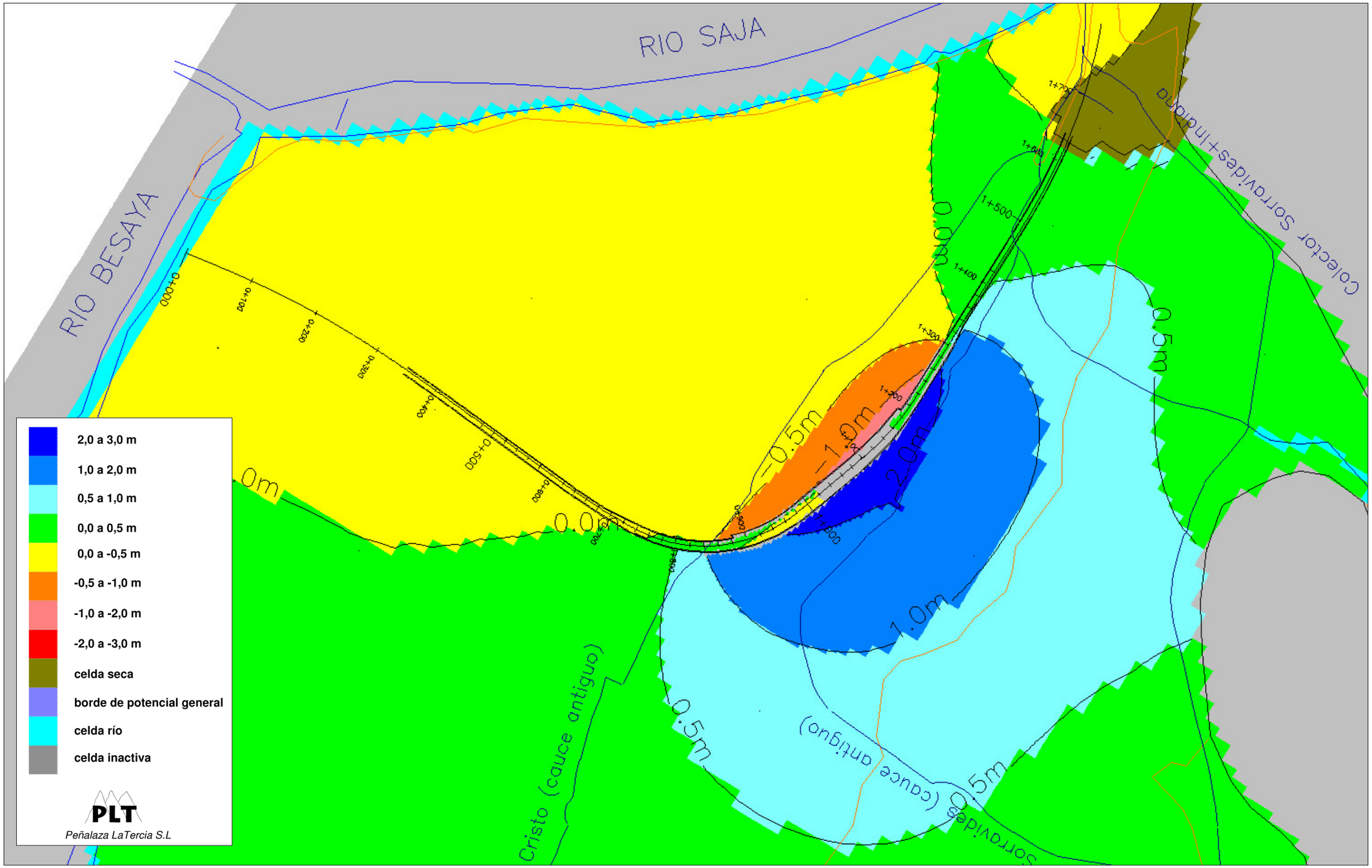


Fig. 10.12. Detalle de la figura anterior en la zona del soterramiento

10.3.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje

En este subapartado, se presentan los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone el soterramiento. Se ha seguido un proceso iterativo en el que se ha ido aumentando progresivamente la permeabilidad de la barrera, debido a la liberación de un determinado porcentaje de sección libre para el flujo subterráneo a través del soterramiento. Las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura 10.13, se presenta el resultado de liberar un 10 % de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los pp.kk. 0+840 y 1+300. Si se compara esta figura con las figuras 10.11 y 10.12, se observa como la restitución del flujo tiene una fuerte influencia sobre la distribución de las variaciones piezométricas producidas. Desaparece las zonas con ascensos superiores a 2 m y a 1 m, y los ascensos máximos alcanzan valores de 1 m pegado al soterramiento en torno al p.k. 1+130. Los descensos relativos se sitúan en todo el área por debajo de 50 cm en toda la zona.

De modo aproximado y a modo de ejemplo, esta permeabilización de la barrera se conseguiría con la instalación de sifones eficientes constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior, separados 24 m entre sí y considerando una eficacia del 75% debido al efecto imagen de las pantallas. La sección restituida sería equivalente al porcentaje que suponen las zonas filtrantes de los pozos de los sifones, frente a la sección inicial de paso considerando.

En caso de portillos, la sección restituida dependería de la posición del nivel freático y de la cota del muro del acuífero, respecto al dintel de los portillos. A modo de ejemplo, sería suficiente portillos que liberasen un 12,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o portillos que liberasen un 20% de la extensión horizontal del acuífero, si dejasen libre un 50% del espesor saturado inicial.

Permeabilización del 20%

Con el objeto de reducir las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm o sensiblemente por encima de este valor, se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los pp.kk. 0+840 y 1+300.

En este caso, la zona con ascensos superiores a 0,5 m se reduce y se limita a una banda de aproximadamente 40 m pegada al soterramiento entre los pp.kk. 1+000 y 1+200 (figura 10.14), donde los valores máximos rondan los 60 cm. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Aunque en muchas ocasiones un esquema de variaciones piezométricas como el simulado en la figura 10.14 sería aceptable, hay que considerar que en el caso que nos ocupa existen numerosos sótanos y garajes subterráneos al sur (aguas arriba) del futuro soterramiento, en el que actualmente ya se bombea un cierto caudal de achique, de modo que un ascenso del nivel freático aunque sólo sea de 50 cm supone un cierto perjuicio.

A modo de ejemplo y de modo aproximado, una permeabilización del 20% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 12 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 25% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 40% de la extensión horizontal y un 50% del espesor saturado inicial.

Permeabilización del 30%

Finalmente, con el objeto de reducir más aún los ascensos que se producen aguas arriba de la barrera, y minimizar así el perjuicio que esto ascensos pueden provocar sobre los garajes y sótanos de la ciudad, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los pp.kk. 0+840 y 1+300.

En la figura 10.15, se ha representado en detalle los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como en la mayor parte de la ciudad los ascensos se sitúan por debajo de 20 cm, formándose una zona de aproximadamente 140 m pegada al soterramiento entre los pp.kk. 0+900 y 1+400, donde los ascensos alcanzan valores entre 20 cm y 40 cm. Bajo estas condiciones se espera que los perjuicios provocados en sótanos y garajes subterráneos fueran bastante reducidos

y en principio “tolerables”, aunque de cualquier modo siempre se produciría un cierto perjuicio muy difícil de eliminar por completo y que debe ser asumido.

A modo de ejemplo, una permeabilización del 30% de la barrera en el tramo considerado se conseguiría, bien con la instalación de sifones eficientes (75% de eficacia) constituidos por pozos de 1 m de diámetro interior separados 8 m entre sí, o bien con portillos que liberasen un 37,5% de la extensión horizontal del acuífero, si éstos dejasen libre un 80% del espesor saturado inicial del mismo, o con portillos que liberasen un 60% de la extensión horizontal del acuífero y un 50% del espesor saturado inicial. Se recomienda en fases posteriores del proyecto simular y optimizar la distribución de las medidas de drenaje finalmente adoptadas.

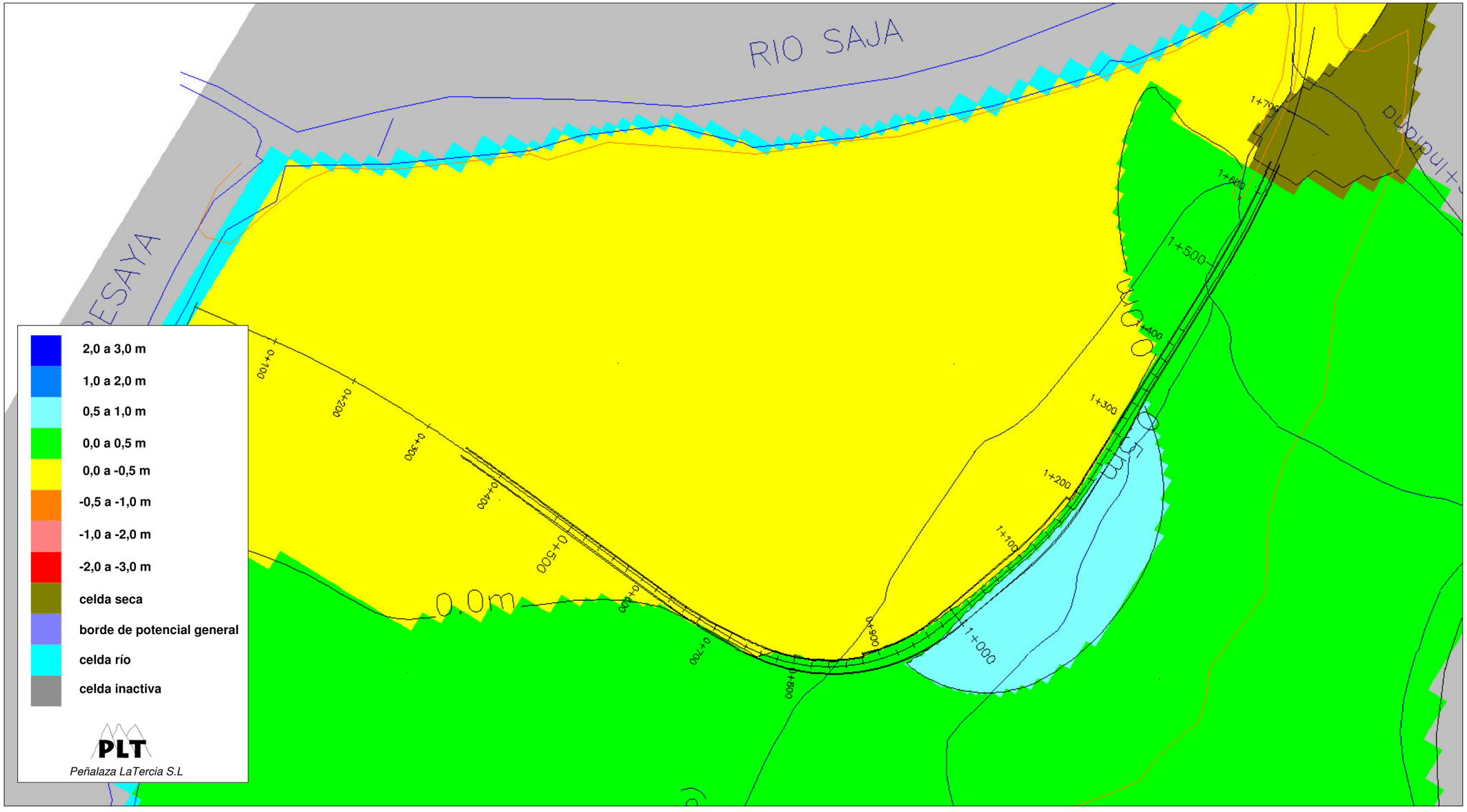


Fig. 10.13. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 *a través de la* ***Alternativa Bombeos*** *- "hipótesis de calibración"*

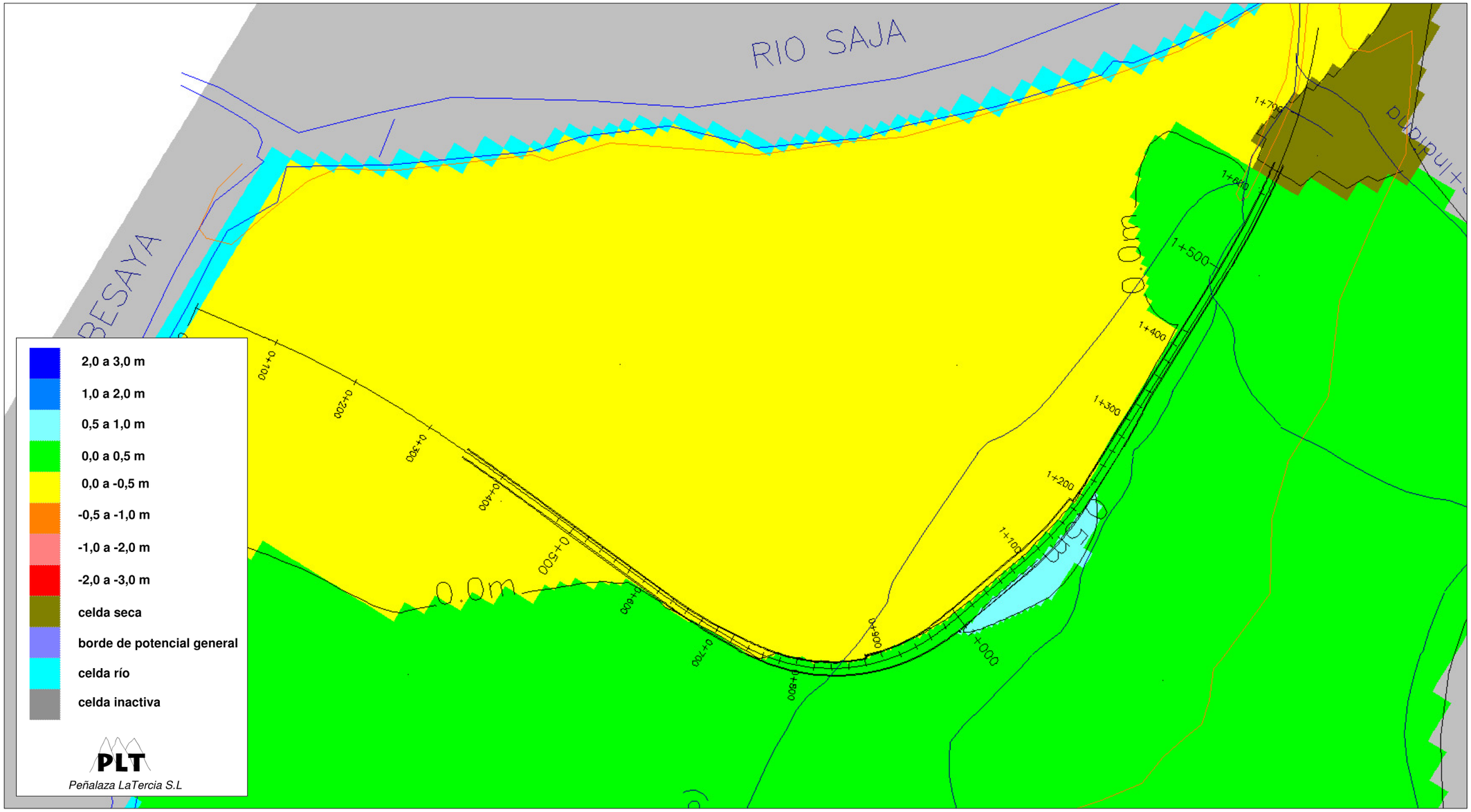


Fig. 10.14. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 *a través de la* ***Alternativa Bombeos*** *- "hipótesis de calibración"*

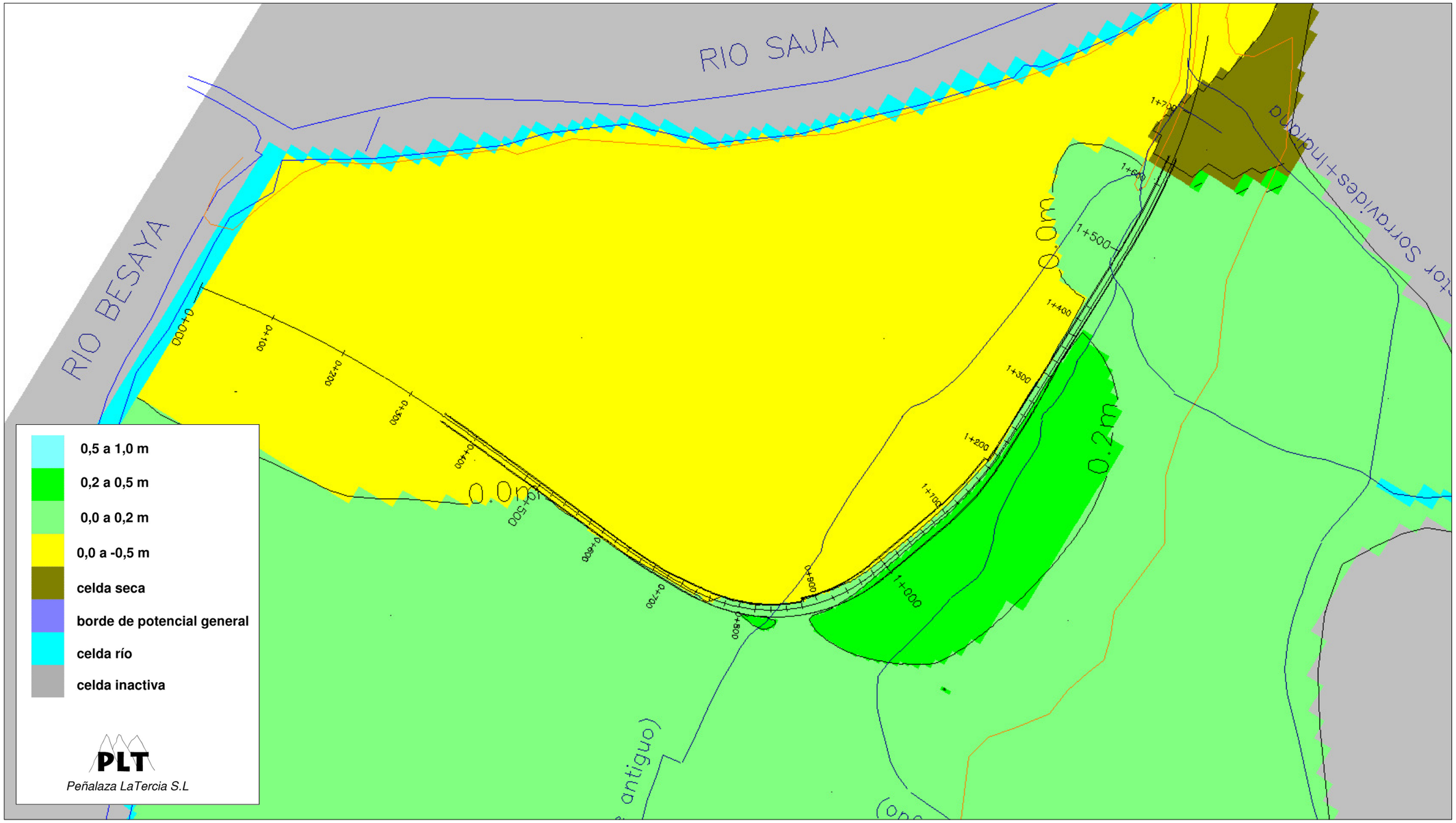


Fig. 10.15. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 *a través de la* ***Alternativa Bombeos*** *- "hipótesis de calibración"*

10.4. Alternativa Bombeos (hipótesis húmeda)

En este apartado, se analiza el probable efecto barrera provocado por la **Alternativa Bombeos** bajo las condiciones establecidas en la "hipótesis húmeda". Los resultados se presentan mediante planos de isoascensos, que indican la variación piezométrica relativa producida como resultado de las obras y respecto a los niveles calibrados en esta hipótesis, situados entre 1 y 2 m por encima de los de la "hipótesis de calibración".

En primer lugar, se analiza el efecto barrera del soterramiento sin considerar medidas de drenaje transversal para restituir el flujo subterráneo. En el segundo subapartado, se han simulado los mismos grados de permeabilización de la barrera contemplados para la "hipótesis de calibración".

10.4.1. Impacto probable del soterramiento sin medidas de drenaje

En las figuras 10.16 y 10.17, se presenta el resultado de simular el efecto barrera del soterramiento bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda, considerando la geometría de la **Alternativa Bombeos** sin medidas de restitución del flujo subterráneo transversal al soterramiento.

Se observa un ascenso relativo al sur (aguas arriba) del soterramiento, con valores máximos de 3,1 m en la zona de la estación, así como descensos relativos al norte (aguas abajo) que alcanzan valores máximos de 1.5 m en torno al p.k. 1+120.

Se observa un cierto agravamiento del efecto barrera respecto al simulado (figuras 10.11 y 10.12) para las condiciones de la "hipótesis de calibración". Los ascensos y descensos máximos son superiores en este caso, y también ha aumentado la extensión de las zonas con variaciones piezométricas superiores a 50 cm, 1 m y 2 m.

Parece pues, que bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda" se producen una cierta intensificación del efecto barrera, respecto al que se producía bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración", por lo que a la vista de los resultados se recomienda la instalación de medidas de restitución del flujo subterráneo a través del soterramiento.

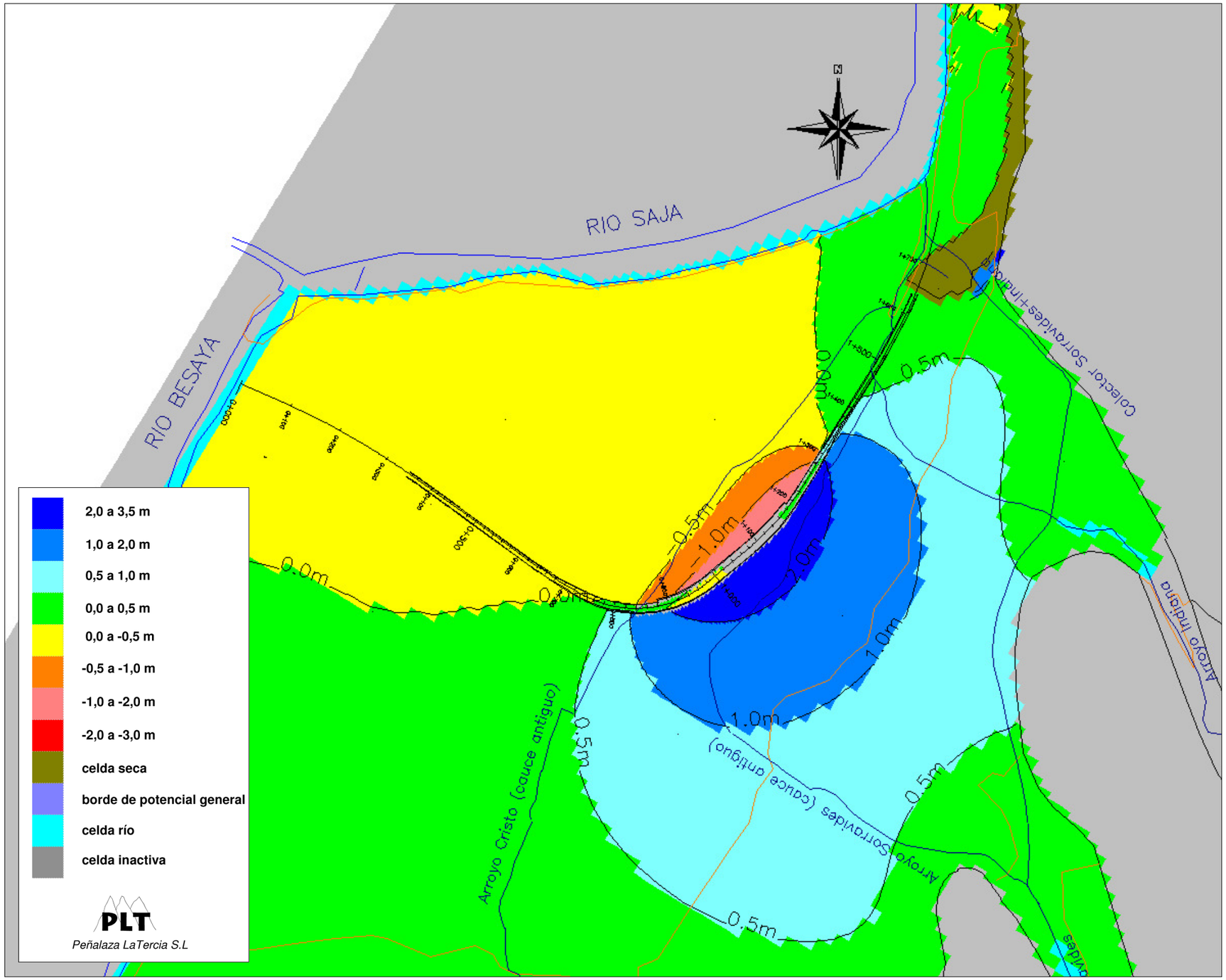


*Fig. 10.16. Plano de isoascensos de la **Alternativa Bombeos** sin medidas de restablecimiento del flujo transversal -- "hipótesis húmeda"*

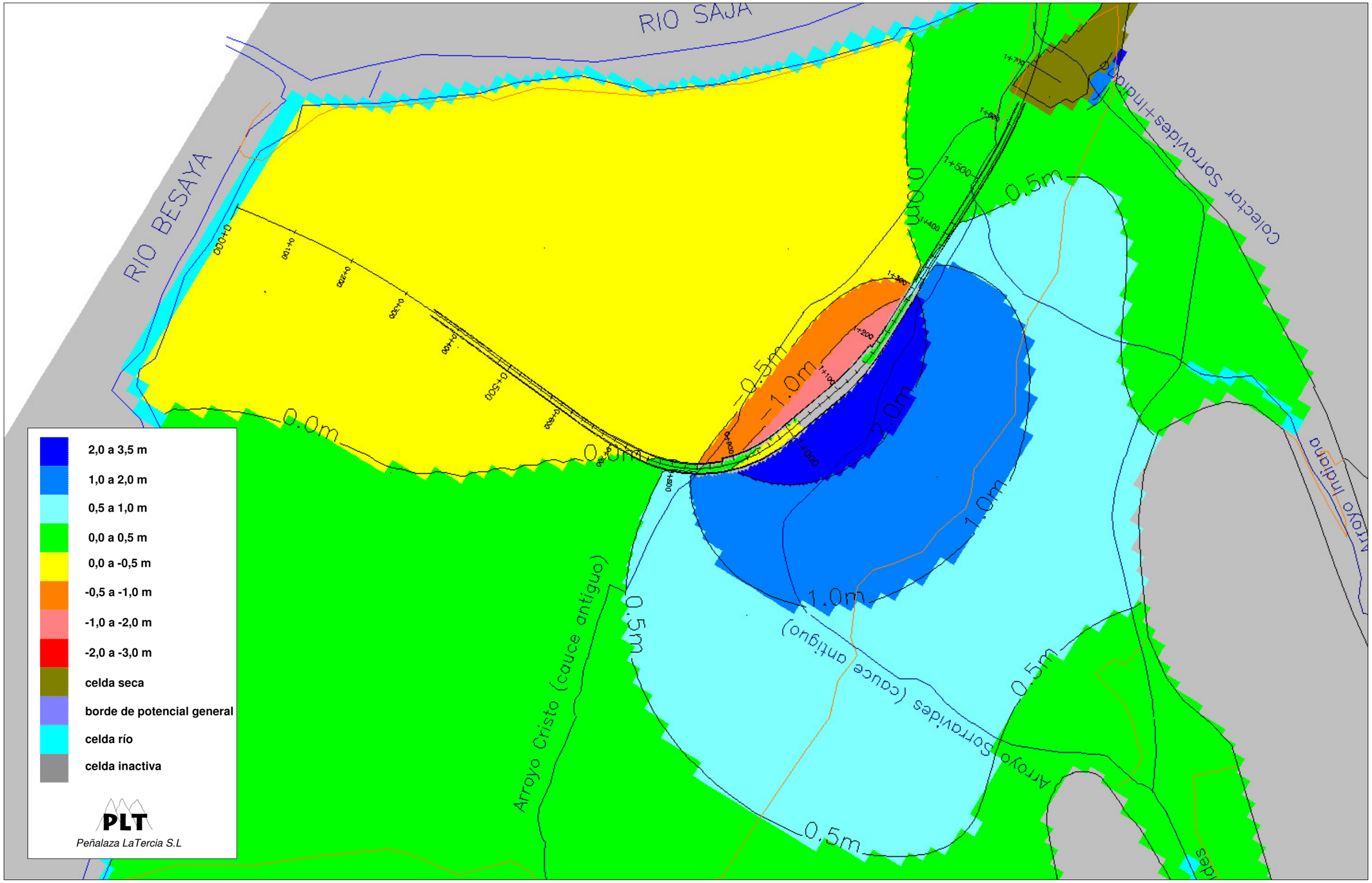


Fig. 10.17. Detalle de la figura anterior en la zona del soterramiento

10.4.2. Impacto probable del soterramiento con medidas de drenaje

En este subapartado, se presentan los resultados de simular una cierta permeabilización de la barrera que supone la **Alternativa Bombeos** bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda". Se han simulado los mismos grados de permeabilización o de restitución del flujo subterráneo considerados para la "hipótesis de calibración".

Al igual que en la hipótesis de calibración, las distintas simulaciones no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Permeabilización del 10%

En la figura 10.18, se presenta el resultado de liberar un 10 % de la sección inicial del flujo a través de la barrera entre los pp.kk. 0+840 y 1+300. Si se compara esta figura con la figura 10.13, se observa que si bien la restitución del flujo produce también un intenso suavizado sobre el efecto barrera, las variaciones piezométricas son algo superiores en el caso de la "hipótesis húmeda" que en el caso de la "hipótesis de calibración". La extensión de la zona con ascensos superiores a 0,5 m es algo superior, y aparece una banda pegada al soterramiento con ascensos superiores a 1 m. También aparece una estrecha banda pegada al sur del soterramiento en el que los descensos relativos superan los 50 cm.

Permeabilización del 20%

Se ha simulado una restitución del 20% de la sección libre inicial del flujo transversal entre los pp.kk. 0+840 y 1+300. En este caso (figura 10.19), la zona con ascensos superiores a 0,5 m es sensiblemente mayor que en el caso de la "hipótesis de calibración" (figura 10.14). Los ascensos máximos se sitúan en torno a 75 cm, 15 cm por encima de los obtenidos para las condiciones de la hipótesis de calibración. En el resto del área, las variaciones piezométricas como consecuencia de la construcción del soterramiento se situarían por debajo de 50 cm.

Permeabilización del 30%

Finalmente, se ha simulado una permeabilización del 30% entre los pp.kk. 0+840 y 1+300. En la figura 10.20, se presenta el detalle de los ascensos producidos al sur del soterramiento. Se observa como la zona donde los ascensos son superiores a 20 cm ha aumentado respecto a una permeabilización similar (figura 10.15) bajo las condiciones de la "hipótesis de calibración. Los ascensos máximos se sitúan en torno a 45 cm y los descensos máximos alrededor de 20 cm.

Si bien en general, los distintos grados de permeabilización simulados bajo las condiciones de la "hipótesis húmeda", permiten unas variaciones piezométricas superiores a las obtenidas para la "hipótesis de calibración", se debe considerar que esta situación de aguas altas corresponde a momentos extraordinarios. No obstante, se vuelve a insistir sobre el hecho de que siempre se va a producir un cierto perjuicio sobre los sótanos y garajes de la ciudad, muy difícil de eliminar por completo.

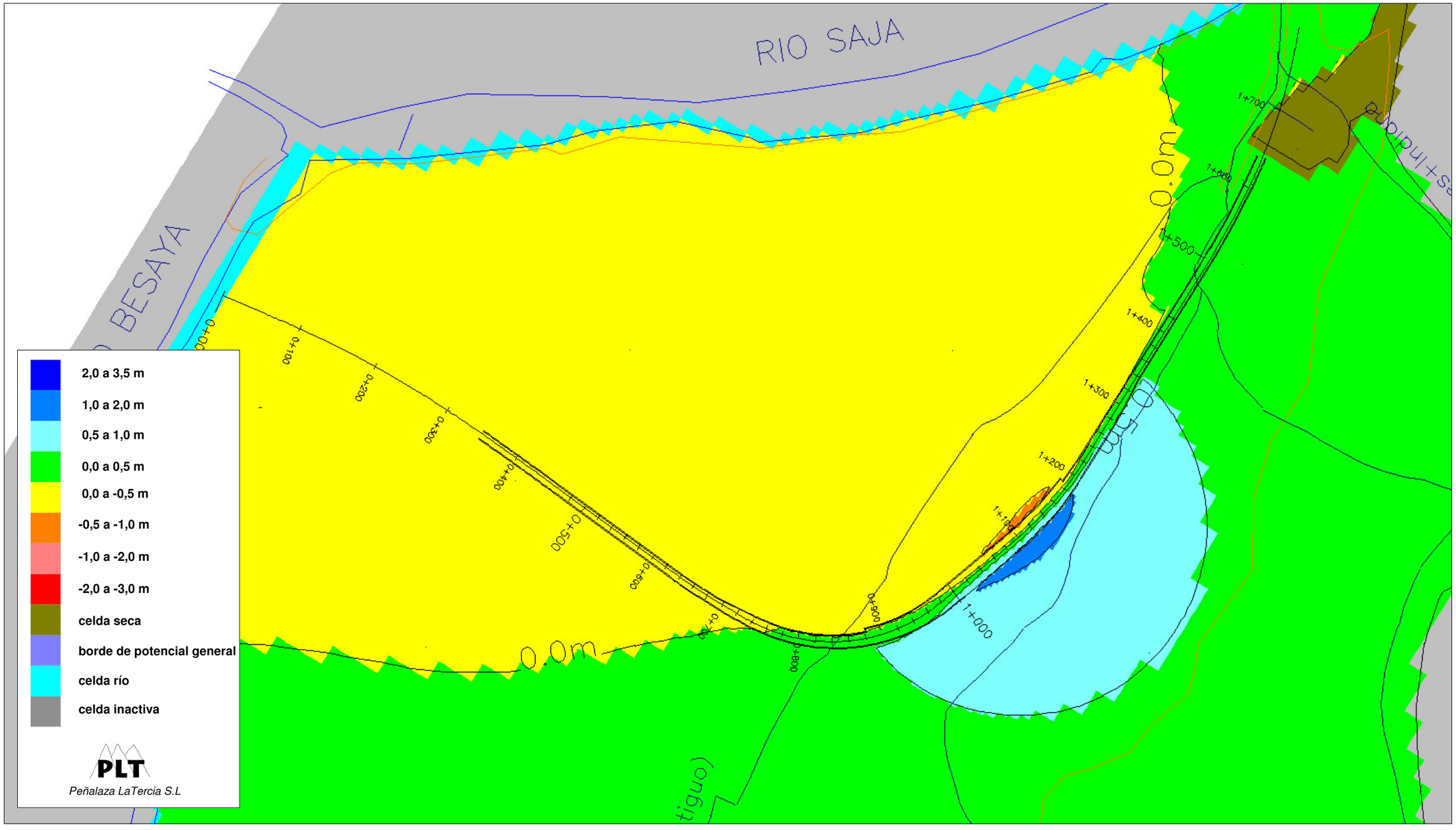


Fig. 10.18. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 *a través de la* ***Alternativa Bombeos****- "hipótesis húmeda"*

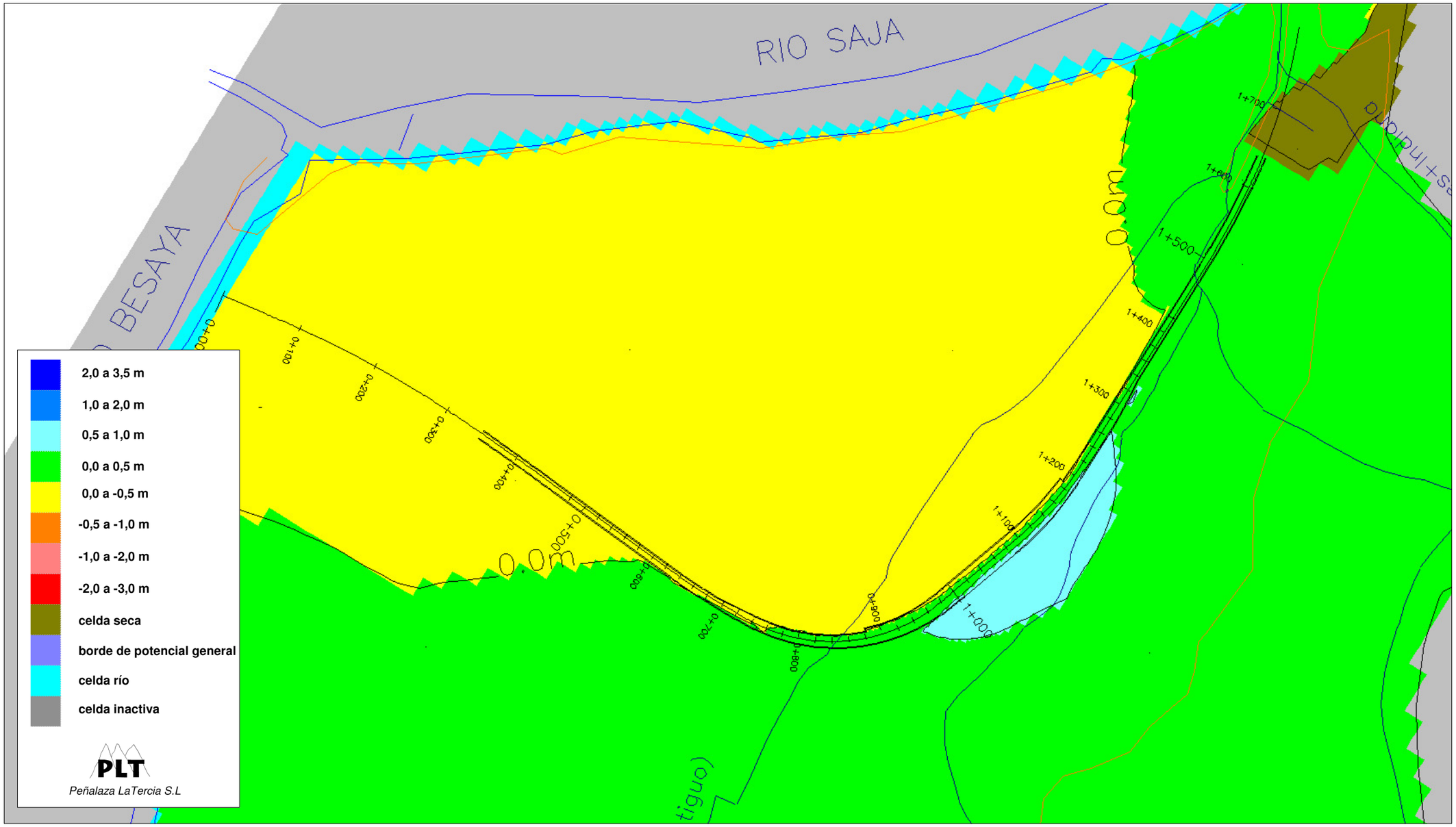


Fig. 10.19. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 *a través de la* ***Alternativa Bombeos*** *- "hipótesis húmeda"*

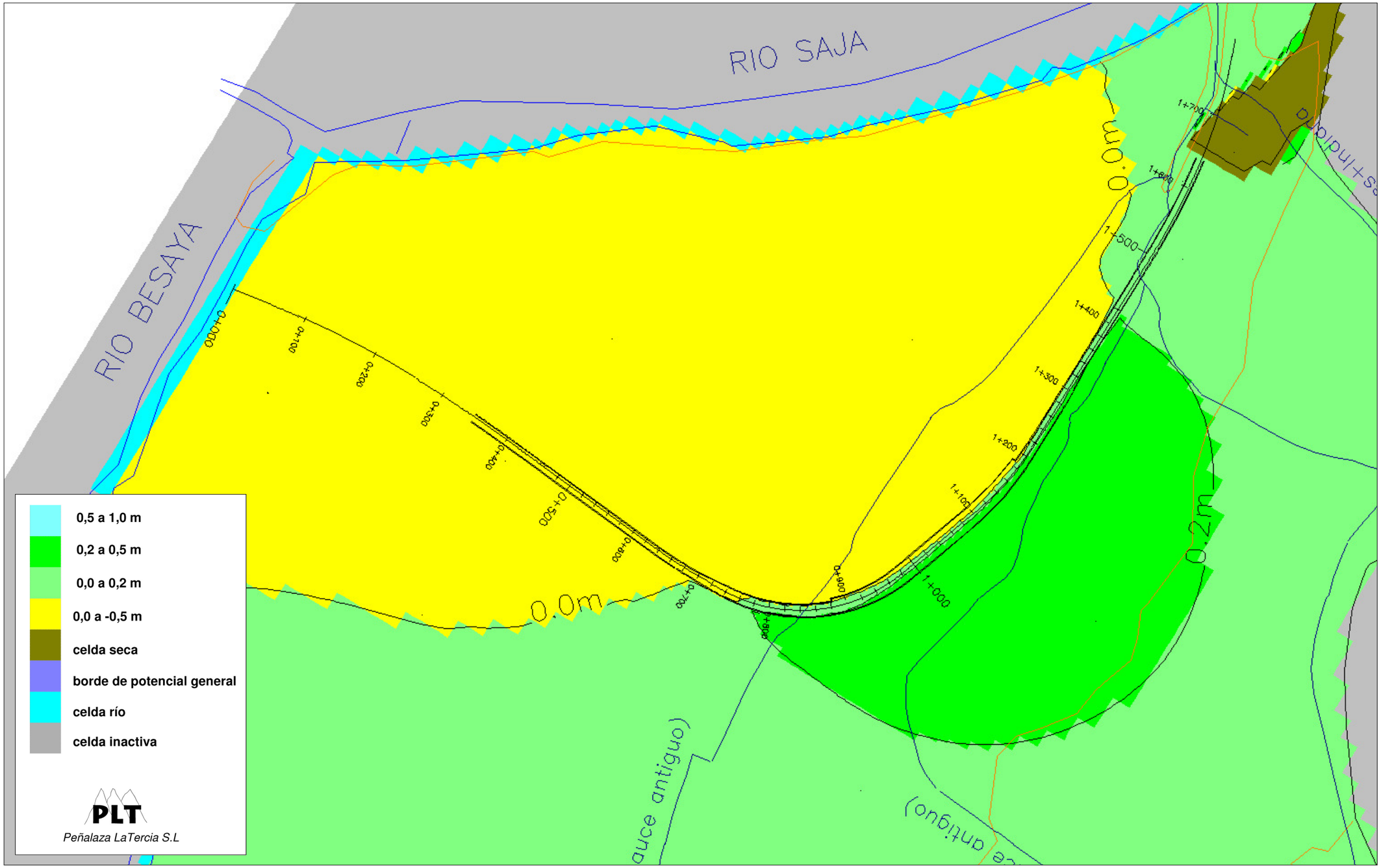


Fig. 10.20. Plano de isoascensos resultante de simular una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+840 y 1+300 a través de la Alternativa Bombeos - "hipótesis húmeda"

11. Resumen, conclusiones y recomendaciones

11.1. Resumen y conclusiones

- Se realiza este informe a petición de INECO, con el objetivo principal de analizar el probable efecto barrera que sobre el flujo subterráneo puede provocar el soterramiento de la línea de Ferrocarriles de Vía Estrecha (Feve) a su paso por Torrelavega.
- Los materiales afectados por la traza corresponden esencialmente a depósitos cuaternarios de terraza aluvial, y aluviales más recientes asociados a la dinámica fluvial de los ríos Saja, Besaya y arroyos tributarios. Debajo del manto cuaternario, yace un sustrato de edad Cretácico inferior en facies Weald y edad Triásico superior en facies Keuper, que constituye a efectos prácticos la base impermeable del acuífero.
- El acuífero cuaternario está compuesto por gravas, arenas, limos y arcillas que constituyen un acuífero libre de elevada permeabilidad conectado con los ríos Saja y Besaya. El substrato cretácico esta representado por argilitas y limolitas con intercalaciones de areniscas, y el Keuper por arcillas plásticas con intercalaciones de niveles de yesos. En la zona central del soterramiento, se ha detectado un espesor importante de depósitos de naturaleza arcillosa (estuario) que han sido considerados también como parte del sustrato impermeable del acuífero.
- El nivel freático se sitúa próximo a la superficie y se adapta a grandes rasgos a la topografía del terreno. La recarga del acuífero proviene de la percolación del agua de lluvia, de la infiltración en los cauces del río Besaya y arroyos de la zona, así como de las posibles perdidas de la red de abastecimiento y alcantarillado de la ciudad. La descarga del acuífero se produce esencialmente a través de los cauces de los ríos Saja y Besaya, sobre todo a través del primero que en la zona de estudio constituye el nivel de base del acuífero, así como a través de pozos de achique en sótanos y garajes.
- Dentro de los posibles impactos que la construcción del soterramiento puede producir sobre el funcionamiento hidráulico del acuífero, los más importantes son el efecto barrera sobre el flujo subterráneo del acuífero interceptado, y el posible drenaje del mismo, tanto durante el desarrollo de las obras como posteriormente durante la explotación de la línea.
- Con el objetivo de analizar el posible efecto barrera, se ha implementado un modelo matemático de simulación de flujo subterráneo mediante la utilización del código MODFLOW (Mc Donald & Harbaugh) del US Geological Survey. Inicialmente, el modelo ha sido calibrado utilizando la información geológica e hidrogeológica del proyecto y ajustándose a la distribución piezométrica medida durante la campaña (hipótesis de calibración). Posteriormente, tomando un criterio de seguridad y puesto que no se dispone de un registro de la evolución piezométrica del acuífero lo suficientemente amplio, se ha simulado un hipotético escenario (hipótesis húmeda) en la que el nivel freático del acuífero estuviese más elevado debido a una mayor tasa de recarga.
- La posición del río Saja, principal zona de descarga del acuífero, respecto al soterramiento y a las zonas de recarga del acuífero, condiciona un flujo subterráneo prácticamente perpendicular a la traza del soterramiento que además ocupa la mayor parte de la sección natural del acuífero. Las simulaciones realizadas para las dos alternativas constructivas, sin ningún tipo de medida complementario de restablecimiento del flujo subterráneo a través del soterramiento, provocaría un efecto barrera evidente sobre la dinámica del acuífero, siendo este más intenso en la zona en que las pantallas se empotran en el muro del acuífero.
- El efecto barrera es mayor en la **Alternativa Bombeos** que en la **Alternativa Jet**, ya que en la primera la profundidad de las pantallas es mayor, y además la longitud donde las pantallas de empotran en la base del acuífero es también más elevada.
- El efecto barrera provocaría importantes ascensos piezométricos al sur o aguas arriba del soterramiento, y descensos al norte o aguas abajo del mismo. Además del propio impacto sobre el medio acuífero, las variaciones piezométricas pueden inducir efectos negativos sobre las edificaciones y obras preexistente, así como sobre las propias actuaciones previstas, como subpresiones y filtraciones en plantas de sótanos, zonas encharcadas en superficie, afecciones a la cimentación de edificios, etc. En este sentido, cabe destacar el hecho de que varios edificios situados al sur de la traza mantienen actualmente ya bombeos de achiques en sus plantas de sótano, de modo que el efecto barrera vendría a agravar un problema ya existente.
- El drenaje permanente o temporal del acuífero podría provocar un descenso del nivel piezométrico, con las repercusiones que esto puede ocasionar sobre las edificaciones próximas. Una vez ejecutadas las pantallas y correspondientes losas de fondo, es esperable un drenaje prácticamente nulo sí su construcción e impermeabilización han sido las adecuadas. Sin embargo, durante la construcción de las obras, si es posible un drenaje importante del

acuífero debido a los bombeos de agotamiento necesarios para la excavación de los recintos entre pantallas. El drenaje del acuífero podría producir una disminución de las presiones efectivas en el terreno, y/o inducir procesos de compactación en aquellos depósitos cuaternarios constituidos por sedimentos de granulometría fina (depósitos de estuario) saturados de agua.

- Dentro de las posibles soluciones existentes para minimizar a valores razonables los caudales de agotamiento de los recintos entre pantallas, se pueden proponer tratamientos del terreno situado por debajo del fondo de las excavaciones previstas (tapones de jet grouting, congelación, etc), o bien la profundización de las pantallas hasta un sustrato lo suficientemente impermeable que evite el flujo subterráneo vertical hacia los recintos. Esta última solución podría provocar un intenso efecto barrera sobre el flujo del acuífero, si no se implantan las medidas de drenaje transversal adecuadas.
- En cuanto a las medidas correctoras para evitar el efecto barrera o, minimizarlo a valores aceptables, se puede contemplar entre otras medidas la construcción de portillos y sifones. La construcción de portillos es una solución definitiva que no necesita mantenimiento, a diferencia de los sifones en los que sí es necesario contemplar un cierto mantenimiento durante la explotación de las obras para asegurar su correcto funcionamiento.
- Es posible que la construcción de la infraestructura prevista, así como su posterior explotación, puedan provocar un cierto impacto sobre la calidad de las aguas subterráneas si no se toman las medidas oportunas. En este sentido, se proponen en el estudio una serie de medidas preventivas y correctoras, cuyo fin último es evitar que los posibles contaminantes puedan llegar a alcanzar la zona saturada del acuífero.

11.2. Recomendaciones y limitaciones del modelo

- Se recomienda instalar las medidas de drenaje necesarias para permitir el flujo subterráneo del acuífero a través del soterramiento, y reducir a tolerables las variaciones piezométricas provocadas. Según las simulaciones realizadas, sería necesario mantener al menos el 20% de la sección inicial del flujo subterráneo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260 de la **Alternativa Jet**, y entre 0+840 y 1+300 de la **Alternativa Bombeos**, para limitar las variaciones piezométricas a valores por debajo de 50 cm en la mayor parte de la ciudad, y a valores máximos de 60 a 90 cm junto al soterramiento. Una permeabilización del 30% en los tramos anteriores, reduciría los ascensos relativos a valores por debajo de 20 cm en la mayor parte de la ciudad, y a valores entre 40 y 60 cm en la zona más próxima al soterramiento.

Medidas de restitución				Ascenso max (m)	Descenso max (m)
Alternativa Jet	hipótesis calibración	sin medidas		2,1	1,1
		restitución entre 0+940 - 1+260	10%	1,1	0,4
			20%	0,7	0,25
			30%	0,5	0,25
	hipótesis húmeda	sin medidas		2,5	1,3
		restitución entre 0+940 - 1+260	10%	1,2	0,5
			20%	0,9	0,3
			30%	0,6	0,3
Alternativa Bombeos	hipótesis calibración	sin medidas		2,6	1,3
		restitución entre 0+840 - 1+300	10%	1,0	0,4
			20%	0,6	0,25
			30%	0,4	0,25
	hipótesis húmeda	sin medidas		3,1	1,5
		restitución entre 0+840 - 1+300	10%	1,1	0,55
			20%	0,75	0,3
			30%	0,45	0,2

- Las simulaciones realizadas no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje (portillos o sifones), de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente. No obstante, se recomienda siempre que sea posible la construcción de portillos frente a la instalación de sifones, y de cualquier modo, simular en fases posteriores del proyecto las medidas finalmente elegidas.

- En las simulaciones que analizan las medidas de drenaje necesarias para suavizar el efecto barrera, se ha tomado como guía el valor de 0,5 m como máximo de las variaciones piezométricas “aceptables” o “tolerables”. Se trata de un criterio razonable fijado en virtud de criterios puramente hidrogeológicos, que debe ser analizado en base a criterios geotécnicos, constructivos y urbanísticos antes de considerarse válido.

- Agua arriba del soterramiento, existen varios edificios que actualmente ya necesitan bombeos de achique para mantener secas sus plantas de sótano, de modo que la construcción del soterramiento, con un mayor o menor número de medidas de drenaje, va a provocar siempre en mayor o menor grado un cierto agravamiento del problema ya existente. En este sentido, se recomienda adoptar las soluciones constructivas que generen la mayor permeabilización posible de la barrera y por tanto los menores ascensos.

- A continuación, se presenta 2 cuadros resumen en el que se recoge para cada alternativa, el porcentaje de sección original del acuífero que queda libre bajo las pantallas, la sección máxima liberable mediante portillos, así como una propuesta preliminar de portillos y sifones para restituir el 30% de la sección natural del acuífero en los tramos que se produce un cierre total al flujo subterráneo.

Alternativa Jet (medidas de restitución entre los pp.kk. 0+940 y 1+260

p.k. inicio	p.k. fin	Sección libre bajo pantalla (%)	Sección máxima liberable en portillos (%)	Sección propuesta liberar en portillos (%)	Sección adicional hasta el 30%	Sección propuesta liberar en sifones (%)	Separación entre sifones con pozos de 1 m de diámetro interior (m)	Nº sifones
0+480	0+860	>30%	-	-	-	-	-	-
0+860	0+880	24%	31%	-	-	-	-	-
0+880	0+900	19%	26%	-	-	-	-	-
0+900	0+920	16%	24%	-	-	-	-	-
0+920	0+940	8%	16%	-	-	-	-	-
0+940	**1+220**	**0%**	**0%**	**0%**	**30%**	**30%**	**8**	**35**
1+220	**1+240**	**0%**	**15%**	**15%**	**15%**	**15%**	**20**	**1**
1+240	**1+260**	**0%**	**19%**	**19%**	**11%**	**11%**	**20**	**1**
1+260	1+280	6%	29%	-	-	-	-	-
1+280	1+300	17%	40%	-	-	-	-	-
1+300	1+320	26%	49%	-	-	-	-	-
1+320	1+340	30%	54%	-	-	-	-	-
1+340	1+420	>30%	-	-	-	-	-	-
37 Sifones con pozos de 12 a 16 m de profundidad								

- Entre los pp.kk. 0+940 y 1+220 de la **Alternativa Jet**, las pantallas se empotran en la base del acuífero y la ejecución de un tapón de Jet Grouting de 3 m de espesor bajo la losa impediría la ejecución de portillos por debajo de la misma. A la espera de confirmar la geometría de la base de acuífero en este tramo, así como su baja permeabilidad, se recomienda contemplar la posibilidad de no ejecutar en este tramo el tapón de Jet Grouting, o reducir su espesor para permitir la construcción de portillos. El empotramiento de las pantallas previstas en la base del acuífero, junto a la ejecución de pantallas transversales de la misma profundidad al inicio y al final del tramo, evitaría a priori la entrada de agua durante la construcción.

Alternativa Bombeos (medidas de restitución entre los pp.kk. 0+840 y 1+300

p.k. inicio	p.k. fin	Sección libre bajo pantalla (%)	Sección máxima liberable en portillos (%)	Sección propuesta liberar en portillos (%)	Sección adicional hasta el 30%	Sección propuesta liberar en sifones (%)	Separación entre sifones con pozos de 1 m de diámetro interior (m)	Nº sifones
0+480	0+740	>30%	-	-	-	-	-	-
0+740	0+760	25%	77%	-	-	-	-	-
0+760	0+780	21%	74%	-	-	-	-	-
0+780	0+800	13%	72%	-	-	-	-	-
0+800	0+820	10%	70%				-	-
0+820	0+840	6%	68%	-	-	-	-	-
0+840	**0+960**	**0%**	**>30%**	**30%**	**-**	**-**	**-**	**-**
0+960	**0+980**	**0%**	**28%**	**28%**	**2%**	**-**	**-**	**-**
0+980	**1+000**	**0%**	**18%**	**18%**	**12%**	**12%**	**20**	**1**
1+000	**1+020**	**0%**	**7%**	**7%**	**23%**	**23%**	**10**	**2**
1+020	**1+160**	**0%**	**0%**	**0%**	**30%**	**30%**	**8**	**17**
1+160	**1+180**	**0%**	**7%**	**7%**	**23%**	**23%**	**10**	**2**
1+180	**1+200**	**0%**	**17%**	**17%**	**13%**	**13%**	**20**	**1**
1+200	**1+205**	**0%**	**29%**	**29%**	**1%**	**-**	**-**	**-**
1+205	**1+300**	**0%**	**>30%**	**30%**	**-**	**-**	**-**	**-**
1+300	1+320	12%	75%	-	-	-	-	-
1+320	1+340	17%	80%	-	-	-	-	-
1+340	1+360	26%	84%	-	-	-	-	-
1+360	1+380	30%	88%	-	-	-	-	-
1+380	1+420	>30%	-	-	-	-	-	-
23 Sifones con pozos de 12 a 14 m de profundidad								

- Los resultados de las simulaciones son predicciones probables del comportamiento del acuífero, y en este sentido deben ser consideradas. El sistema hidrogeológico analizado presenta, como es lógico en cualquier sistema acuífero de este tamaño, una incertidumbre intrínseca en cuanto a su funcionamiento hidráulico, debido a que éste depende de una gran cantidad de variables que además presentan una distribución continua en el espacio.
- Los modelos de flujo, independientemente de lo complejos y detallados que sean, simulan el comportamiento medio de un sistema y sus resultados dependen de la calidad y el número de datos utilizados para su calibración que siempre presentan una distribución discreta en el espacio modelizado. Por lo que siempre es posible que se produzcan ciertos comportamientos locales, incluso generales, que escapen de las predicciones del modelo. Estos comportamientos locales son si cabe, más típicos y esperables en medios aluviales como el de la zona de estudio.
- Se recomienda realizar un control piezométrico estricto de los niveles piezométricos a ambos lados de las barreras generadas, tanto antes como durante la construcción de las obras, así como durante un periodo posterior a la finalización de la mismas, ya que las variaciones piezométricas pueden producirse de forma diferida en el tiempo. Este control piezométrico permitirá corregir a tiempo las posibles desviaciones del comportamiento hidráulico del sistema acuífero, respecto a las predicciones realizadas. Por este motivo, antes del inicio de las obras, sería necesario construir una red piezométrica que complementaría la actualmente existente, situándose los piezómetros a un lado y el otro de las zonas donde se prevén las variaciones piezométricas más importantes.
- Se recomienda perforar, en fases posteriores del proyecto, nuevos sondeos a recuperación de testigo continuo con la suficiente profundidad para alcanzar el muro del acuífero. La heterogeneidad propia del medio aluvial puede condicionar la existencia de una cierta compartimentación del acuífero, tanto lateral como verticalmente, lo que puede tener una gran repercusión sobre el efecto barrera de las obras y el tipo de medidas de drenaje transversal aconsejables. Igualmente, un mayor detalle de la variación litológica del acuífero a lo largo de la traza, permitiría calibra el modelo con una distribución zonal de permeabilidades más realista, que tal como se ha comprobado en este estudio, puede tener una influencia muy importante sobre distribución del efecto barrera a lo largo de la traza y sobre la distribución de las medidas de restitución del flujo.
- A priori, se recomienda el tratamiento del terreno situado por debajo de la excavación entre pantallas, para evitar o limitar la entrada de agua por el fondo de la excavación durante las obras. Esto sería necesario en aquellos tramos en los que la excavación se sitúe por debajo del nivel freático, y donde las pantallas no alcancen la base del acuífero o existan portillos. En caso que se decidiese rebajar el nivel freático sin tratamientos previos, se recomienda realizar anteriormente un estudio detallado de los caudales de achique necesarios, de la extensión de los conos de bombeo y de las repercusiones sobre la cimentación de las edificaciones afectadas. En el apéndice 3, se presenta un análisis preliminar de los caudales de achique necesarios y de los posibles descensos provocados.
- De cualquier modo, se recomienda la realización de un control piezométrico del nivel del acuífero, tanto fuera como dentro de los recintos a agotar. El control piezométrico debería ser especialmente estricto durante el periodo que duren los bombeos de agotamiento y la excavación.
- Se aconseja considerar las recomendaciones recogidas en el apartado 9.4.1 del estudio, para evitar posibles afecciones sobre la calidad de las aguas subterráneas.

APÉNDICE 1:

ENSAYOS DE BOMBEO

Datos de campo y gráficos de interpretación

DATOS DE CAMPO EN LOS ENSAYOS EN PB-2

BOMBEO PB-2 (0,8 l/s)					
Tiempo (min)	PB-2 (abierto de 5-19 m en gravas y arcillas con cantos)		PZ-21 (a 3 m de PB-2 y abierto de 3-8 m en gravas)		Caudal bombeo (l/s)
	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	
0	4,92	0	5,42	0	-
1	5,02	0,1	5,46	0,04	0,8
2	5,05	0,13	5,47	0,05	0,8
3	5,1	0,18	5,49	0,07	0,8
4	5,11	0,19	5,51	0,09	0,8
5	5,11	0,19	5,51	0,09	0,81
10	5,12	0,2	5,53	0,11	0,81
15	5,17	0,25	5,55	0,13	0,812
20	5,18	0,26	5,57	0,15	0,811
25	5,18	0,26	5,57	0,15	0,812
30	5,19	0,27	5,58	0,16	0,808
40	5,215	0,295	5,595	0,175	0,807
50	5,22	0,3	5,6	0,18	0,808
60	5,25	0,33	5,61	0,19	0,806
120	5,36	0,44	5,65	0,23	0,806
180	5,42	0,5	5,67	0,25	0,797
240	5,51	0,59	5,7	0,28	0,8
300	5,55	0,63	5,72	0,3	0,801
360	5,58	0,66	5,72	0,3	0,803
420	5,63	0,71	5,72	0,3	0,805
480	5,65	0,73	5,73	0,31	0,807
			Caudal medio		**0,805**

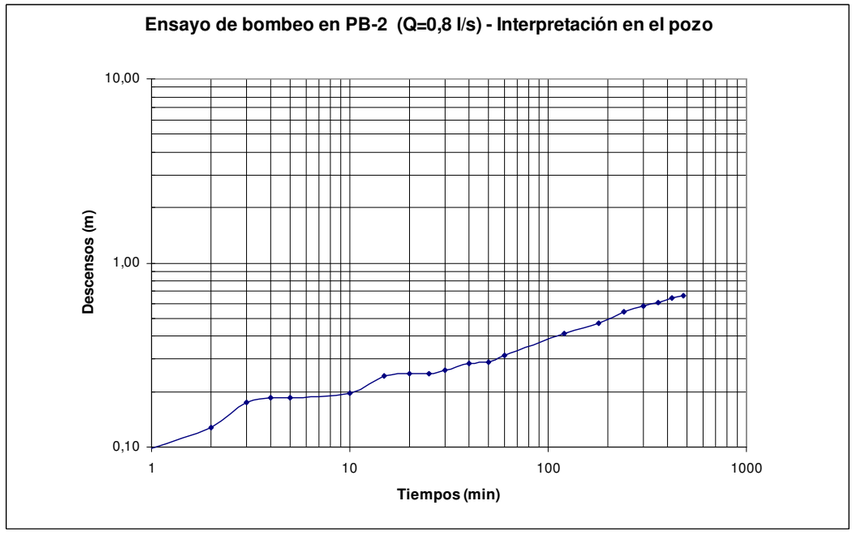
RECUPERACIÓN BOMBEO PB-2 (0,8 l/s)				
Tiempo (min)	PB-2 (abierto de 5-19 m en gravas y arcillas con cantos)		PZ-21 (a 3 m de PB-2 y abierto de 3-8 m en gravas)	
	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)
0	5,65	0,73	5,73	0,31
1	5,41	0,49	5,71	0,29
2	5,35	0,43	5,71	0,29
3	5,24	0,32	5,71	0,29
4	5,22	0,30	5,69	0,27
5	5,2	0,28	5,65	0,23
10	5,12	0,20	5,59	0,17
15	5,08	0,16	5,56	0,14
20	5,08	0,16	5,54	0,12
25	5,05	0,13	5,53	0,11
30	5,04	0,12	5,53	0,11
40	4,94	0,02	5,5	0,08
50	4,76	-0,16	5,46	0,04
60	4,64	-0,28	5,45	0,03
120	4,49	-0,43	5,38	-0,04
180	4,46	-0,46	5,39	-0,03
240	4,81	-0,11	5,43	0,01
300	4,82	-0,10	5,43	0,01
360	4,82	-0,10	5,41	-0,01
420	4,82	-0,10	5,41	-0,01

BOMBEO PB-2 (1,2 l/s)							
Tiempo (min)	PB-2 (abierto de 5-19 m en gravas y arcillas con cantos)		PZ-21 (a 3 m de PB-2 y abierto de 3-8 m en gravas)		PZ-22 (a 1,5 m de PB-2 y abierto de 31-36 m en arcillas con cantos)		Caudal bombeo (l/s)
	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	
0	4,93	0	5,46	0	5,59	0	-
1	5,44	0,51	5,49	0,03	5,58	-0,01	1,3
2	5,72	0,79	5,52	0,06	5,56	-0,03	1,28
3	5,89	0,96	5,53	0,07	5,57	-0,02	1,27
4	5,98	1,05	5,59	0,13	5,56	-0,03	1,24
5	6,08	1,15	5,58	0,12	5,58	-0,01	1,21
10	6,45	1,52	5,65	0,19	5,72	0,13	1,2
15	6,83	1,90	5,66	0,20	5,91	0,32	1,2
20	7,06	2,13	5,68	0,22	6,19	0,6	1,2
25	7,28	2,35	5,65	0,19	6,45	0,86	1,2
30	8,34	3,41	5,68	0,22	6,79	1,2	1,17
40	10,63	5,70	5,71	0,25	8,3	2,71	1,15
50	12,19	7,26	5,72	0,26	10,56	4,97	1,14
60	13,3	8,37	5,73	0,27	12,09	6,5	1,12
70	15,21	10,28	5,74	0,28	13,67	8,08	1,11
80	16,49	11,56	5,74	0,28	15,04	9,45	1,11
					Caudal medio		**1,19**

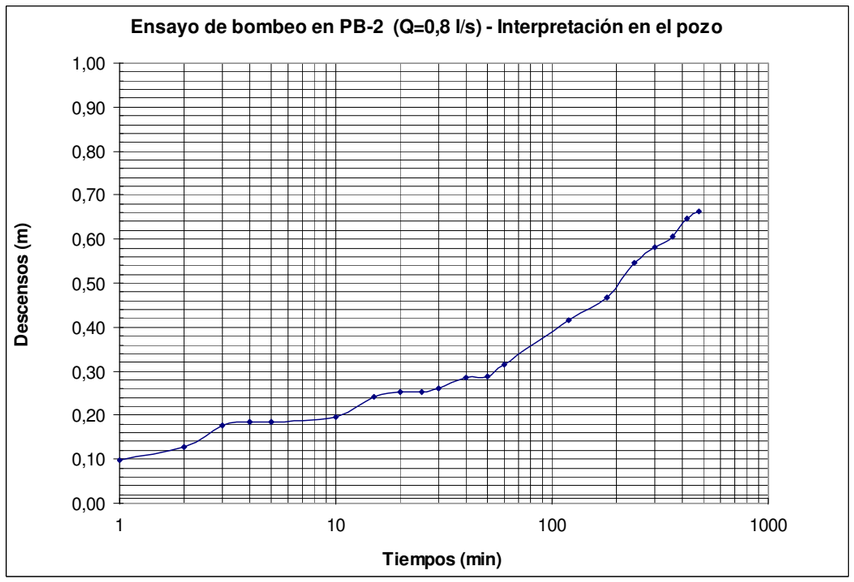
RECUPERACIÓN BOMBEO PB-2 (1,2 l/s)						
Tiempo (min)	PB-2 (abierto de 5-19 m en gravas y arcillas con cantos)		PZ-21 (a 3 m de PB-2 y abierto de 3-8 m en gravas)		PZ-22 (a 1,5 m de PB-2 y abierto de 31-36 m en arcillas con cantos)	
	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)
0	16,49	11,56	5,74	0,28	15,04	9,45
1	17,61	12,68	5,74	0,28	16,36	10,77
2	15,41	10,48	5,75	0,29	16,07	10,48
3	14,26	9,33	5,78	0,32	15,87	10,28
4	12,81	7,88	5,74	0,28	15,69	10,10
5	12,19	7,26	5,73	0,27	15,49	9,90
10	6,65	1,72	5,74	0,28	14,56	8,97
15	5,19	0,26	5,64	0,18	13,49	7,90
20	5,12	0,19	5,62	0,16	12,49	6,90
25	5,08	0,15	5,61	0,15	11,58	5,99
30	5,06	0,13	5,57	0,11	10,79	5,20
40	5,04	0,11	5,56	0,10	9,43	3,84
50	5,02	0,09	5,55	0,09	8,46	2,87
60	5	0,07	5,55	0,09	7,62	2,03
70	4,99	0,06	5,52	0,06	7,01	1,42
80	4,98	0,05	5,51	0,05	6,58	0,99
90	4,97	0,04	5,49	0,03	6,20	0,61
100	4,96	0,03	5,48	0,02	5,98	0,39
110	4,96	0,03	5,47	0,01	5,79	0,20
120	4,97	0,04	5,47	0,01	5,67	0,08
130	4,97	0,04	5,47	0,01	5,57	-0,02
140	4,95	0,02	5,47	0,01	5,51	-0,08
150	4,94	0,01	5,46	0,00	5,47	-0,12

Ensayo de Bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Interpretación en el pozo durante el bombeo

Ensayo de bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - descensos en el pozo		
Tiempo (min)	**Descenso (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	0	0
1	0,10	0,10
2	0,13	0,13
3	0,18	0,18
4	0,19	0,19
5	0,19	0,19
10	0,20	0,20
15	0,25	0,24
20	0,26	0,25
25	0,26	0,25
30	0,27	0,26
40	0,30	0,28
50	0,30	0,29
60	0,33	0,32
120	0,44	0,42
180	0,50	0,47
240	0,59	0,55
300	0,63	0,58
360	0,66	0,61
420	0,71	0,65
480	0,73	0,66



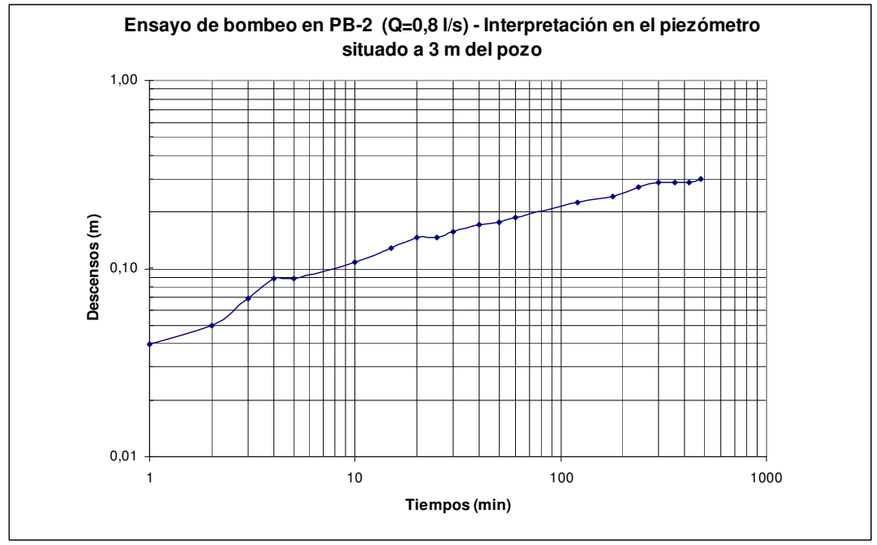
Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.



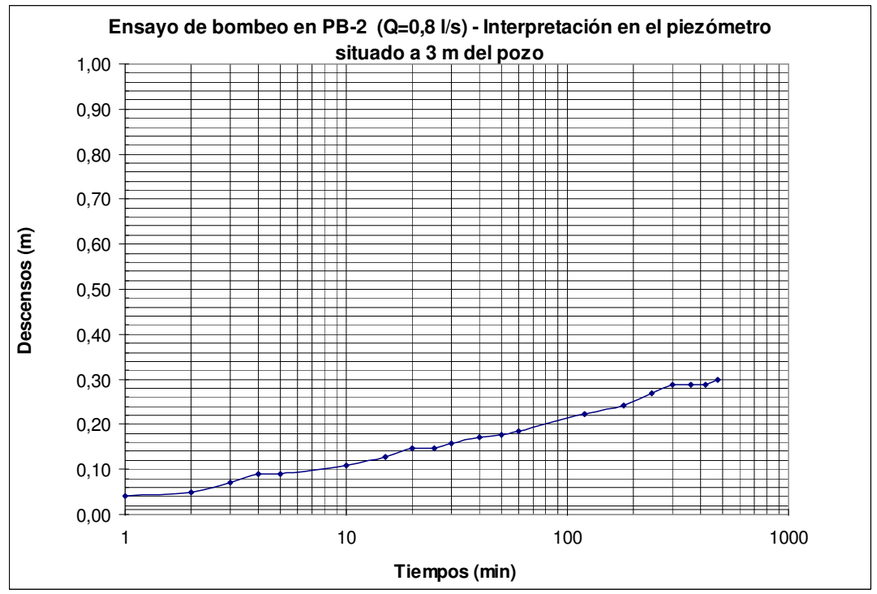
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Interpretación en el PZ-21

Ensayo de bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - descensos en PZ-21 a 3 m del pozo		
Tiempo (min)	**Descenso (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	0	0
1	0,04	0,04
2	0,05	0,05
3	0,07	0,07
4	0,09	0,09
5	0,09	0,09
10	0,11	0,11
15	0,13	0,13
20	0,15	0,15
25	0,15	0,15
30	0,16	0,16
40	0,18	0,17
50	0,18	0,18
60	0,19	0,19
120	0,23	0,22
180	0,25	0,24
240	0,28	0,27
300	0,3	0,29
360	0,3	0,29
420	0,3	0,29
480	0,31	0,30



Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.



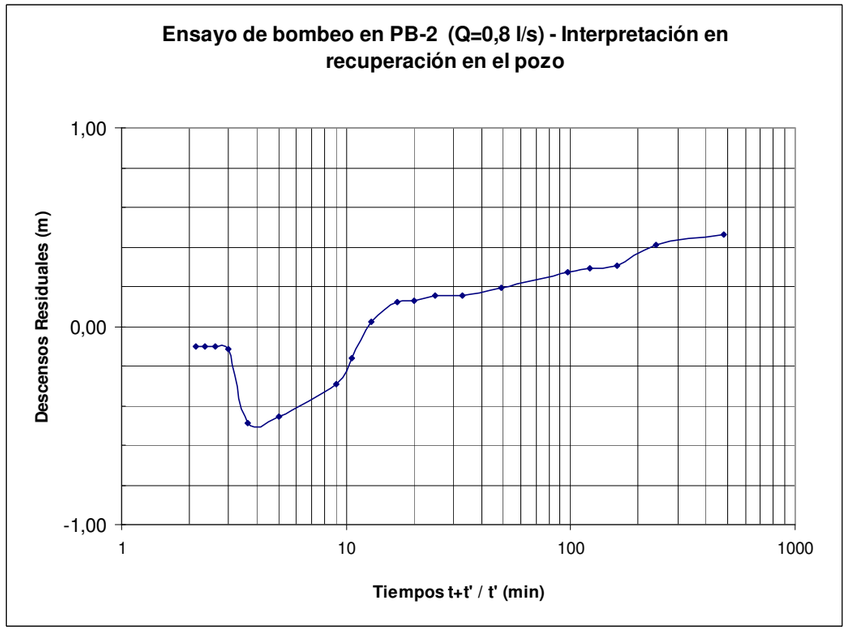
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Interpretación en recuperación en el pozo

Ensayo de bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Recuperación en el pozo			
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	–	0,73	0,66
1	481,0	0,49	0,46
2	241,0	0,43	0,41
3	161,0	0,32	0,31
4	121,0	0,30	0,29
5	97,0	0,28	0,27
10	49,0	0,20	0,20
15	33,0	0,16	0,16
20	25,0	0,16	0,16
25	20,2	0,13	0,13
30	17,0	0,12	0,12
40	13,0	0,02	0,02
50	10,6	-0,16	-0,16
60	9,0	-0,28	-0,29
120	5,0	-0,43	-0,45
180	3,7	-0,46	-0,49
240	3,0	-0,11	-0,11
300	2,6	-0,10	-0,10
360	2,3	-0,10	-0,10
420	2,1	-0,10	-0,10

t = Duración del Ensayo de Bombeo (480 min)

t´ = Tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



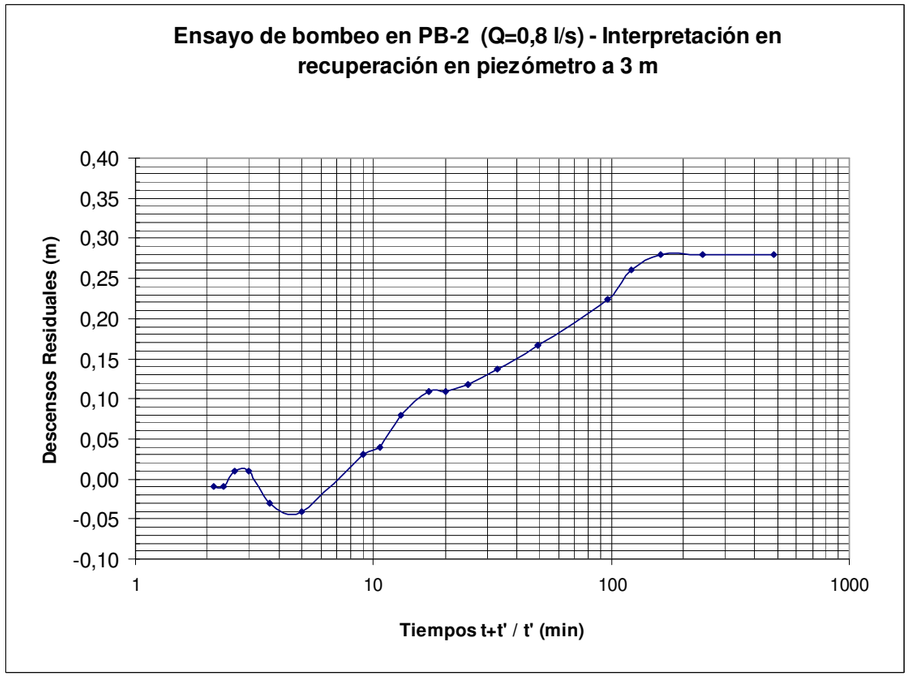
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Interpretación en recuperación en el PZ-21

Ensayo de bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Recuperación en PZ-21 a 3 m del pozo			
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	-	0,31	0,30
1	481,0	0,29	0,28
2	241,0	0,29	0,28
3	161,0	0,29	0,28
4	121,0	0,27	0,26
5	97,0	0,23	0,22
10	49,0	0,17	0,17
15	33,0	0,14	0,14
20	25,0	0,12	0,12
25	20,2	0,11	0,11
30	17,0	0,11	0,11
40	13,0	0,08	0,08
50	10,6	0,04	0,04
60	9,0	0,03	0,03
120	5,0	-0,04	-0,04
180	3,7	-0,03	-0,03
240	3,0	0,01	0,01
300	2,6	0,01	0,01
360	2,3	-0,01	-0,01
420	2,1	-0,01	-0,01

t = Duración del Ensayo de Bombeo (480 min)

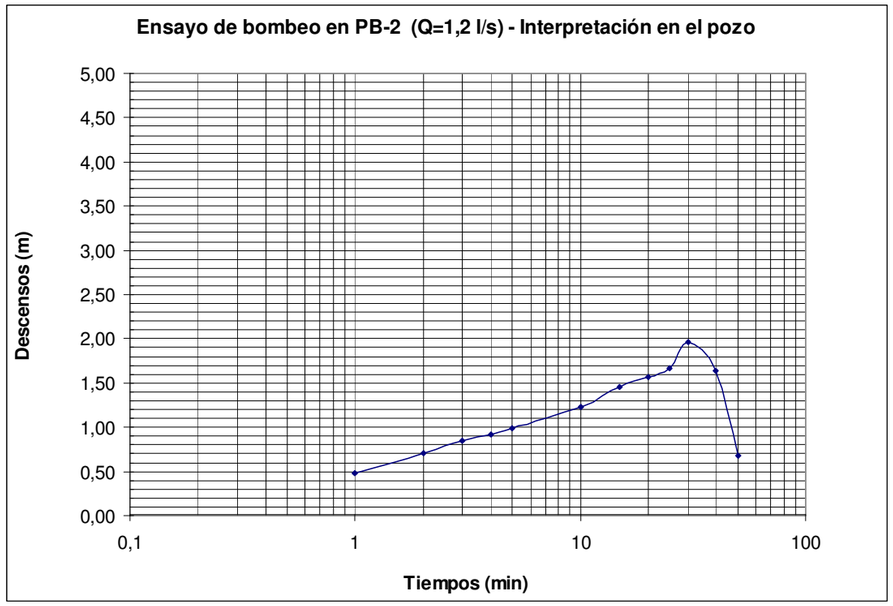
t´= tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



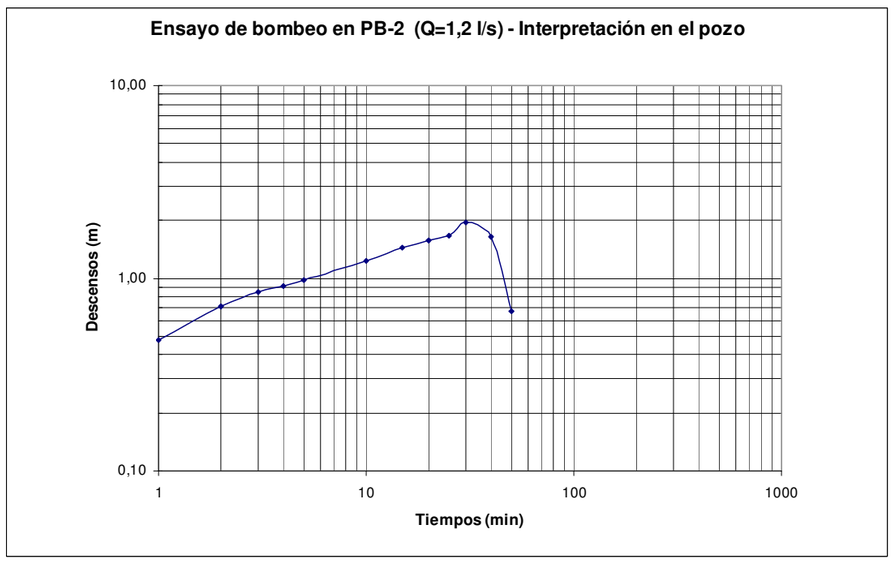
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - Interpretación en el pozo durante el bombeo

Ensayo de bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - descensos en el pozo		
Tiempo (min)	**Descenso (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	0	0
1	0,51	0,48
2	0,79	0,71
3	0,96	0,84
4	1,05	0,91
5	1,15	0,98
10	1,52	1,23
15	1,90	1,45
20	2,13	1,56
25	2,35	1,66
30	3,41	1,96
40	5,70	1,64
50	7,26	0,67
60	8,37	
70	10,28	
80	11,56	



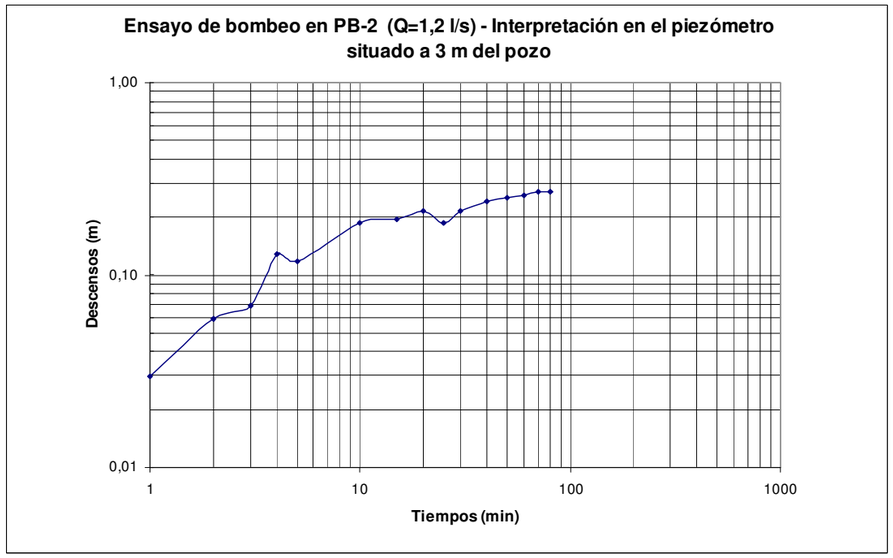
Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.



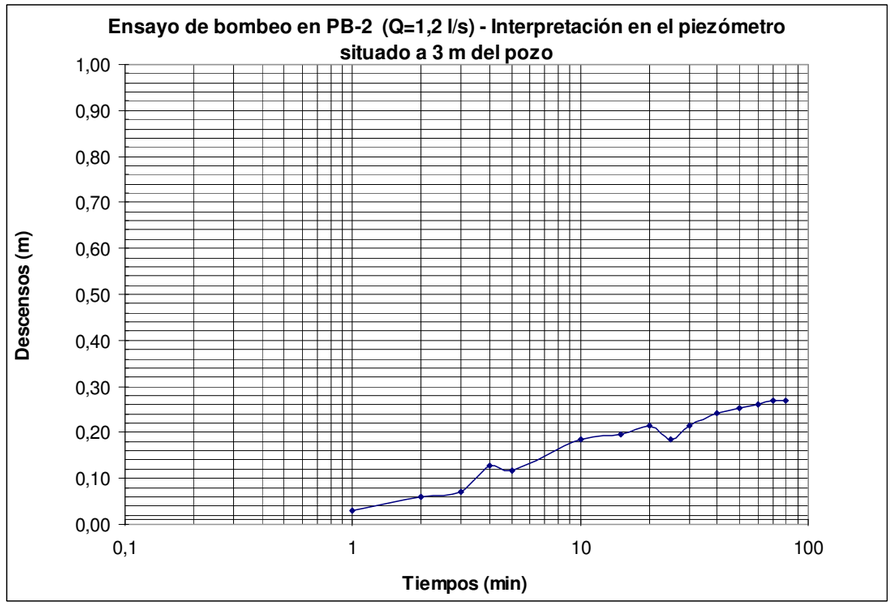
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - Interpretación en el PZ-21

Ensayo de bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - descensos en PZ-21 a 3 m del pozo		
Tiempo (min)	**Descenso (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	0	0
1	0,03	0,03
2	0,06	0,06
3	0,07	0,07
4	0,13	0,13
5	0,12	0,12
10	0,19	0,19
15	0,20	0,20
20	0,22	0,21
25	0,19	0,19
30	0,22	0,21
40	0,25	0,24
50	0,26	0,25
60	0,27	0,26
70	0,28	0,27
80	0,28	0,27



Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.



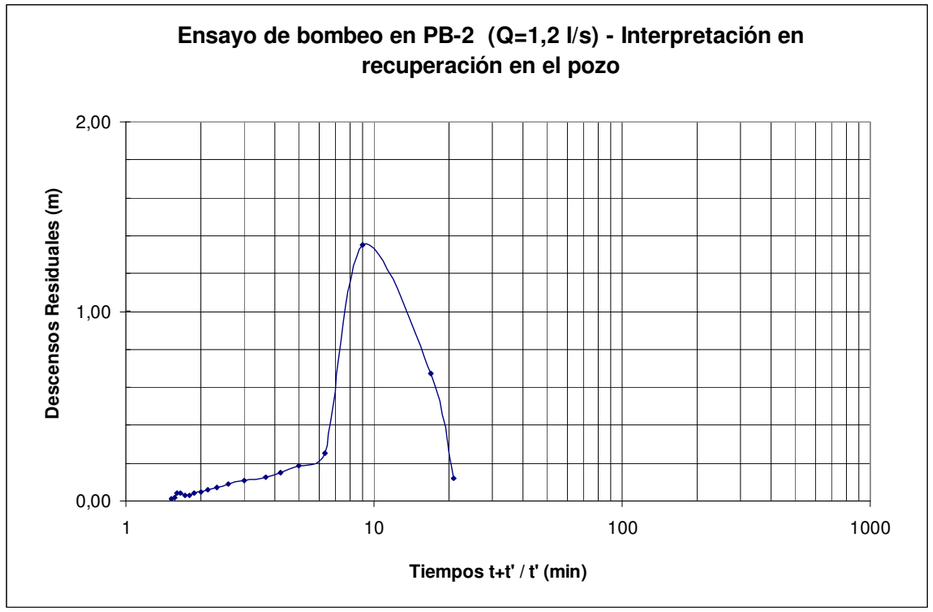
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - Interpretación en recuperación en el pozo

Ensayo de bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - Recuperación en el pozo			
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	–	11,56	
1	81,0	12,68	
2	41,0	10,48	
3	27,7	9,33	
4	21,0	7,88	0,12
5	17,0	7,26	0,67
10	9,0	1,72	1,35
15	6,3	0,26	0,25
20	5,0	0,19	0,19
25	4,2	0,15	0,15
30	3,7	0,13	0,13
40	3,0	0,11	0,11
50	2,6	0,09	0,09
60	2,3	0,07	0,07
70	2,1	0,06	0,06
80	2,0	0,05	0,05
90	1,9	0,04	0,04
100	1,8	0,03	0,03
110	1,7	0,03	0,03
120	1,7	0,04	0,04
130	1,6	0,04	0,04
140	1,6	0,02	0,02
150	1,5	0,01	0,01

t = duración del Ensayo de Bombeo (80 min)

t´ = tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



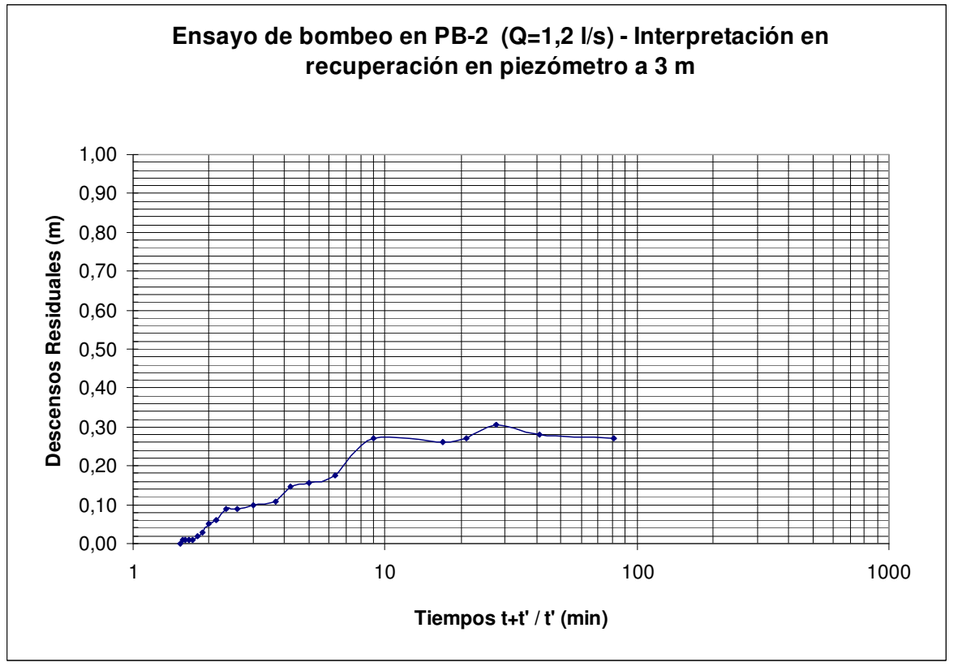
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-2 (1,2 l/s) - Interpretación en recuperación en PZ-21

Ensayo de bombeo en PB-2 (0,8 l/s) - Recuperación en PZ-21 a 3 m del pozo			
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**	**Descenso corregido Dupuit (m)**
0	-	0,28	0,27
1	81,0	0,28	0,27
2	41,0	0,29	0,28
3	27,7	0,32	0,31
4	21,0	0,28	0,27
5	17,0	0,27	0,26
10	9,0	0,28	0,27
15	6,3	0,18	0,18
20	5,0	0,16	0,16
25	4,2	0,15	0,15
30	3,7	0,11	0,11
40	3,0	0,10	0,10
50	2,6	0,09	0,09
60	2,3	0,09	0,09
70	2,1	0,06	0,06
80	2,0	0,05	0,05
90	1,9	0,03	0,03
100	1,8	0,02	0,02
110	1,7	0,01	0,01
120	1,7	0,01	0,01
130	1,6	0,01	0,01
140	1,6	0,01	0,01
150	1,5	0,00	0,00

T = duración del Ensayo de Bombeo (80 min)

t´ = tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

DATOS DE CAMPO EN EL ENSAYO EN PB-1

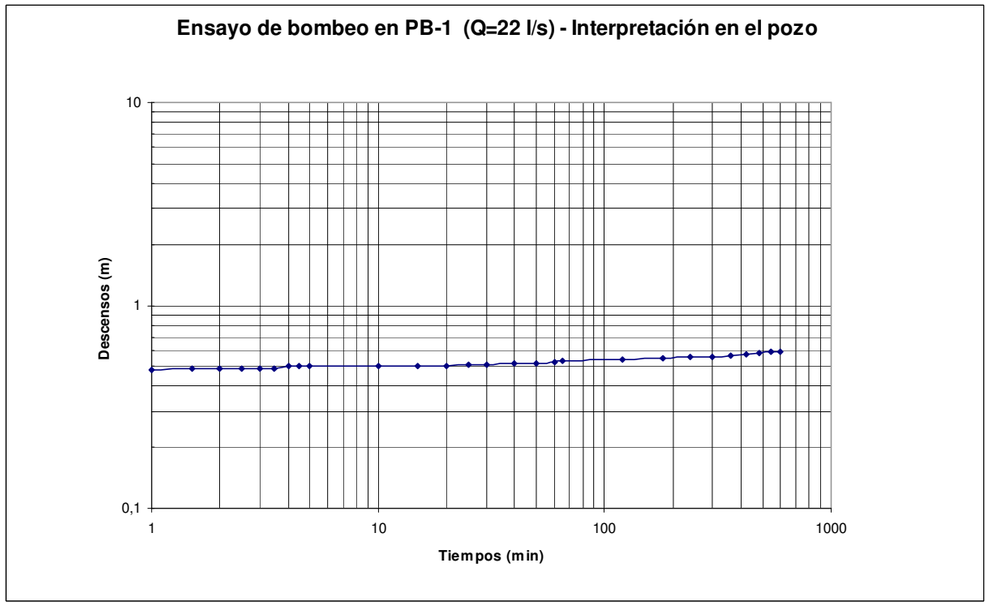
BOMBEO PB-1 (22 l/s)					
Tiempo (min)	PB-1 (ranurado de 15-28 m en gravas)		PZ-11 (a 1,5 m de PB-1 y ranurado de 5-18 m en gravas)		Caudal bombeo (l/s)
	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	Prof. nivel (m)	Descensos (m)	
0	6,960	0	6,870	0	-
0,25	7,400	0,44	6,950	0,08	23,8
0,5	7,420	0,46	6,970	0,1	
0,75	7,430	0,47	6,970	0,1	
1	7,440	0,48	6,975	0,105	
1,5	7,450	0,49	6,980	0,11	23,6
2	7,450	0,49	6,985	0,115	
2,5	7,450	0,49	6,985	0,115	
3	7,450	0,49	6,990	0,12	23,1
3,5	7,450	0,49	6,990	0,12	23
4	7,460	0,5	6,990	0,12	22,9
4,5	7,460	0,5	6,990	0,12	22,7
5	7,460	0,5	6,995	0,125	
10	7,460	0,5	7,000	0,13	22,2
15	7,465	0,505	7,005	0,135	
20	7,465	0,505	7,010	0,14	
25	7,470	0,51	7,010	0,14	
30	7,470	0,51	7,010	0,14	
40	7,475	0,515	7,015	0,145	
50	7,480	0,52	7,020	0,15	
60	7,485	0,525	7,025	0,155	
65	7,490	0,53	7,030	0,16	
120	7,500	0,54	7,035	0,165	
180	7,505	0,545	7,045	0,175	
240	7,515	0,555	7,050	0,18	
300	7,520	0,56	7,060	0,19	
360	7,525	0,565	7,065	0,195	
420	7,530	0,57	7,070	0,2	
480	7,540	0,58	7,075	0,205	
540	7,550	0,59	7,080	0,21	
600	7,550	0,59	7,085	0,215	
			Caudal medio		22,2

RECUPERACIÓN BOMBEO PB-1 (22 l/s)				
Tiempo (min)	PB-1 (ranurado de 15-28 m en gravas)		PZ-11 (a 1,5 m de PB-1 y ranurado de 5-18 m en gravas)	
	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)	Prof. nivel (m)	Descenso residual (m)
0	7,550	0,59	7,085	0,22
0,25	7,200	0,24	7,000	0,13
0,5	7,180	0,22	7,000	0,13
0,75	7,160	0,20	6,990	0,12
1	7,150	0,19	6,980	0,11
1,5	7,140	0,18	6,980	0,11
2	7,130	0,17	6,980	0,11
2,5	7,120	0,16	6,975	0,11

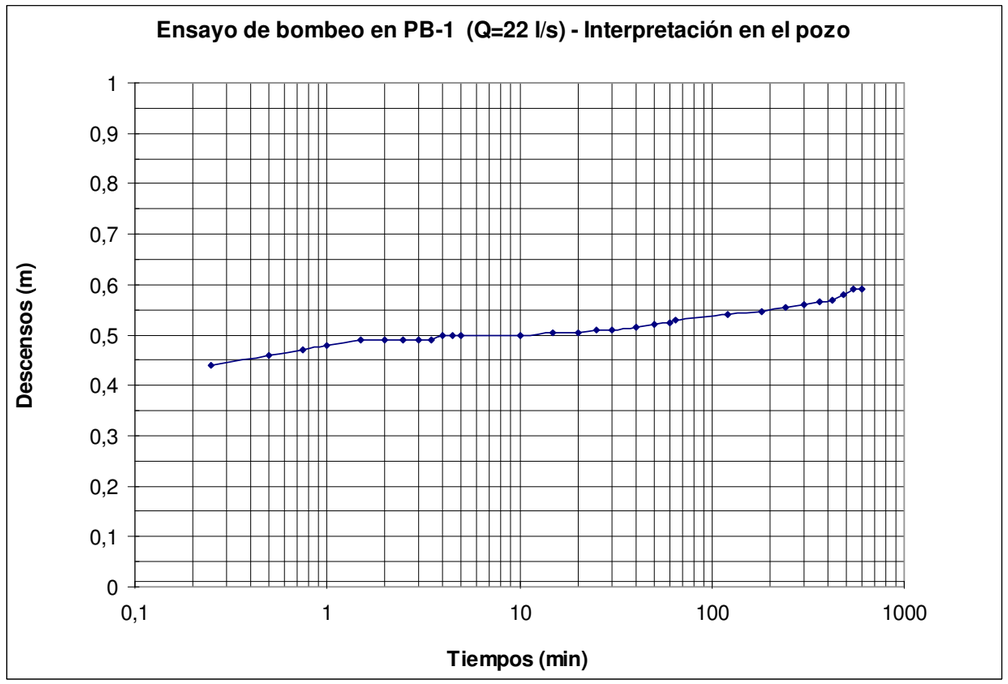
3	7,110	0,15	6,975	0,11
3,5	7,100	0,14	6,975	0,11
4	7,090	0,13	6,970	0,10
4,5	7,080	0,12	6,970	0,10
5	7,070	0,11	6,970	0,10
6	7,065	0,11	6,970	0,10
7	7,065	0,11	6,970	0,10
8	7,065	0,11	6,965	0,09
9	7,060	0,10	6,965	0,09
10	7,060	0,10	6,960	0,09
15	7,060	0,10	6,960	0,09
20	7,060	0,10	6,955	0,09
25	7,055	0,09	6,950	0,08
30	7,050	0,09	6,950	0,08
40	7,045	0,09	6,945	0,08
50	7,040	0,08	6,940	0,07
60	7,040	0,08	6,940	0,07
90	7,030	0,07	6,930	0,06
120	7,025	0,07	6,920	0,05
180	7,015	0,05	6,910	0,04
240	7,010	0,05	6,905	0,04
300	7,005	0,04	6,900	0,03

Ensayo de Bombeo en PB-1 (22 l/s) - Interpretación en el pozo durante el bombeo

Ensayo de bombeo en PB-1 (22 l/s) - descensos en el pozo	
Tiempo (min)	**Descenso (m)**
0	0
0,25	0,44
0,5	0,46
0,75	0,47
1	0,48
1,5	0,49
2	0,49
2,5	0,49
3	0,49
3,5	0,49
4	0,5
4,5	0,5
5	0,5
10	0,5
15	0,505
20	0,505
25	0,51
30	0,51
40	0,515
50	0,52
60	0,525
65	0,53
120	0,54
180	0,545
240	0,555
300	0,56
360	0,565
420	0,57
480	0,58
540	0,59
600	0,59



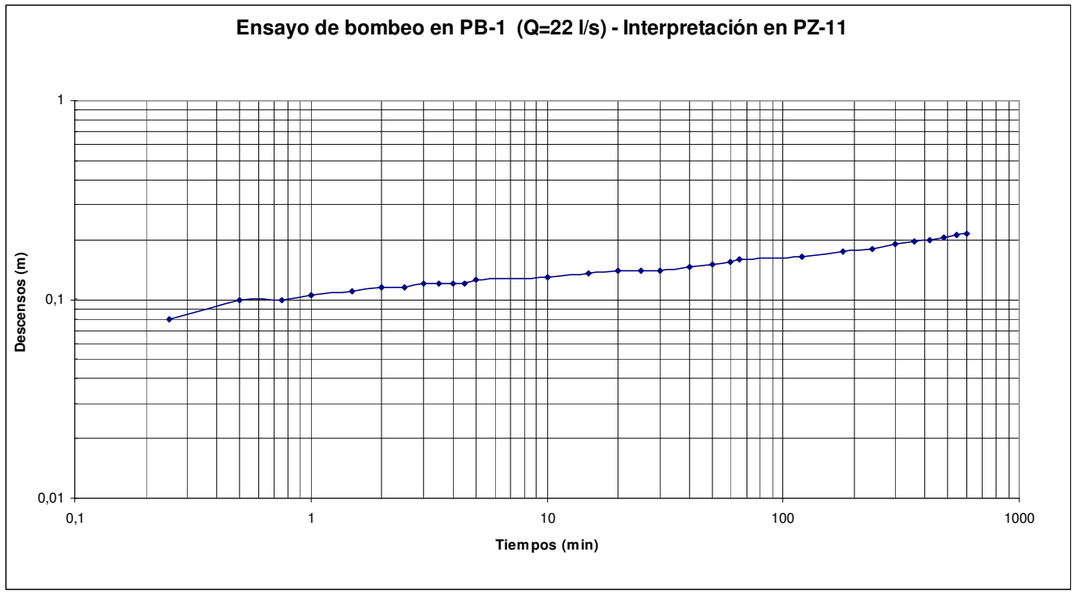
Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.



Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-1 (22 l/s) - Interpretación en el PZ-11

Ensayo de bombeo en PB-1 (22 l/s) - descensos en PZ-11	
Tiempo (min)	**Descenso (m)**
0	0
0,25	0,08
0,5	0,1
0,75	0,1
1	0,105
1,5	0,11
2	0,115
2,5	0,115
3	0,12
3,5	0,12
4	0,12
4,5	0,12
5	0,125
10	0,13
15	0,135
20	0,14
25	0,14
30	0,14
40	0,145
50	0,15
60	0,155
65	0,16
120	0,165
180	0,175
240	0,18
300	0,19
360	0,195
420	0,2
480	0,205
540	0,21
600	0,215



Representación de los pares descenso-tiempo en escala doble logarítmica para el ajuste a la curva patrón de Theis.

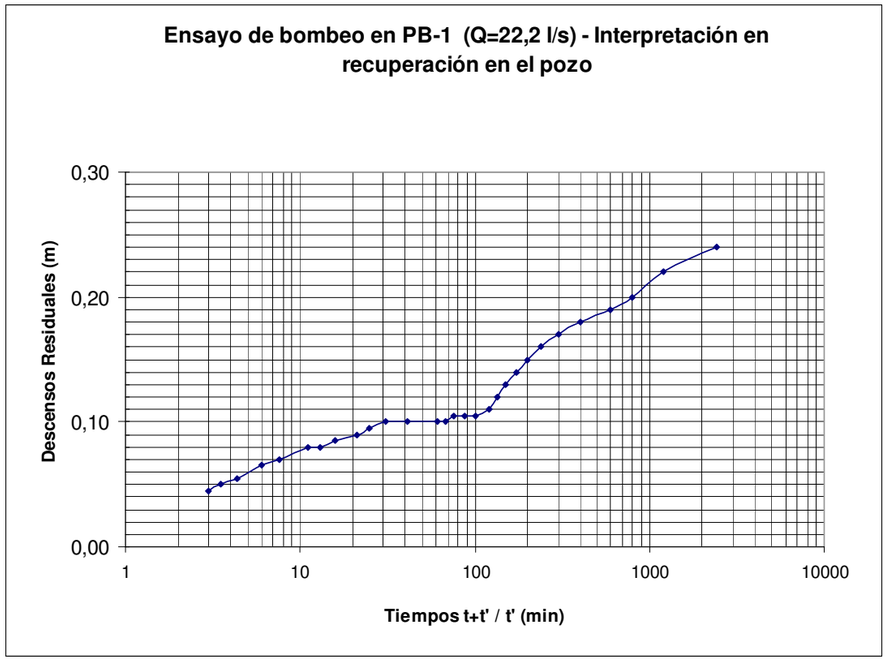
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-1 (22 l/s) - Interpretación en recuperación en el pozo

Ensayo de bombeo en PB-1 (22 l/s) - Recuperación en el pozo		
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**
0	–	0,59
0,25	2401,0	0,24
0,5	1201,0	0,22
0,75	801,0	0,20
1	601,0	0,19
1,5	401,0	0,18
2	301,0	0,17
2,5	241,0	0,16
3	201,0	0,15
3,5	172,4	0,14
4	151,0	0,13
4,5	134,3	0,12
5	121,0	0,11
6	101,0	0,11
7	86,7	0,11
8	76,0	0,11
9	67,7	0,10
10	61,0	0,10
15	41,0	0,10
20	31,0	0,10
25	25,0	0,09
30	21,0	0,09
40	16,0	0,09
50	13,0	0,08
60	11,0	0,08
90	7,7	0,07
120	6,0	0,07
180	4,3	0,05
240	3,5	0,05
300	3,0	0,04

t= Duración del ensayo de bombeo (600 min)

t´=Tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



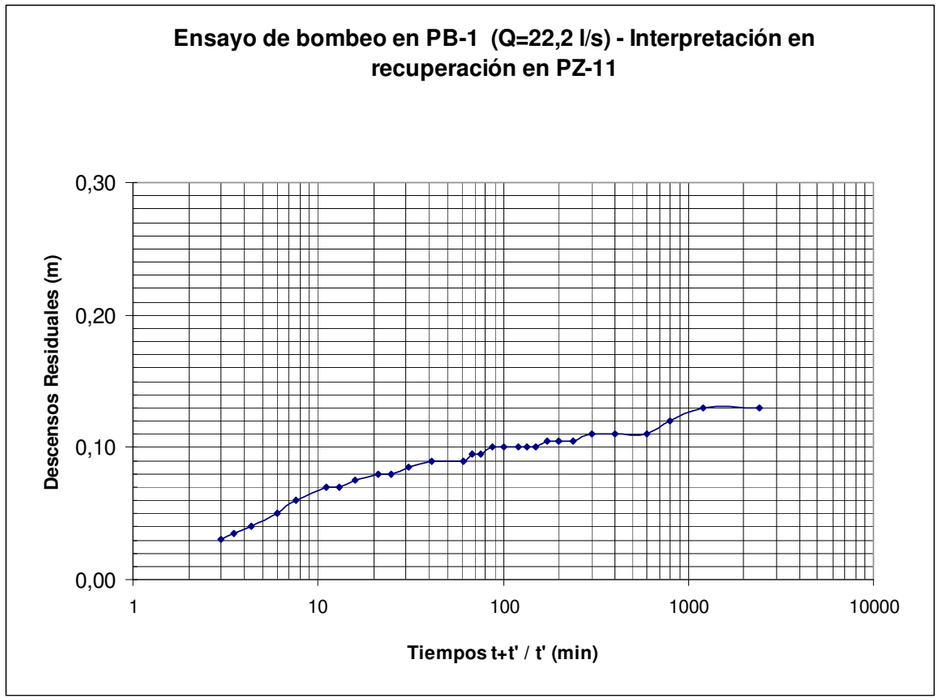
Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Ensayo de Bombeo en PB-1 (22 l/s) - Interpretación en recuperación en el PZ-11

Ensayo de bombeo en PB-1 (22 l/s) - Recuperación en PZ-11		
Tiempo t´ (min)	**t+t´/t´**	**Desc. Residual (m)**
0	–	0,22
0,25	2401,0	0,13
0,5	1201,0	0,13
0,75	801,0	0,12
1	601,0	0,11
1,5	401,0	0,11
2	301,0	0,11
2,5	241,0	0,11
3	201,0	0,11
3,5	172,4	0,11
4	151,0	0,10
4,5	134,3	0,10
5	121,0	0,10
6	101,0	0,10
7	86,7	0,10
8	76,0	0,09
9	67,7	0,09
10	61,0	0,09
15	41,0	0,09
20	31,0	0,09
25	25,0	0,08
30	21,0	0,08
40	16,0	0,08
50	13,0	0,07
60	11,0	0,07
90	7,7	0,06
120	6,0	0,05
180	4,3	0,04
240	3,5	0,04
300	3,0	0,03

t= Duración del ensayo de bombeo (600 min)

t´=Tiempo transcurrido desde la parada del ensayo de bombeo



Representación de los pares descenso-tiempo en escala semilogarítmica para el cálculo de la pendiente por el método de Jacob.

Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)

Apéndice 2: Simulación de bombeos de achique entre pantallas

Análisis preliminar (Abril 2018)

1. Simulaciones

En este informe, se presentan los resultados de simular una serie de hipótesis de trabajo, en las que se analizan de manera preliminar los caudales de achique que serían necesarios bombear para excavar en seco unos hipotéticos recintos entre pantallas, así como los descensos provocados como consecuencia de los bombeos.

Se ha utilizado el modelo realizado para INECO en febrero de 2011, utilizando como punto de partida la "hipótesis de calibración", pero desdoblando la malla original en 2 capas para simular la entrada de agua por el fondo de la excavación. En el caso de las simulaciones considerando un tapón de baja permeabilidad de 2 m por debajo del nivel del fondo de la excavación, se ha desdoblado el modelo en tres capas para considerar la disminución del coeficiente de permeabilidad del terreno en la zona tratada.

Con el objetivo de estar del lado de la seguridad, en todas las simulaciones se ha utilizado un valor de permeabilidad de 5,4E-03 m/s para el tramo en el que se sitúan los recintos. Este valor corresponde al valor de permeabilidad más elevado obtenido en los ensayos de bombeo de la campaña de INECO de 2011. Los niveles simulados con este valor de permeabilidad en la "hipótesis de calibración" también son congruentes con los niveles observados en la campaña de 2011, por lo que también se considera aceptable la calibración del modelo para este valor.

Para las simulaciones se ha empleado la geometría en planta y perfil de las pantallas y losas, facilitadas en abril de 2018 por INECO para el análisis. En cada una de las simulaciones, se ha considerado un único recinto de 50 m de longitud cerrado lateralmente por sus cuatro lados mediante pantallas completamente estancas, de modo que la entrada de agua al recinto durante el achique sólo se produciría por la base del recinto; no se ha considerado el efecto barrera del resto de tramos del soterramiento. En concreto, se han simulado los bombeos de achique en dos tramos del proyecto en los que las pantallas no alcanzan la base impermeable del acuífero, y *a priori* son más desfavorables para el agotamiento.

Se han realizado un total de 19 simulaciones, 9 en régimen permanente y 10 en régimen transitorio, con el objeto de analizar la sensibilidad y variabilidad de los resultados frente a los siguientes parámetros:

- Posición del recinto a lo largo de la traza: 0+640-0+690 y 0+690-0+740
- Relación entre la permeabilidad vertical y horizontal del acuífero (Kv/Kh): 100%, 50%, 20% y 10%, en el tramo 0+690-0+740.
- Coeficiente de almacenamiento libre o porosidad eficaz: 2%, 10% y 25%, en el tramo 0+690-0+740.
- Reducción de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, en un tapón de 2 m de espesor por debajo del fondo de excavación, en el tramo 0+690-0+740.

Los resultados obtenidos en las distintas simulaciones son predicciones probables del comportamiento del acuífero, de modo que se recomienda considerar los valores obtenidos como orientativos. Es normal que se produzcan durante la obra desviaciones respecto a los resultados de las simulaciones presentadas, ya que la situación de obra puede ser distinta de las simuladas, al ir acumulándose y superponiéndose los descensos en el acuífero según avanza progresivamente la excavación de los distintos recintos, y a la vez solaparse el efecto barrera de los tramos construidos. Igualmente, podría existir una variabilidad de las características hidráulicas del acuífero que el modelo no simule con la suficiente precisión. En este sentido, cabe resaltar el hecho de que la existencia de una cierta compartimentación del acuífero, tanto en la vertical como lateralmente, podría variar en gran medida los resultados simulados. Se recomienda, en fases posteriores del estudio, profundizar en el conocimiento de la geometría y estructura geológica del acuífero, mediante la perforación de nuevos sondeos de reconocimiento geotécnico a recuperación de testigo continuo y con la suficiente profundidad hasta alcanzar la base impermeable del acuífero.

Los modelos de flujo, independientemente de lo complejos y detallados que sean, simulan el comportamiento medio de un sistema y sus resultados dependen de la calidad y el número de datos utilizados, de modo que siempre es posible que se produzcan ciertos comportamientos locales, incluso generales, que escapen del funcionamiento del modelo. Estos comportamientos locales son típicos y esperables en acuíferos aluviales como los de la zona de estudio, con una heterogeneidad intrínseca fruto de la dinámica fluvial. En este sentido, se recomienda realizar un control piezométrico estricto tanto fuera como dentro de los recintos, para detectar cualquier desviación respecto a las predicciones realizadas y adoptar a tiempo las medidas y decisiones necesarias.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, estructurados en 4 apartados en los que se analiza la sensibilidad de los resultados frente a una serie de parámetros y aspectos que pueden variar a lo largo de la obra. En las simulaciones, se han considerado las pantallas totalmente impermeables y no se ha considerado el volumen de agua contenido en el propio terreno a excavar en los recintos. Se calculan los caudales necesarios para mantener el nivel piezométrico del acuífero 50 cm por debajo del fondo de la excavación.

1.1. Posición en la traza

Se han considerado dos tramos de 50 m situados entre los pp.kk. 0+640-0+690 y 0+690-0+740, por ser su posición la más desfavorable para el agotamiento, ya que se sitúan en la zona más transmisiva del acuífero, y al mismo tiempo es necesario un mayor rebaje del nivel piezométrico.

En la tabla 1, se analiza la variación en régimen permanente de los caudales y descensos que se producen. Se observa como los caudales de achique y los descensos provocados son algo superiores en el recinto situado entre los pp.kk. 0+690-0+740 (169 l/s) que entre los pp.kk. 0+640-0+690 (148 l/s). Tiene mayor influencia el espesor saturado que es necesario rebajar, 3,3 m y 2,6 m respectivamente, que el espesor total de acuífero, mayor en el tramo entre los pp.kk. 0+640-0+690.

En las figuras 1 y 2, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las dos simulaciones en régimen permanente.

En los siguientes apartados, se analiza la influencia del resto de factores para el tramo situado entre los pp.kk. 0+690-0+740 por ser el más desfavorable.

Nº	pp.kk. recintos de 50 m de long.	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)	Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
1	**0+640-0+690**	0,9	6,2	8,3	5,7	2,6	10%	5,4E-03	100%	148	-	-	300
2	**0+690-0+740**	**-0,7**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**169**	**-**	**80**	**350**

Tabla 1. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que comparan los recintos entre los pp.kk. 0+640-0+690 y 0+690-0+740

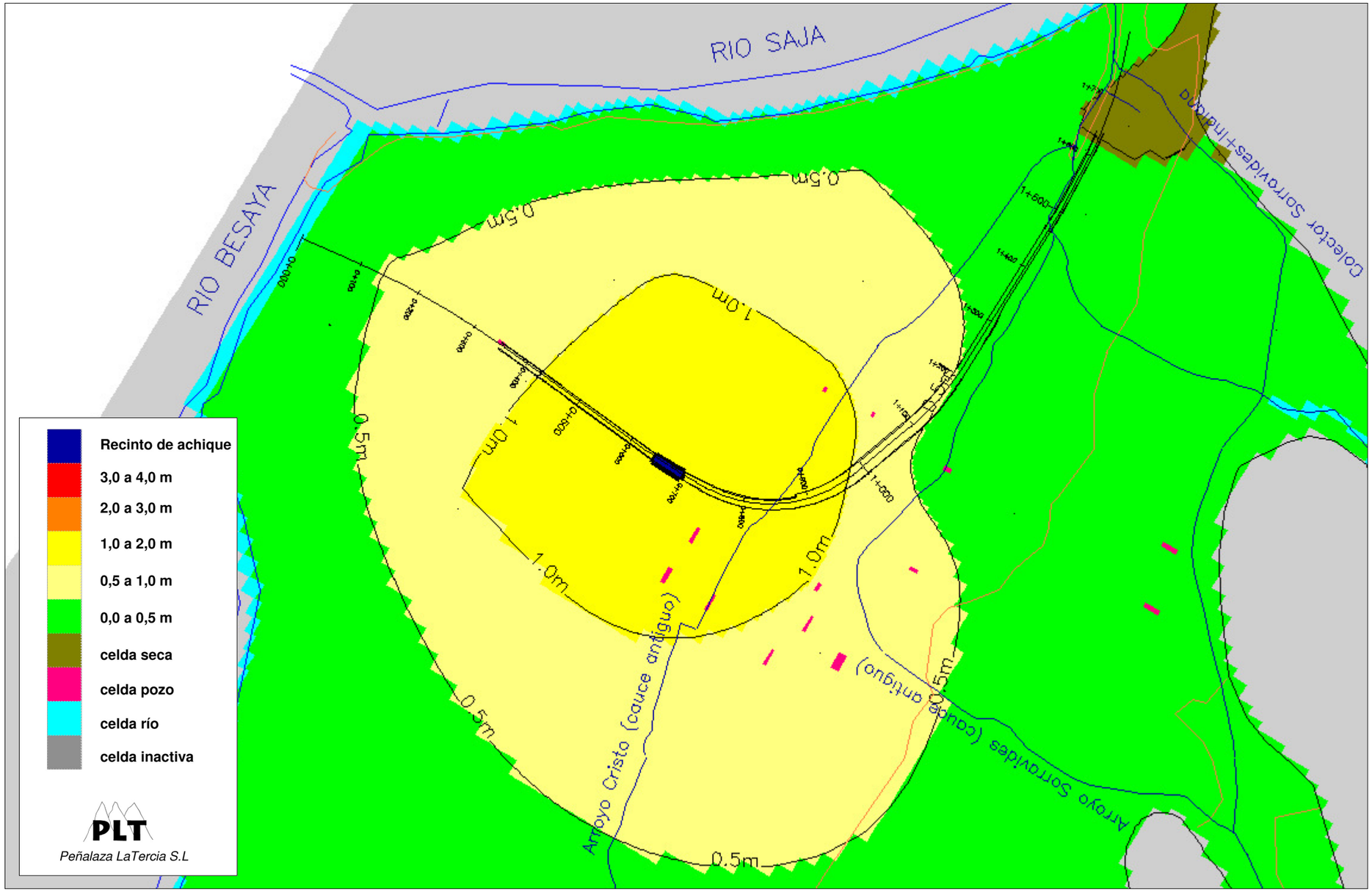


Fig.1. Plano de isodescensos en la simulación Nº 1 en régimen permanente

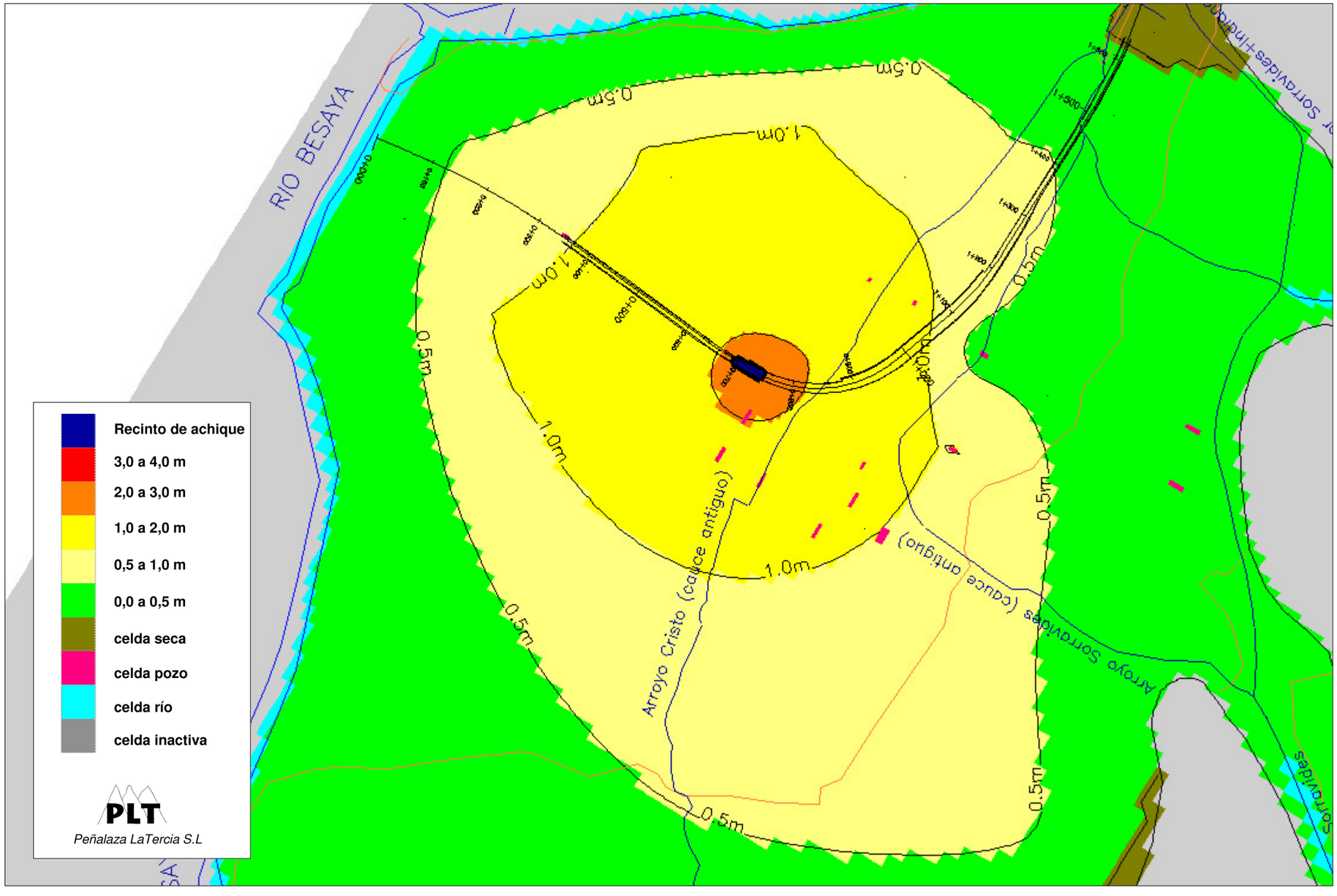


Fig. 2 Plano de isodescensos en la simulación Nº 2 en régimen permanente

1.2. Relación Kv/Kh

Se ha analizado la sensibilidad de los resultados frente a la variación del cociente entre la permeabilidad vertical y la horizontal (Kv/Kh), variando su valor en el recinto de 50 m entre los pp.kk. 0+690 y 0+740; se han utilizado valores del 100%, 50%, 20% y 10%.

En la tabla 2, se presentan los resultados. Se observa como se produce una disminución evidente, tanto de los caudales de achique necesarios como de los descensos provocados, según disminuye la permeabilidad vertical respecto a la permeabilidad horizontal.

Es corriente en acuíferos aluviales que la permeabilidad vertical sea inferior a la permeabilidad horizontal, debido a la intercalación de niveles de menor permeabilidad en la vertical de la serie aluvial. En la zona de estudio, no se ha podido estimar con precisión la relación Kv/Kh debido a que no se dispone de los suficientes sondeos a recuperación de testigo continuo. Sin embargo, en principio, parece poco arriesgado considerar que la Kv sea el 50% de la Kh (simulación 3), incluso podrían existir relaciones Kv/Kh del 20% ó el 10%, algo nada descabellado en acuíferos aluviales. Se recomienda perforar, en fases posteriores del proyecto, sondeos a recuperación de testigo continuo en la zona para poder estimar con precisión la relación Kv/Kh, visto la elevada influencia que tiene sobre los resultados.

En las figuras 2 a 9, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las correspondientes simulaciones.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
2	**50**	**-0,7**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**268**	**203**	**180**	**174**	**172**	**169**	**-**	**50**	**300**	**-**	**80**	**350**
3	50	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**50%**	215	171	155	150	148	148	-	30	220	-	40	300
4	50	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**20%**	136	118	110	108	107	107	-	-	100	-	-	120
5	50	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**10%**	85	78	75	74	73	73	-	-	-	-	-	-

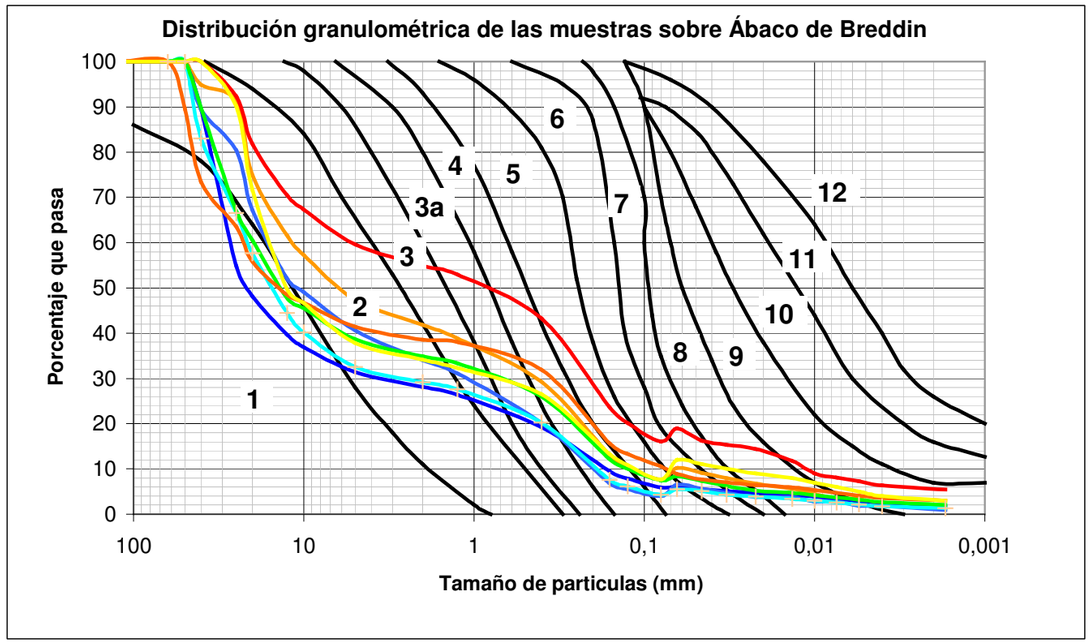
Tabla 2. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la relación Kv/Kh

Con el objeto de contar con una primera aproximación de la relación entre Kv/Kh, se ha utilizado la columna litológica del sondeo S-6 situado en el p.k. 0+520 que, aunque no alcanzó el muro del acuífero, fue perforado a recuperación de testigo continuo. Se tomaron muestras representativas de los distintos horizontes litológicos atravesados por este sondeo, para la realización de ensayos granulométricos por tamizado de toda la muestra, y por sedimentación de la fracción de finos.

En la siguiente figura, se han representado las curvas granulométricas de las 8 muestras tomadas sobre un Ábaco de Breddin. Esta representación permite la adjudicación de un intervalo de permeabilidades a cada muestra, en función de la superposición de la curva granulométrica sobre las distintas zonas definidas en el ábaco. El grado de precisión de la permeabilidad estimada depende del grado de ajuste de cada curva granulométrica a las zonas definidas, siendo ésta más precisa cuando las curvas se ajustan dentro de sólo 1 ó 2 zonas. En nuestro caso, la dispersión es evidente, extendiéndose las curvas a lo largo de varias zonas, de modo que se ha elegido un intervalo medio representativos de zonas para la adjudicación de permeabilidades. En el siguiente cuadro, se presenta un resumen de los resultados de la granulometría por tamizado y sedimentación de las muestras, así como de los valores de la permeabilidad (k) media estimada en función de las zonas ocupadas; se recomienda tomar estos valores de permeabilidad como aproximados.

A partir de las permeabilidades estimadas y el espesor de los distintos horizontes litológicos atravesados en el S-6, se ha calculado la permeabilidad media horizontal (Kh = 1,7E-03 m/s) y la permeabilidad media vertical (Kv = 5E-04 m/s) de la columna del sondeo, situándose la relación Kv/Kh entre 50% y 20%. No obstante, se recomienda tratar con prudencia este resultado, ya que corresponde a un solo sondeo que además no alcanzó el muro del acuífero, por lo que se recomienda ampliar este análisis en fase de proyecto constructivo.

Clase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
K (m/seg)	3E-02	7E-03	1E-03	5E-04	9E-05	5E-05	2E-05	7E-06	7E-07	1E-07	<1E-07	<<1E-07
K (m/día)	2600	600	86	43	8	4,3	1,7	0,6	0,06	0,008	<0,008	<<0,008



Nº Muestra	Sondeo	tramo		litología	Granulometría por tamizado			Granulometría por sedimentación			Ábaco de Breddin	
		Inicio	fin		% grava (>2 mm)	% arena (2-0,08 mm)	% finos (<0,08 mm)	% arenas (2-0,063 mm)	% limos (0,063-0,002 mm)	% arcillas (<0,002 mm)	Clases representativas	k media estimada (m/s)
M-1	S-6 SPT	4,60	5,20	GP-GM	58,2	34,1	7,7	28,8	11,7	1,3	3 - 5	5E-04
M-2	S-6 SPT	6,60	7,00	GW-GM	71,9	22,2	5,9	22,0	4,2	2,0	2 - 3	4E-03
M-3	S-6 SPT	9,00	9,60	GP	65,9	30,1	4,0	27,7	5,1	1,4	2 - 4	1E-03
M-4	S-6 SPT	11,00	11,60	GW	70,9	24,8	4,3	23,6	4,1	1,5	2 - 3	4E-03
M-5	S-6 SPT	13,60	14,20	GP-GM	65,1	27,4	7,5	26,2	6,3	2,4	3 - 5	5E-04
M-6	S-6 SPT	15,00	15,60	GP-GM	61,5	28,0	10,5	29,6	6,0	2,9	4 - 5	2E-04
M-7	S-6 SPT	16,00	16,60	SM	45,1	38,8	16,1	35,7	13,7	5,5	4 - 6	9E-05
M-8	S-6 SPT	18,20	18,80	GP-GM	65,8	26,5	7,7	21,2	9,6	3,4	3 - 5	5E-04
mínimo					**45,1**	**22,2**	**4,0**	**21,2**	**4,1**	**1,3**	**5**	**9E-05**
máximo					**71,9**	**38,8**	**16,1**	**35,7**	**13,7**	**5,5**	**2 - 3**	**4E-03**
promedio					**63,1**	**29,0**	**8,0**	**26,9**	**7,6**	**2,6**	**3**	**1,3E-03**

Resumen de los ensayos granulométricos de las muestras y valores de permeabilidad estimados a partir del Ábaco de Breddin

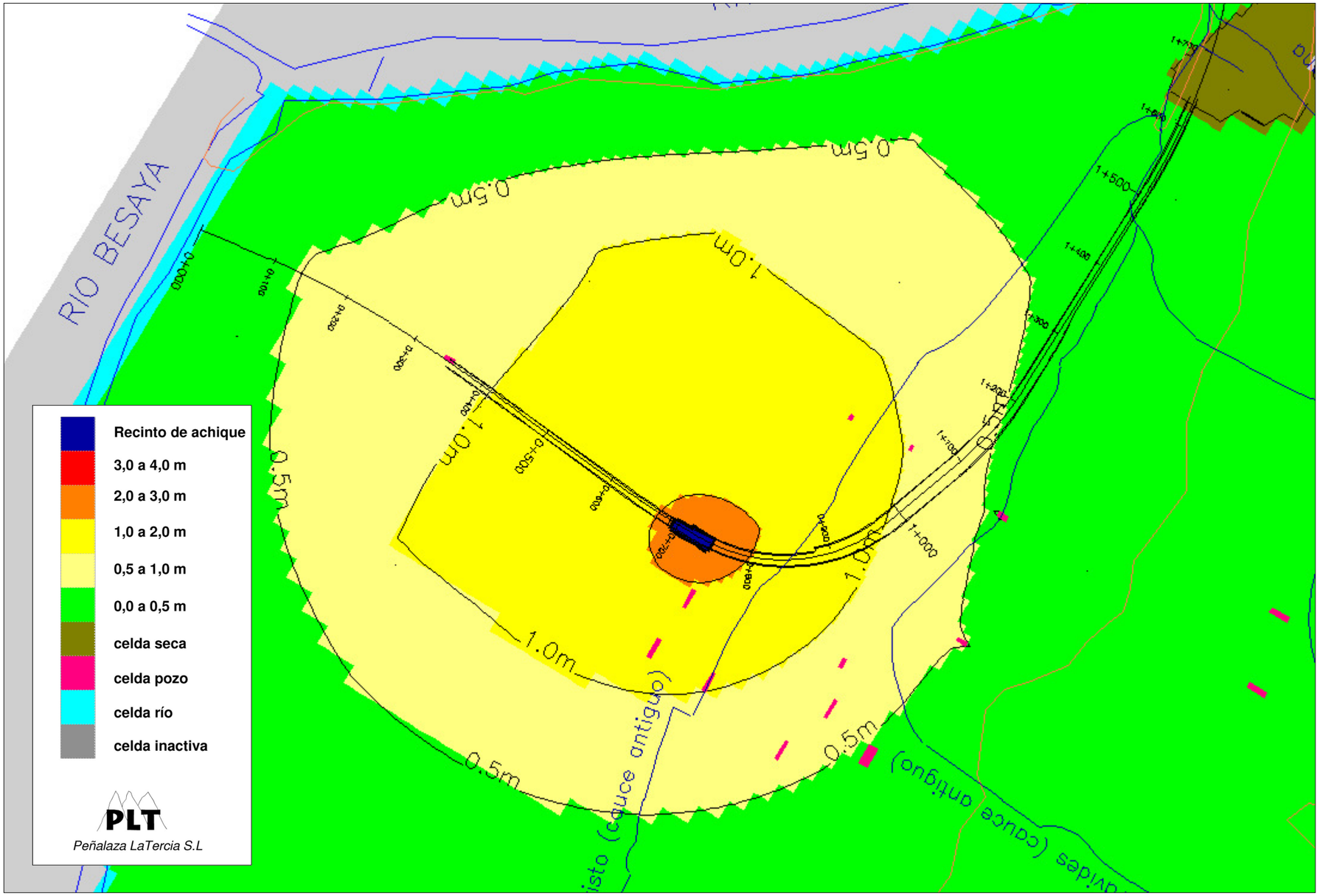


Fig. 3 Plano de isodescensos en la simulación Nº 2 a los 30 días desde el inicio del achique

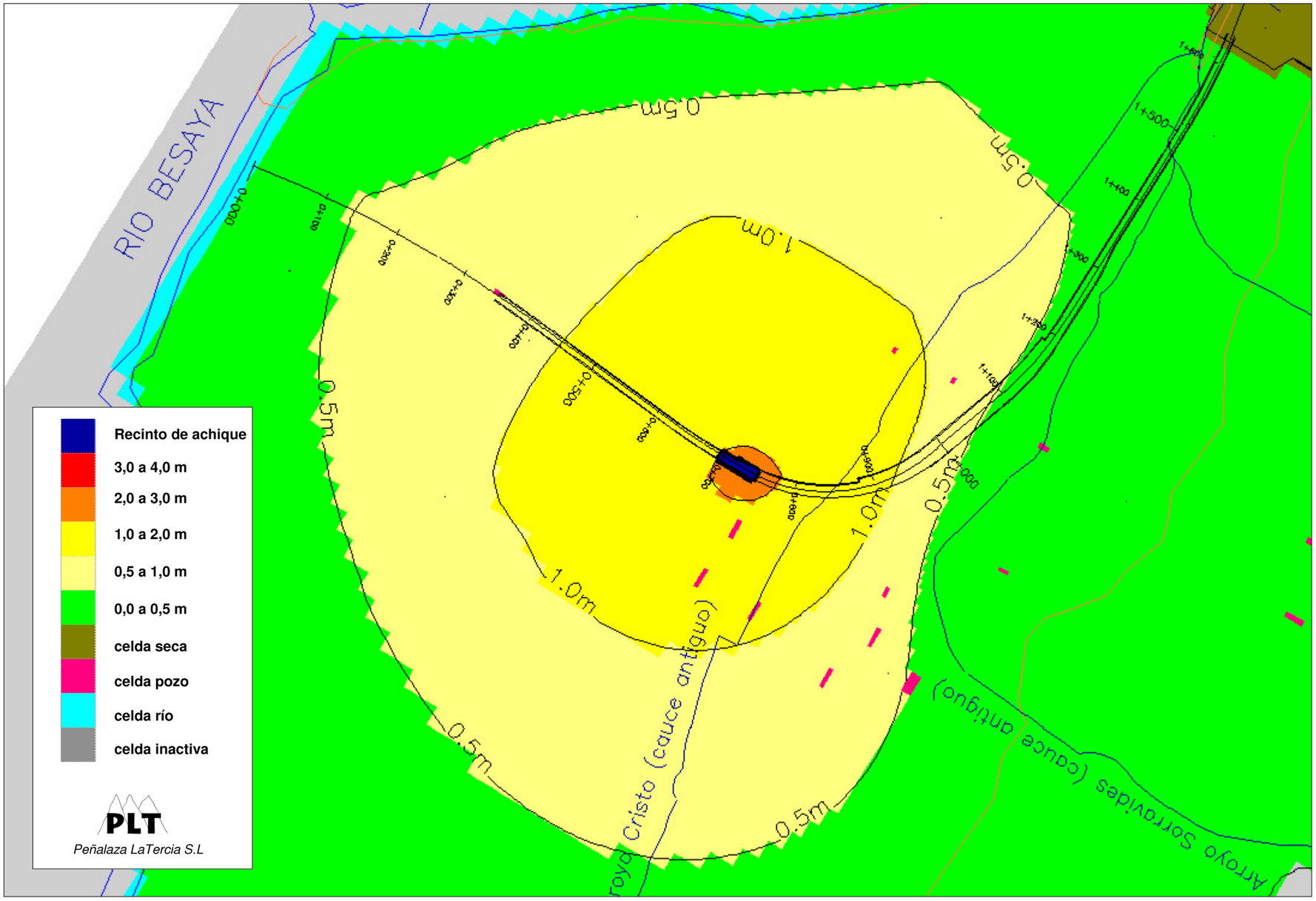


Fig. 4 Plano de isodescensos en la simulación Nº 3 en régimen permanente

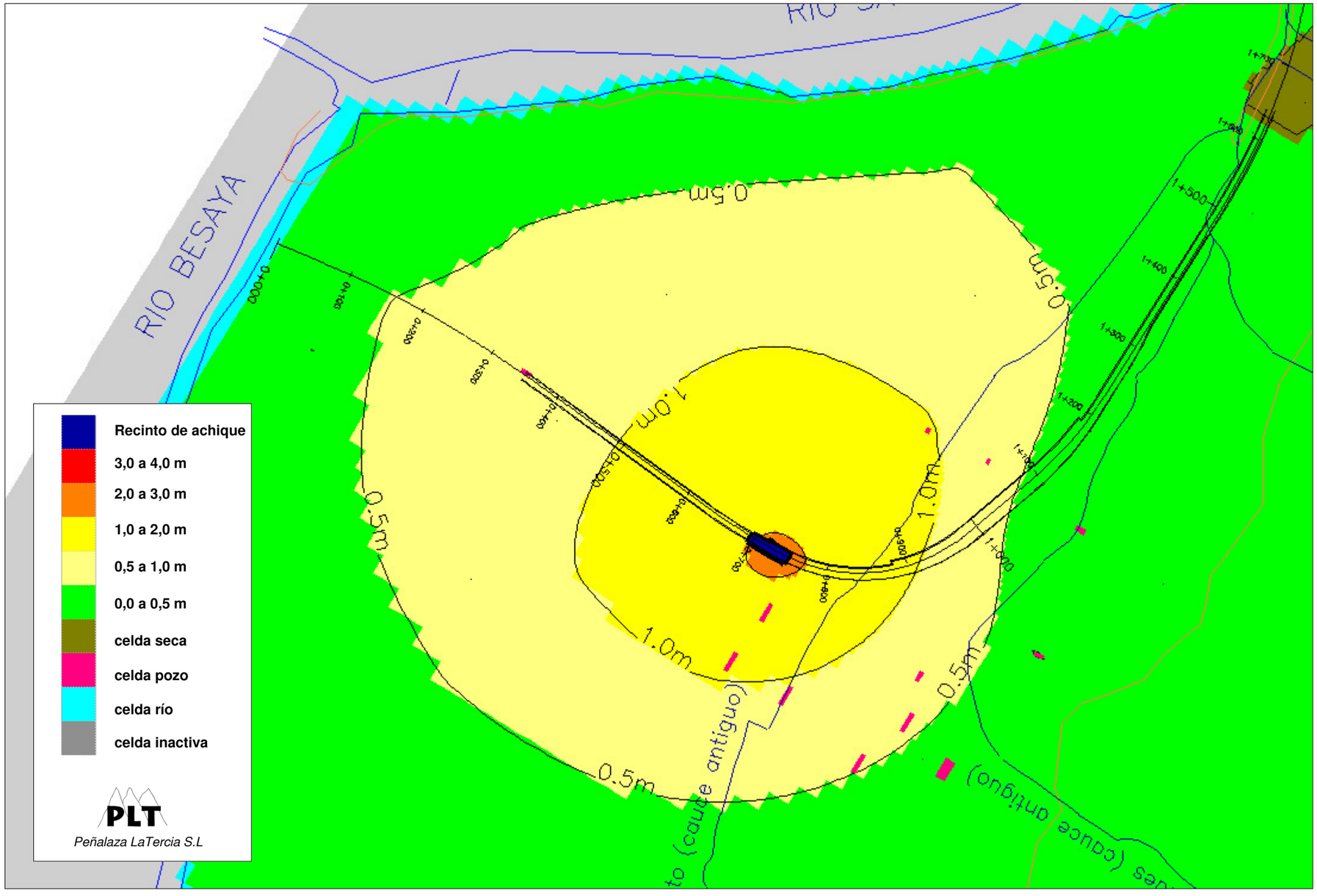


Fig. 5 Plano de isodescensos en la simulación Nº 3 a los 30 días desde el inicio del achique

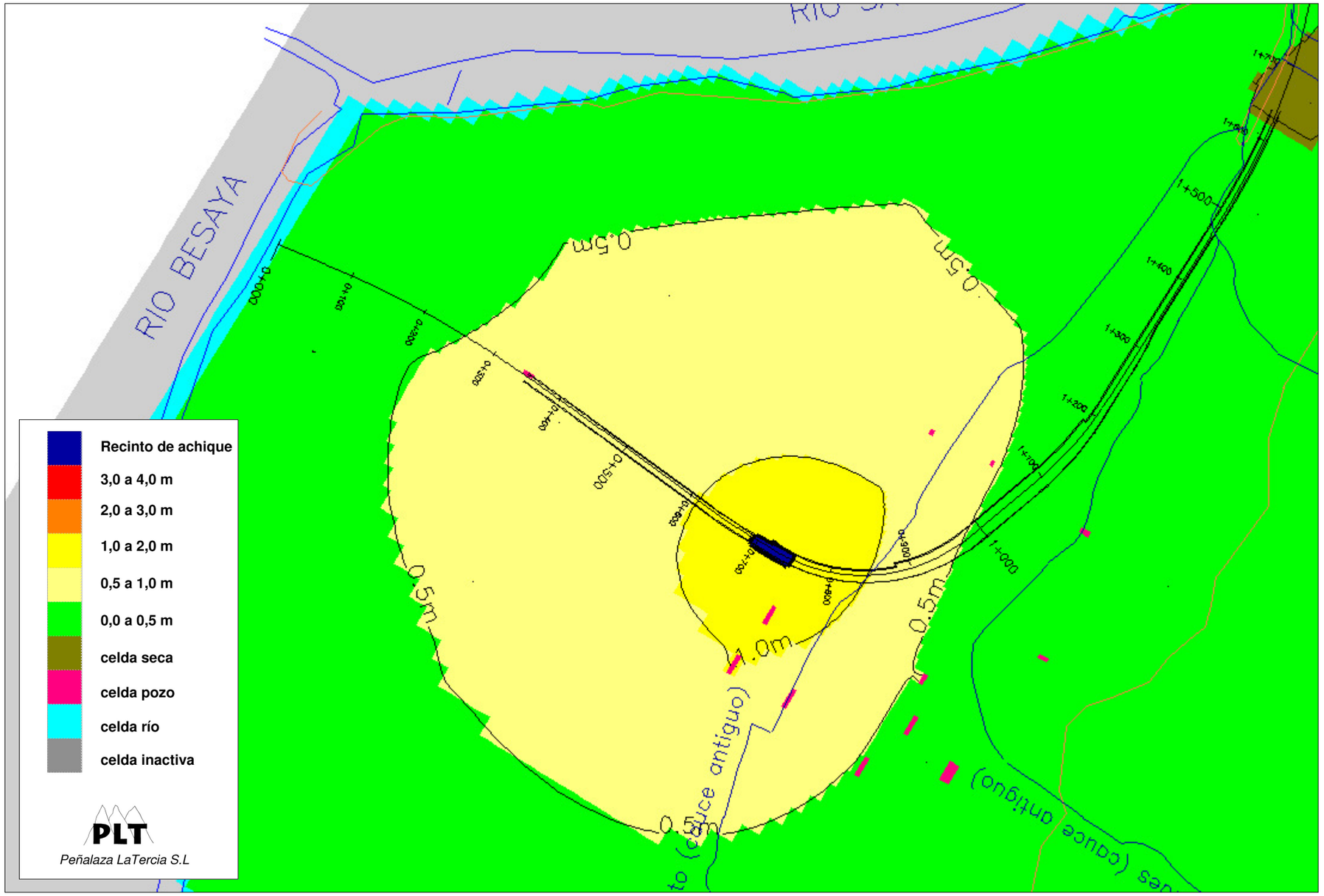


Fig. 6 Plano de isodescensos en la simulación Nº 4 en régimen permanente

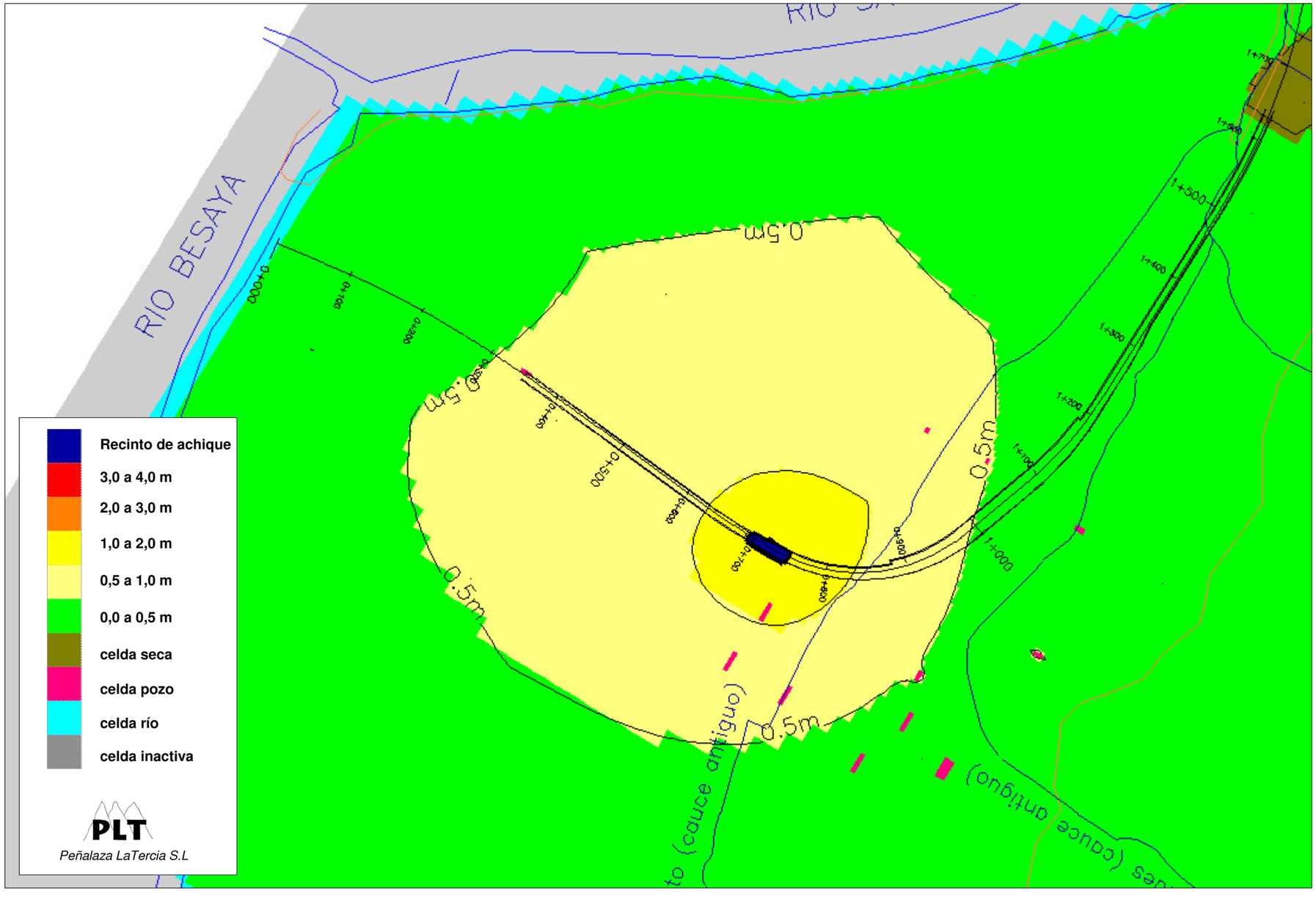


Fig. 7 Plano de isodescensos en la simulación Nº 4 a los 30 días desde el inicio del achique

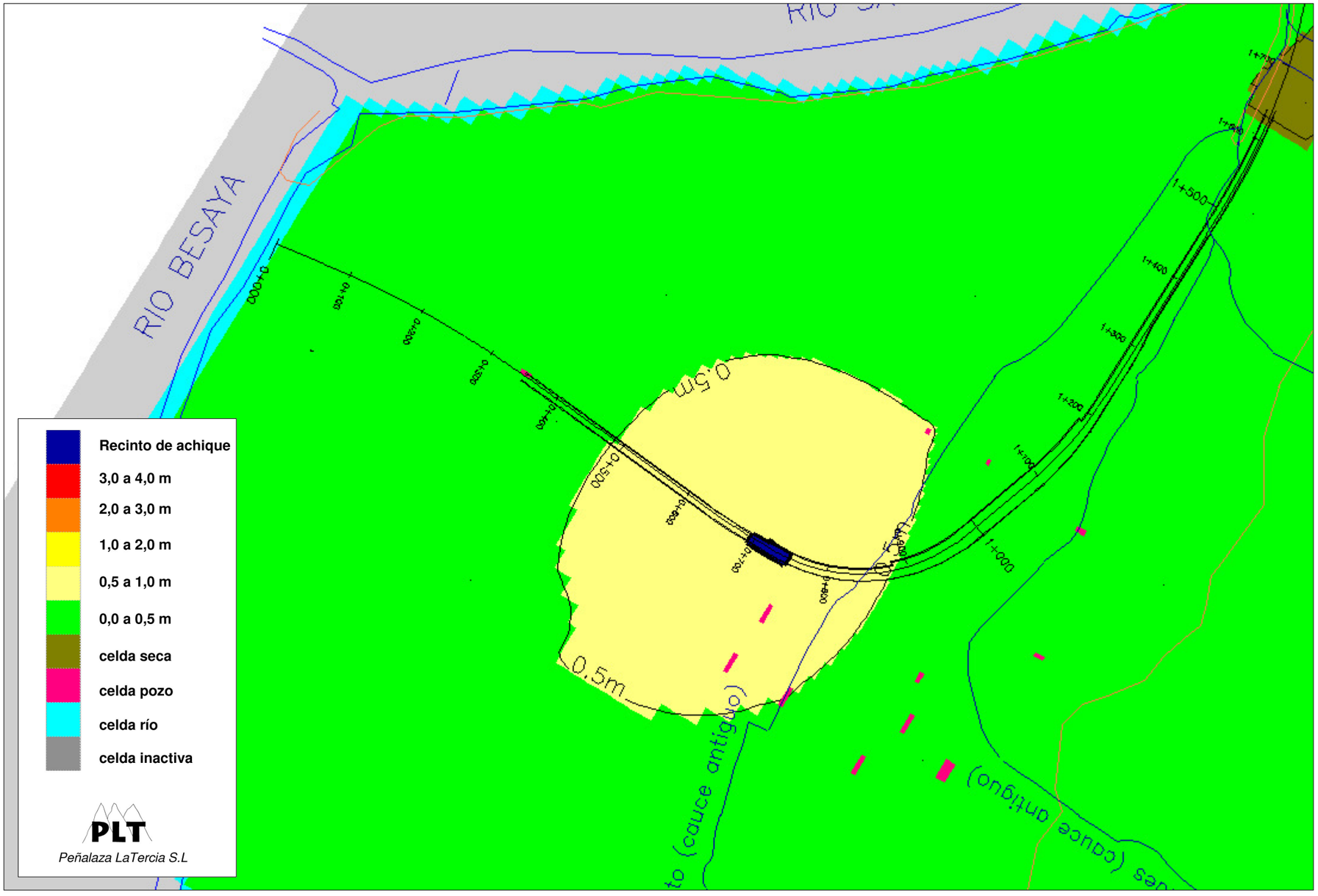


Fig. 8 Plano de isodescensos en la simulación Nº 5 en régimen permanente

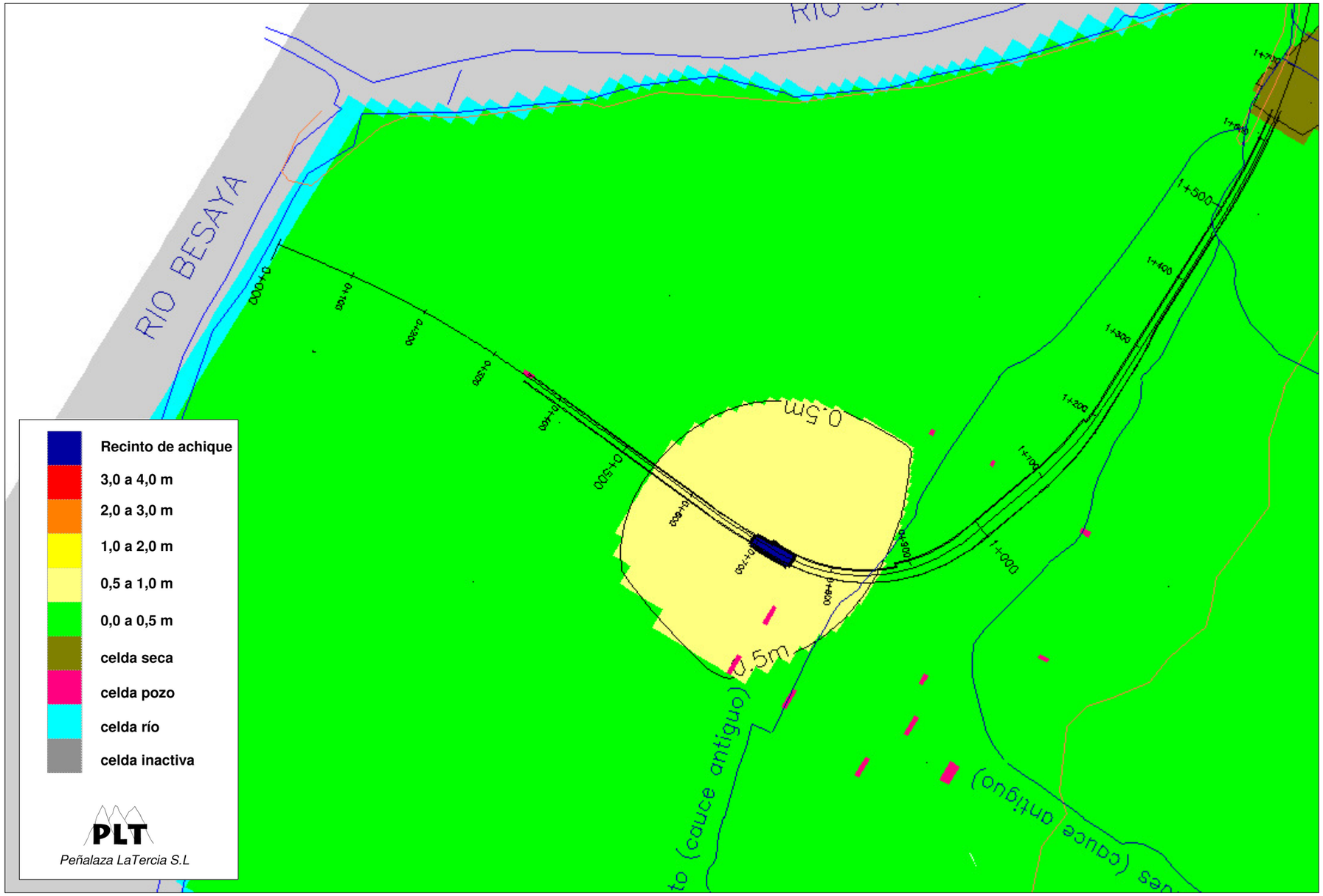


Fig. 9 Plano de isodescensos en la simulación Nº 5 a los 30 días desde el inicio del achique

1.3. Porosidad eficaz

En la tabla 3, se presentan los resultados de las simulaciones que analizan la sensibilidad de los cálculos a la variación del coeficiente de almacenamiento libre (porosidad eficaz) del acuífero. Se ha analizado la influencia de variar la porosidad eficaz entre valores de 2%, 10% y 25% en un hipotético recinto entre los pp.kk. 0+690 y 0+740.

En este caso, todas las simulaciones han sido realizadas en régimen transitorio, ya que el coeficiente de almacenamiento no influye sobre los resultados en régimen permanente. No existe una gran influencia sobre los resultados, aunque si se observa como al aumentar el coeficiente de almacenamiento, los caudales necesarios son mayores para el mismo periodo de tiempo, mientras que los descensos son menores.

En las figuras 3, 10 y 11, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las correspondientes simulaciones al mes de empezar los bombeos.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)					Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
6	50	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	**2%**	5,4E-03	100%	212	179	172	170	169	-	80	350
2	**50**	**-0,7**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**268**	**203**	**180**	**174**	**172**	**-**	**50**	**300**
7	50	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	**25%**	5,4E-03	100%	308	229	192	179	175	-	60	280

Tabla 3. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la porosidad eficaz

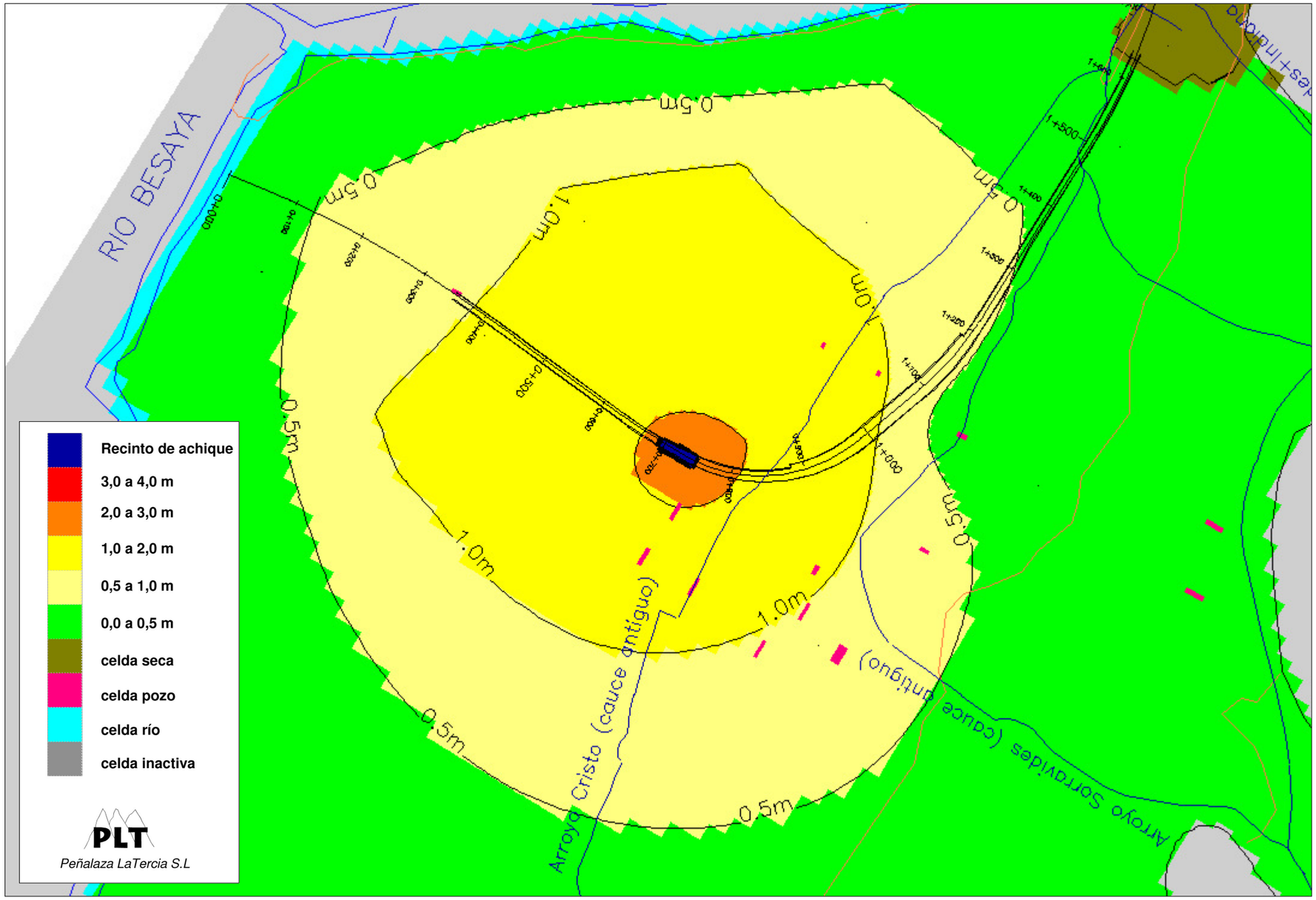


Fig. 10 Plano de isodescensos en la simulación Nº 6 a los 30 días desde el inicio del achique

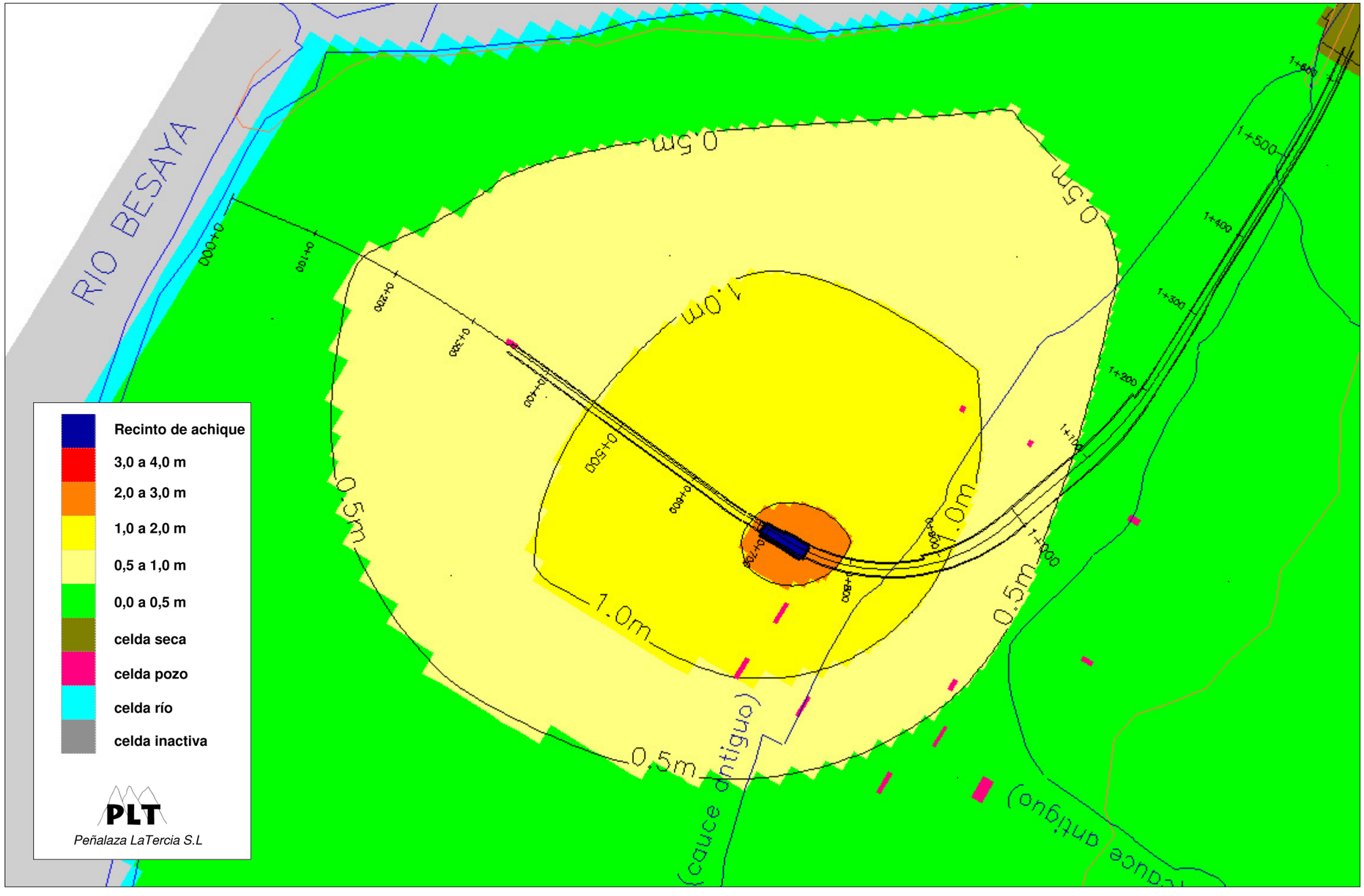


Fig. 11 Plano de isodescensos en la simulación Nº 7 a los 30 días desde el inicio del achique

1.4. Reducción de la permeabilidad

Finalmente en la tabla 4, se analizan los resultados de crear un tapón de menor permeabilidad de 2 m de espesor por debajo del fondo de máxima excavación, en un teórico recinto situado entre los pp.kk 0+690 y 0+740. En concreto, se ha simulado una reducción de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, lo que supone una permeabilidad del tapón entre 5,4E-04 y 5,4E-07 m/s. *A priori*, estos valores del coeficiente de permeabilidad son factibles de alcanzar mediante técnicas de tratamiento del terreno de tipo Jet Grouting, que según la bibliografía consultada (1) (2) se sitúan entre 1E-07 y 1E-09 m/s.

Se observa una reducción importante, tanto de los caudales necesarios como de los descensos provocados, al reducir la permeabilidad del terreno, siendo estos muy reducidos para valores de permeabilidad entre 1E-06 y 1E-07 m/s. En las simulaciones 10 y 11, los descensos se sitúan por debajo de los 10 cm en todo el área fuera de los recintos.

En las figuras 12 a 16, se presentan los planos de isodescensos para las distintas simulaciones.

Nº	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Kjet (m/s)	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
2	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	100%	-	268	203	180	174	172	169	-	50	300	-	80	350
8	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-04**	138	119	111	109	108	107	-	-	80	-	-	170
9	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-05**	24	24	24	23	23	23	-	-	-	-	-	-
10	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-06**	3	3	3	3	3	3	-	-	-	-	-	-
11	-0,7	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-07**	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-	-	-	-	-	-

Tabla 4. Resumen de las simulaciones que analizan el efecto de crear un tapón de 2 m de espesor de menor permeabilidad por debajo del fondo de máxima excavación (0+690-0+740)

(1) *Fernández, J.M. Jet Grountig. Terratest Chile (http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Jet_Grouting_Juan_Manuel_Fernandez.pdf)*

(2) *Fun Yiu CHOI, R. "Rewiew of the Jet Grouting Method" 2005 (https://eprints.usq.edu.au/2236/1/CHOI_RichardFunYiu-2005.pdf)*

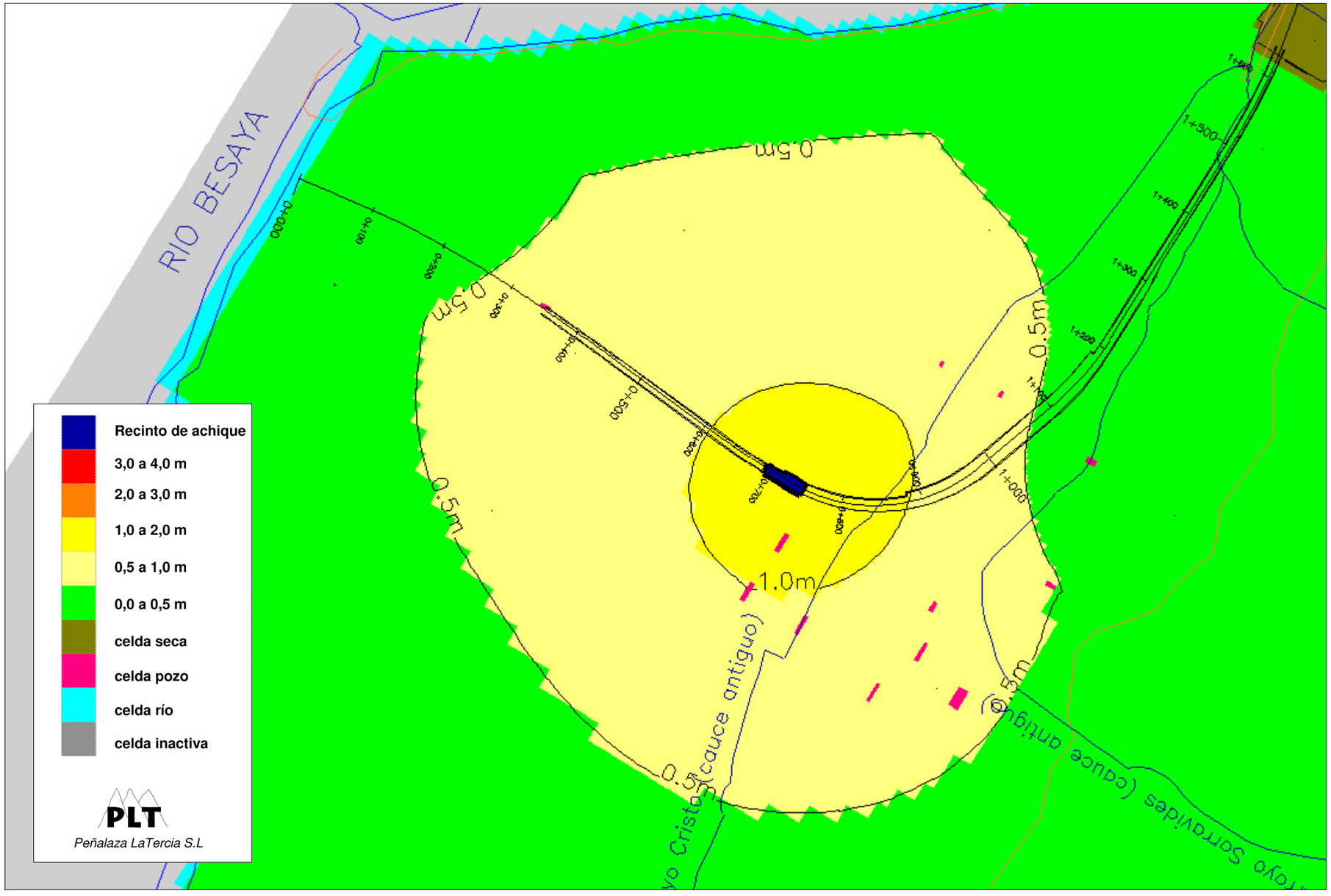


Fig. 12 Plano de isodescensos en la simulación Nº 8 en régimen permanente

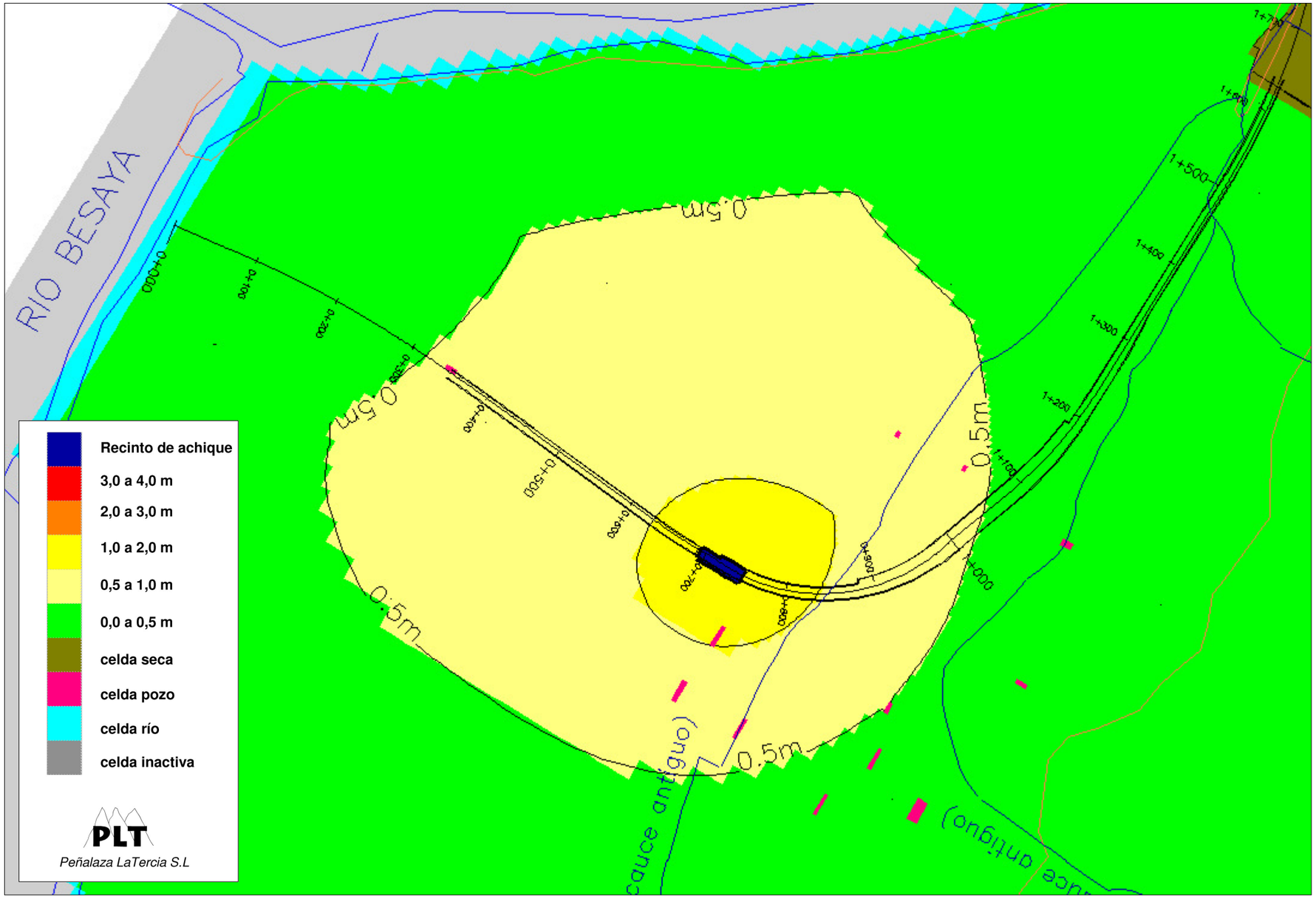


Fig. 13 Plano de isodescensos en la simulación Nº 8 a los 30 días desde el inicio del achique

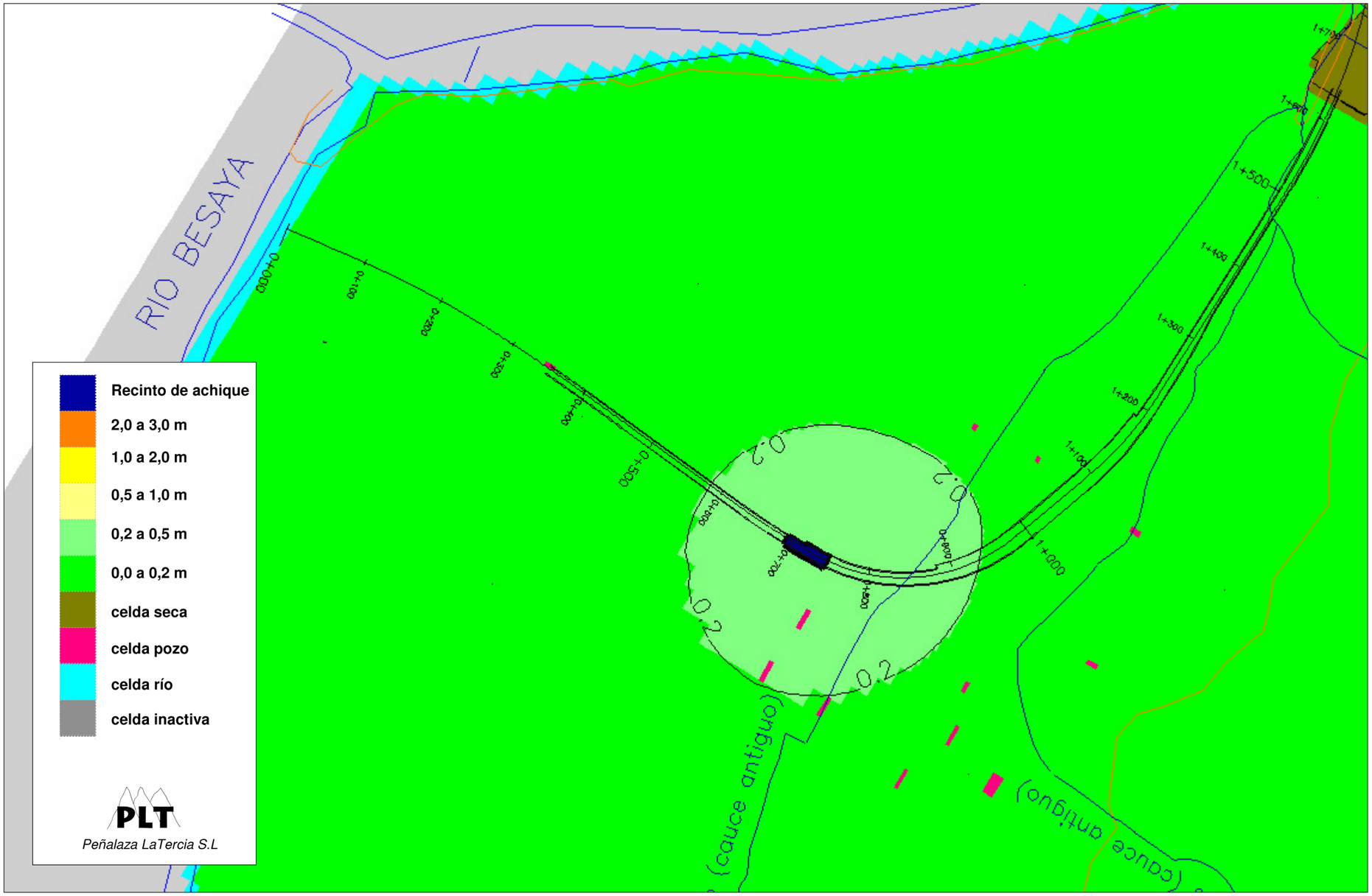


Fig. 14 Plano de isodescensos en la simulación Nº 9 en régimen permanente

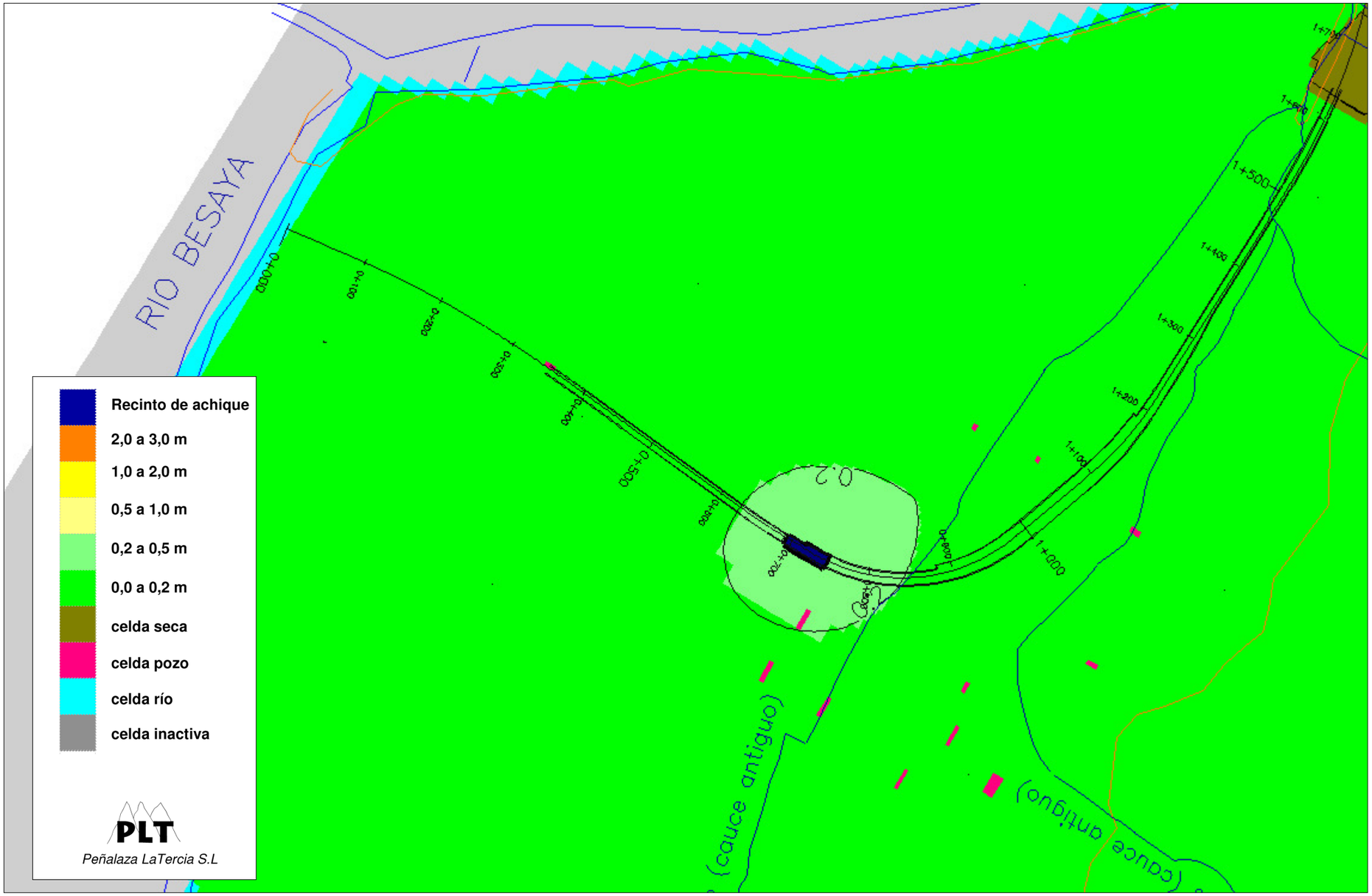


Fig. 15 Plano de isodescensos en la simulación Nº 9 a los 30 días desde el inicio del achique

Fig. 16 Plano de isodescensos en la simulación Nº 10 en régimen permanente

Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)

Apéndice 3: Simulación de bombeos de achique entre pantallas

Análisis preliminar (Noviembre 2018)

1. Simulaciones

En este informe, se presentan los resultados de simular una serie de hipótesis de trabajo, en las que se analizan de manera preliminar los caudales de achique que serían necesarios bombear para excavar en seco unos hipotéticos recintos entre pantallas, así como los descensos provocados como consecuencia de los bombeos.

Se ha utilizado el modelo realizado para INECO en febrero de 2011, utilizando como punto de partida la "hipótesis de calibración", pero desdoblando la malla original en 2 capas para simular la entrada de agua por el fondo de la excavación. En el caso de las simulaciones considerando un tapón de baja permeabilidad de 3 m por debajo del nivel del fondo de la excavación, se ha desdoblado el modelo en tres capas para considerar la disminución del coeficiente de permeabilidad del terreno en la zona tratada.

Con el objetivo de estar del lado de la seguridad, en todas las simulaciones se ha utilizado un valor de permeabilidad de 5,4E-03 m/s para el tramo en el que se sitúan los recintos. Este valor corresponde al valor de permeabilidad más elevado obtenido en los ensayos de bombeo de la campaña de INECO de 2011. Los niveles simulados con este valor de permeabilidad en la "hipótesis de calibración" también son congruentes con los niveles observados en la campaña de 2011, por lo que también se considera aceptable la calibración del modelo para este valor.

Para las simulaciones de los recintos se ha empleado la misma geometría en planta y perfil de éstos, considerada en las simulaciones del efecto barrera de las alternativas Bombeos y Jet recogidas en la memoria del estudio. En cada una de las simulaciones, se ha considerado un único recinto de 50 m de longitud cerrado lateralmente por sus cuatro lados mediante pantallas completamente estancas, de modo que la entrada de agua al recinto durante el achique sólo se produciría por la base del recinto; no se ha considerado el efecto barrera del resto de tramos del soterramiento. En concreto, se han simulado los bombeos de achique en dos tramos del proyecto en los que las pantallas no alcanzan la base impermeable del acuífero, y *a priori* son más desfavorables para el agotamiento.

Se han realizado un total de 21 simulaciones, 10 en régimen permanente y 11 en régimen transitorio, con el objeto de analizar la sensibilidad y variabilidad de los resultados frente a los siguientes parámetros:

- Posición del recinto a lo largo de la traza: en los tramos 0+640-0+690 y 0+690-0+740 de la Alternativa Bombeos.
- Relación entre la permeabilidad vertical y horizontal del acuífero (Kv/Kh): 100%, 50%, 20% y 10%, en el tramo 0+690-0+740 de la Alternativa Bombeos.
- Coeficiente de almacenamiento libre o porosidad eficaz: 2%, 10% y 25%, en el tramo 0+690-0+740 de la Alternativa Bombeos.
- Reducción de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, en un tapón de 3 m de espesor por debajo del fondo de excavación, en el tramo 0+690-0+740 de la Alternativa Jet.

El análisis de la sensibilidad de los resultados de las simulaciones frente a la posición del recinto, la relación entre el coeficiente de permeabilidad vertical y horizontal, y la porosidad eficaz, se ha hecho para la geometría de la Alternativa Bombeos por ser ésta la más desfavorable para los achiques y así ser el análisis es más evidente.

Los resultados obtenidos en las distintas simulaciones son predicciones probables del comportamiento del acuífero, de modo que se recomienda considerar los valores obtenidos como orientativos. Es normal que se produzcan durante la obra desviaciones respecto a los resultados de las simulaciones presentadas, ya que la situación de obra va puede ser distinta de las simuladas, al ir acumulándose y superponiéndose los descensos en el acuífero según avanza progresivamente la excavación de los distintos recintos, y a la vez solaparse el efecto barrera de los tramos construidos. Igualmente, podría existir una variabilidad de las características hidráulicas del acuífero que el modelo no simule con la suficiente precisión. En este sentido, cabe resaltar el hecho de que la existencia de una cierta compartimentación del acuífero, tanto en la vertical como lateralmente, podría variar en gran medida los resultados simulados. Se recomienda, en fases posteriores del estudio, profundizar en el conocimiento de la geometría y estructura geológica del acuífero, mediante la perforación de nuevos sondeos de reconocimiento geotécnico a recuperación de testigo continuo y con la suficiente profundidad hasta alcanzar la base impermeable del acuífero.

Los modelos de flujo, independientemente de lo complejos y detallados que sean, simulan el comportamiento medio de un sistema y sus resultados dependen de la calidad y el número de datos utilizados, de modo que siempre es posible que se produzcan ciertos comportamientos locales, incluso generales, que escapen del funcionamiento del modelo. Estos comportamientos locales son típicos y esperables en acuíferos aluviales como los de la zona de estudio, con una heterogeneidad intrínseca fruto de la dinámica fluvial. En este sentido, se recomienda realizar un control piezométrico estricto tanto fuera como dentro de los recintos, para detectar cualquier desviación respecto a las predicciones realizadas y adoptar a tiempo las medidas y decisiones necesarias.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, estructurados en 4 apartados en los que se analiza la sensibilidad de los resultados frente a una serie de parámetros y aspectos que pueden variar a lo largo de la obra. En las simulaciones, se han considerado las pantallas totalmente impermeables y no se ha considerado el volumen de agua contenido en el propio terreno a excavar en los recintos. Se calculan los caudales necesarios para mantener el nivel piezométrico del acuífero 50 cm por debajo del fondo de la excavación.

1.1. Posición en la traza (Alternativa Bombeos)

Se han considerado dos tramos de 50 m situados entre los pp.kk. 0+640-0+690 y 0+690-0+740 de la Alternativa Bombeos, por ser su posición la más desfavorable para el agotamiento, ya que se sitúan en la zona más transmisiva del acuífero, y al mismo tiempo es necesario un mayor rebaje del nivel piezométrico.

En la tabla 1, se analiza la variación en régimen permanente de los caudales y descensos que se producen. Se observa como los caudales de achique y los descensos provocados son algo superiores en el recinto situado entre los pp.kk. 0+690-0+740 (162 l/s) que entre los pp.kk. 0+640-0+690 (147 l/s). Tiene mayor influencia el espesor saturado que es necesario rebajar, 3,3 m y 2,6 m respectivamente, que el espesor total de acuífero, mayor en el tramo entre los pp.kk. 0+640-0+690.

En las figuras 1 y 2, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las dos simulaciones en régimen permanente.

En los siguientes apartados, se analiza la influencia del resto de factores para el tramo situado entre los pp.kk. 0+690-0+740 por ser el más desfavorable.

Nº	pp.kk. recintos de 50 m de long.	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)	Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
1	**0+640-0+690**	-0,7	6,2	8,3	5,7	2,6	10%	5,4E-03	100%	147	-	-	290
2	**0+690-0+740**	**-3,9**	**5,5**	**8,3**	**5,0**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**162**	**-**	**70**	**320**

Tabla 1. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que comparan los recintos entre los pp.kk. 0+640-0+690 y 0+690-0+740

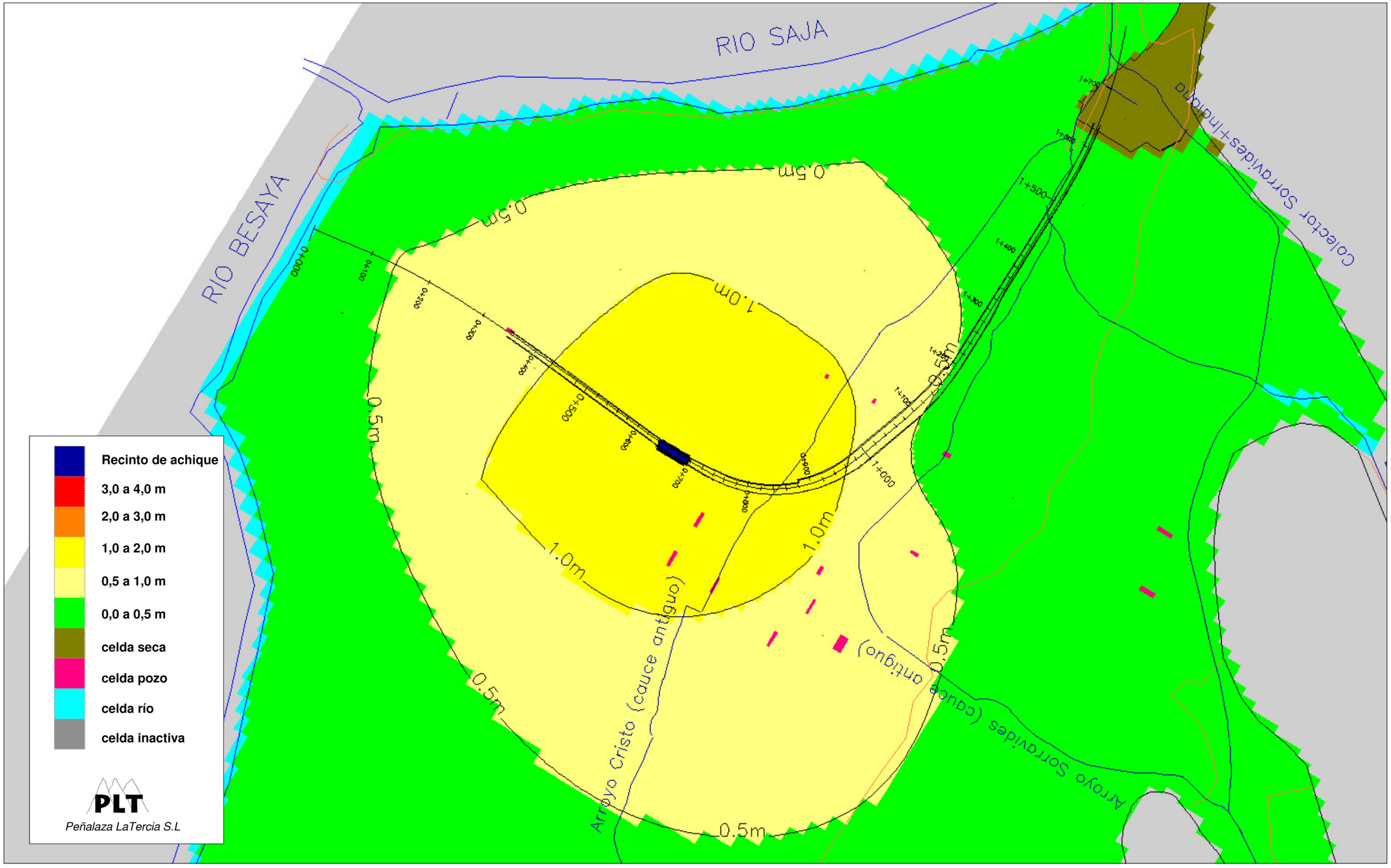


Fig.1. Plano de isodescensos en la simulación Nº 1 en régimen permanente

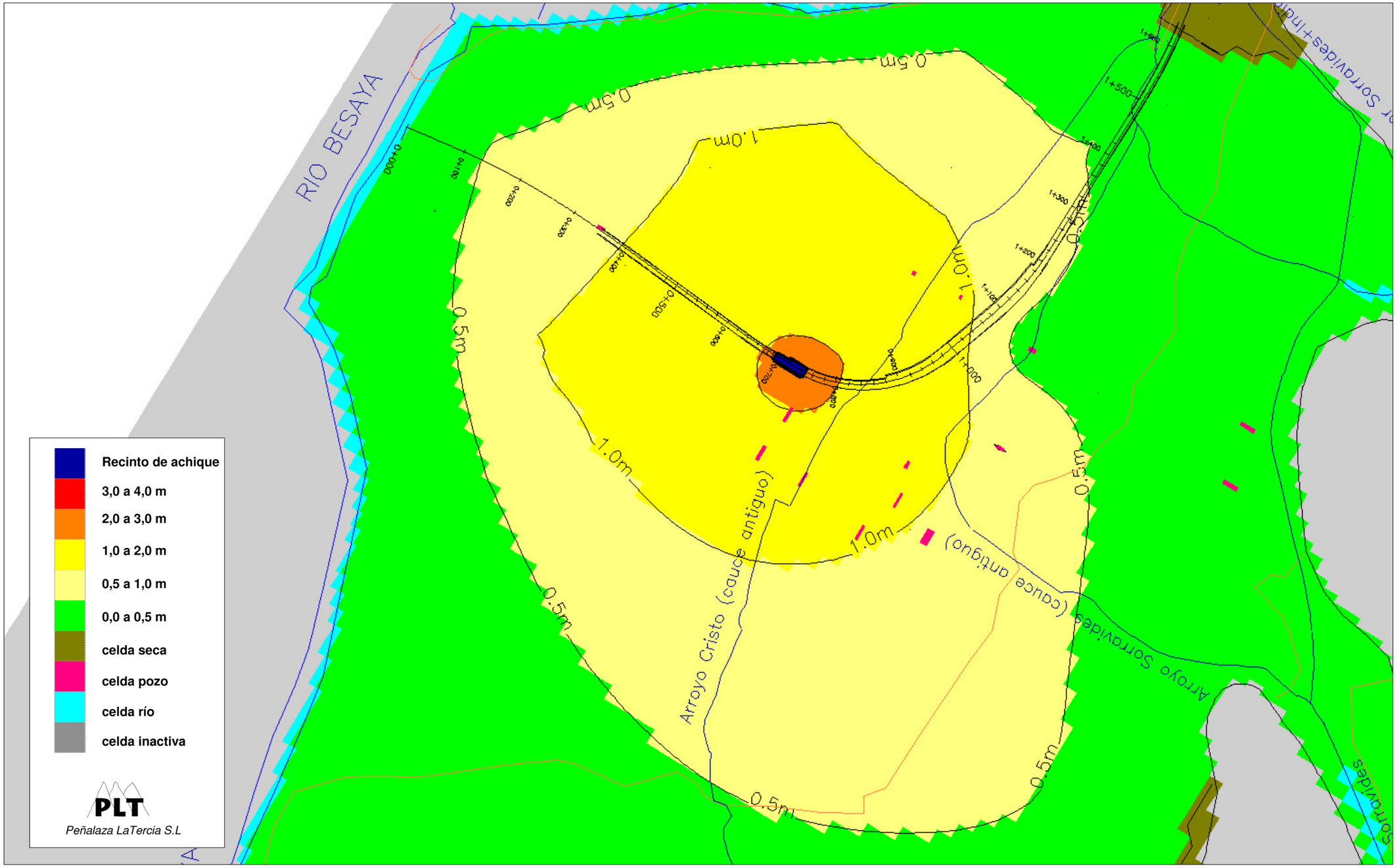


Fig. 2 Plano de isodescensos en la simulación Nº 2 en régimen permanente

1.2. Relación Kv/Kh (Alternativa Bombeos)

Se ha analizado la sensibilidad de los resultados frente a la variación del cociente entre la permeabilidad vertical y la horizontal (Kv/Kh), variando su valor en el recinto de 50 m entre los pp.kk. 0+690 y 0+740 de la Alternativa Bombeos; se han utilizado valores del 100%, 50%, 20% y 10%.

En la tabla 2, se presentan los resultados. Se observa como se produce una disminución evidente, tanto de los caudales de achique necesarios como de los descensos provocados, según disminuye la permeabilidad vertical respecto a la permeabilidad horizontal.

Es corriente en acuíferos aluviales que la permeabilidad vertical sea inferior a la permeabilidad horizontal, debido a la intercalación de niveles de menor permeabilidad en la vertical de la serie aluvial. En la zona de estudio, no se ha podido estimar con precisión la relación Kv/Kh debido a que no se dispone de los suficientes sondeos a recuperación de testigo continuo. Sin embargo, en principio, parece poco arriesgado considerar que la Kv sea el 50% de la Kh (simulación 3), incluso podrían existir relaciones Kv/Kh del 20% ó el 10%, algo nada descabellado en acuíferos aluviales. Se recomienda perforar, en fases posteriores del proyecto, sondeos a recuperación de testigo continuo en la zona para poder estimar con precisión la relación Kv/Kh, visto la elevada influencia que tiene sobre los resultados.

En las figuras 2 a 9, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las correspondientes simulaciones.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
2	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	100%	250	192	172	166	164	162	-	40	260	-	70	320
3	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**50%**	200	162	147	143	141	141	-	20	180	-	30	250
4	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**20%**	128	111	104	103	102	102	-	-	90	-	-	100
5	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**10%**	80	74	71	70	70	70	-	-	-	-	-	-

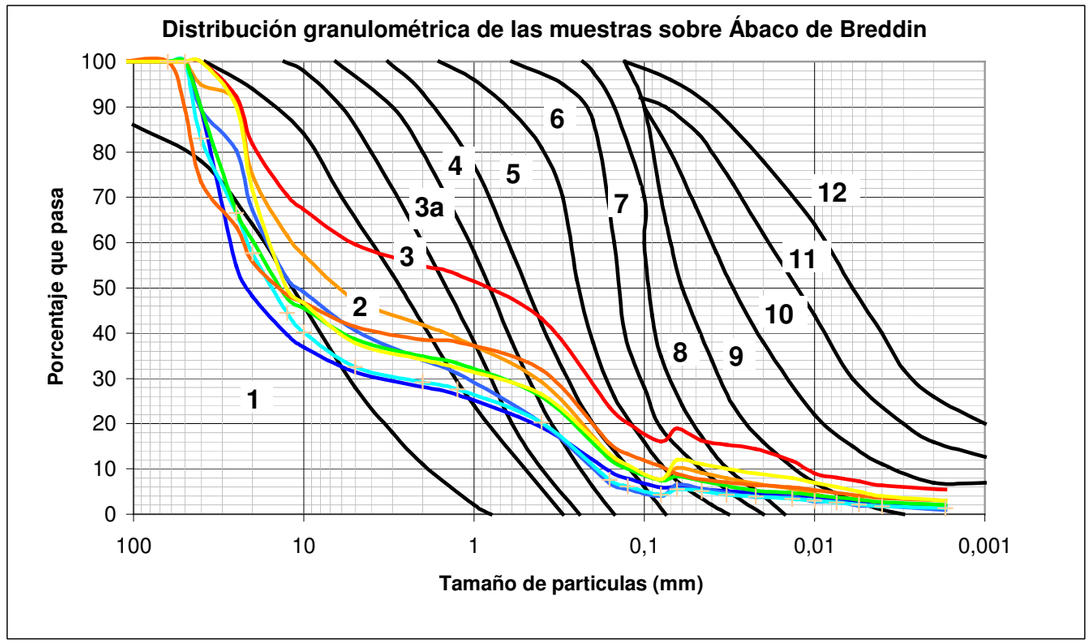
Tabla 2. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la relación Kv/Kh

Con el objeto de contar con una primera aproximación de la relación entre Kv/Kh, se ha utilizado la columna litológica del sondeo S-6 situado en el p.k. 0+520 que, aunque no alcanzó el muro del acuífero, fue perforado a recuperación de testigo continuo. Se tomaron muestras representativas de los distintos horizontes litológicos atravesados por este sondeo, para la realización de ensayos granulométricos por tamizado de toda la muestra, y por sedimentación de la fracción de finos.

En la siguiente figura, se han representado las curvas granulométricas de las 8 muestras tomadas sobre un Ábaco de Breddin. Esta representación permite la adjudicación de un intervalo de permeabilidades a cada muestra, en función de la superposición de la curva granulométrica sobre las distintas zonas definidas en el ábaco. El grado de precisión de la permeabilidad estimada depende del grado de ajuste de cada curva granulométrica a las zonas definidas, siendo ésta más precisa cuando las curvas se ajustan dentro de sólo 1 ó 2 zonas. En nuestro caso, la dispersión es evidente, extendiéndose las curvas a lo largo de varias zonas, de modo que se ha elegido un intervalo medio representativos de zonas para la adjudicación de permeabilidades. En el siguiente cuadro, se presenta un resumen de los resultados de la granulometría por tamizado y sedimentación de las muestras, así como de los valores de la permeabilidad (k) media estimada en función de las zonas ocupadas; se recomienda tomar estos valores de permeabilidad como aproximados.

A partir de las permeabilidades estimadas y el espesor de los distintos horizontes litológicos atravesados en el S-6, se ha calculado la permeabilidad media horizontal (Kh = 1,7E-03 m/s) y la permeabilidad media vertical (Kv = 5E-04 m/s) de la columna del sondeo, situándose la relación Kv/Kh entre 50% y 20%. No obstante, se recomienda tratar con prudencia este resultado, ya que corresponde a un solo sondeo que además no alcanzó el muro del acuífero, por lo que se recomienda ampliar este análisis en fase de proyecto constructivo.

Clase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
K (m/seg)	3E-02	7E-03	1E-03	5E-04	9E-05	5E-05	2E-05	7E-06	7E-07	1E-07	<1E-07	<<1E-07
K (m/día)	2600	600	86	43	8	4,3	1,7	0,6	0,06	0,008	<0,008	<<0,008



Nº Muestra	Sondeo	tramo		litología	Granulometría por tamizado			Granulometría por sedimentación			Ábaco de Breddin	
		Inicio	fin		% grava (>2 mm)	% arena (2-0,08 mm)	% finos (<0,08 mm)	% arenas (2-0,063 mm)	% limos (0,063-0,002 mm)	% arcillas (<0,002 mm)	Clases representativas	k media estimada (m/s)
M-1	S-6 SPT	4,60	5,20	GP-GM	58,2	34,1	7,7	28,8	11,7	1,3	3 - 5	5E-04
M-2	S-6 SPT	6,60	7,00	GW-GM	71,9	22,2	5,9	22,0	4,2	2,0	2 - 3	4E-03
M-3	S-6 SPT	9,00	9,60	GP	65,9	30,1	4,0	27,7	5,1	1,4	2 - 4	1E-03
M-4	S-6 SPT	11,00	11,60	GW	70,9	24,8	4,3	23,6	4,1	1,5	2 - 3	4E-03
M-5	S-6 SPT	13,60	14,20	GP-GM	65,1	27,4	7,5	26,2	6,3	2,4	3 - 5	5E-04
M-6	S-6 SPT	15,00	15,60	GP-GM	61,5	28,0	10,5	29,6	6,0	2,9	4 - 5	2E-04
M-7	S-6 SPT	16,00	16,60	SM	45,1	38,8	16,1	35,7	13,7	5,5	4 - 6	9E-05
M-8	S-6 SPT	18,20	18,80	GP-GM	65,8	26,5	7,7	21,2	9,6	3,4	3 - 5	5E-04
mínimo					**45,1**	**22,2**	**4,0**	**21,2**	**4,1**	**1,3**	**5**	**9E-05**
máximo					**71,9**	**38,8**	**16,1**	**35,7**	**13,7**	**5,5**	**2 - 3**	**4E-03**
promedio					**63,1**	**29,0**	**8,0**	**26,9**	**7,6**	**2,6**	**3**	**1,3E-03**

Resumen de los ensayos granulométricos de las muestras y valores de permeabilidad estimados a partir del Ábaco de Breddin

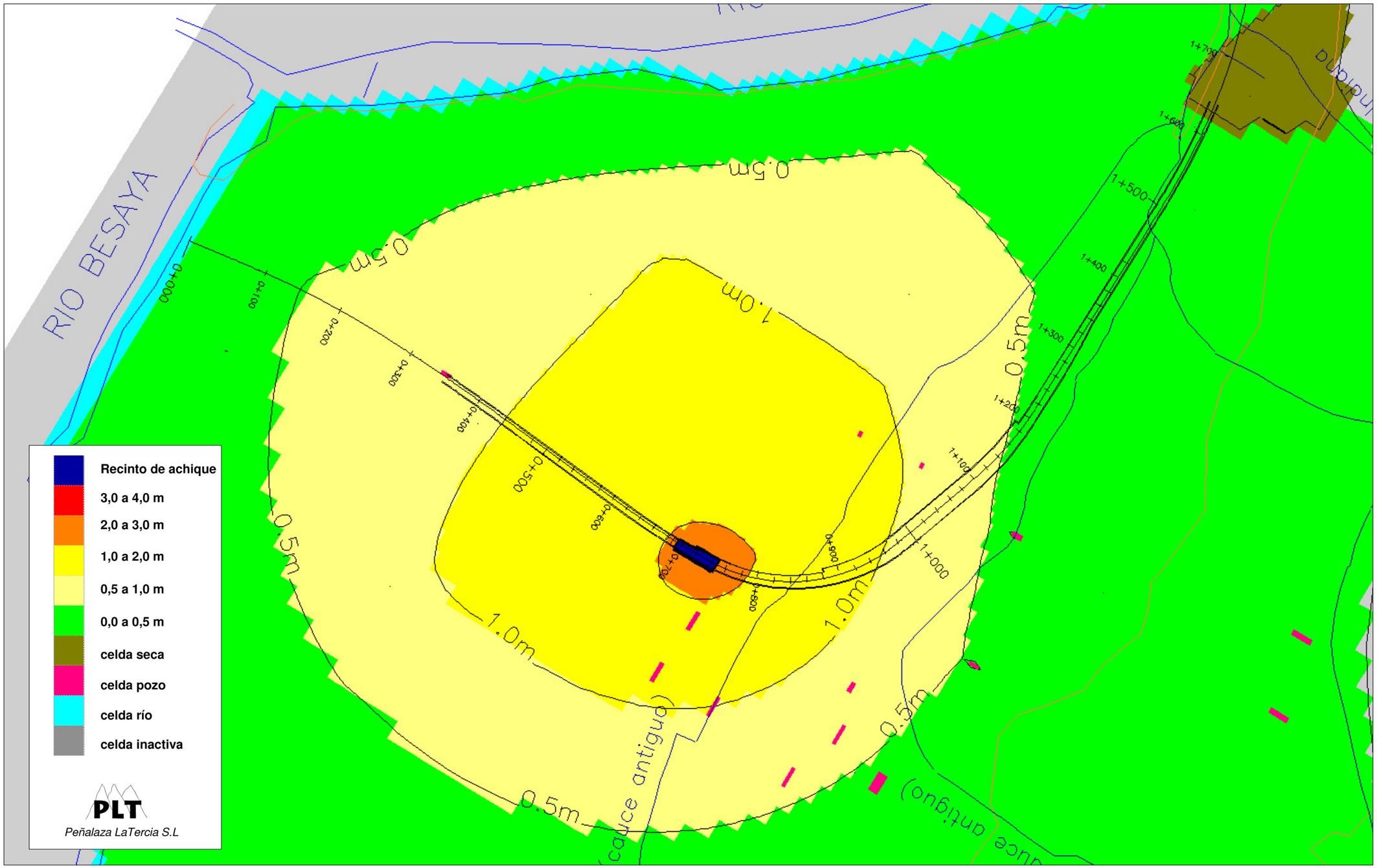


Fig. 3 Plano de isodescensos en la simulación Nº 2 a los 30 días desde el inicio del achique

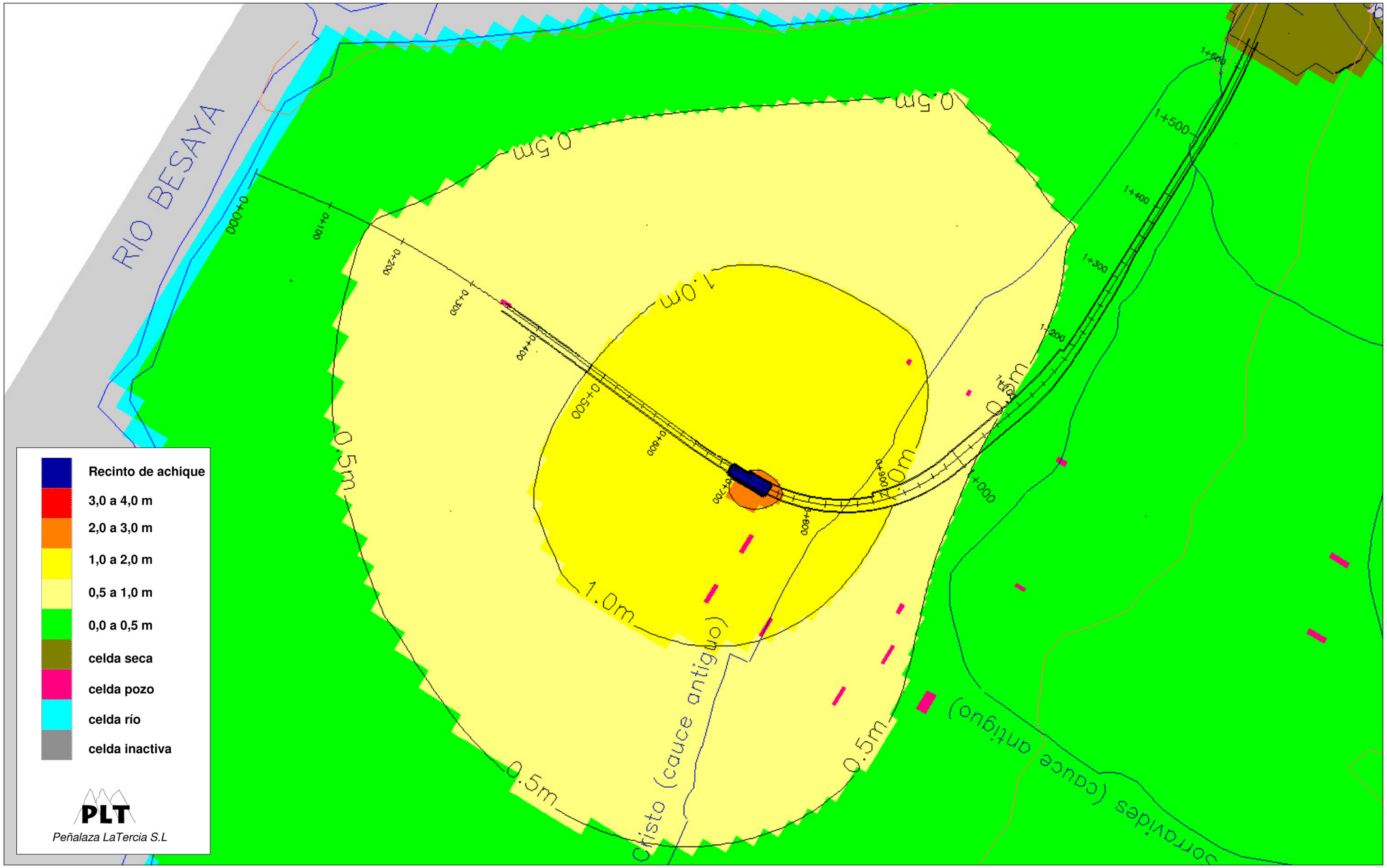


Fig. 4 Plano de isodescensos en la simulación Nº 3 en régimen permanente

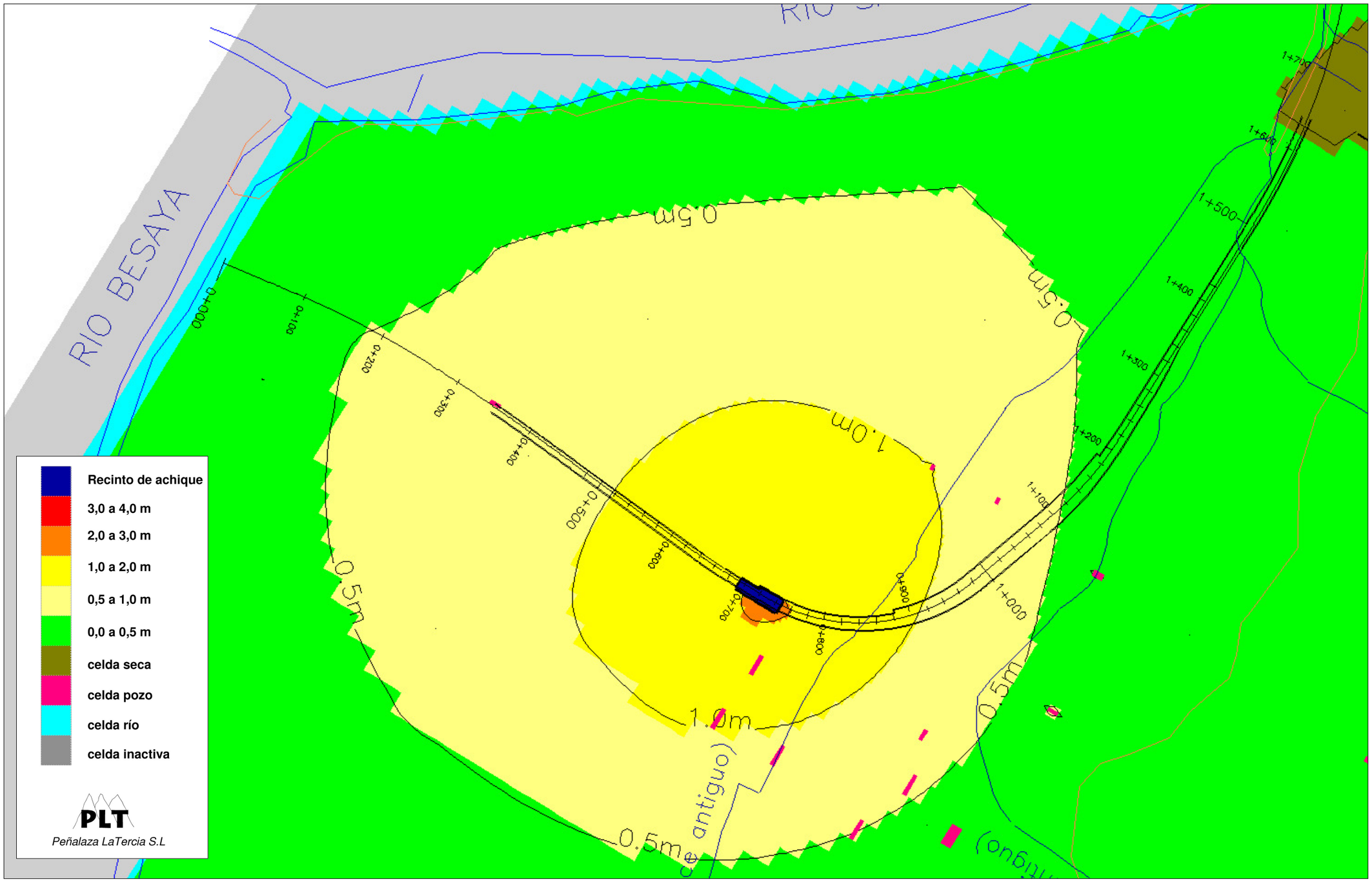


Fig. 5 Plano de isodescensos en la simulación Nº 3 a los 30 días desde el inicio del achique

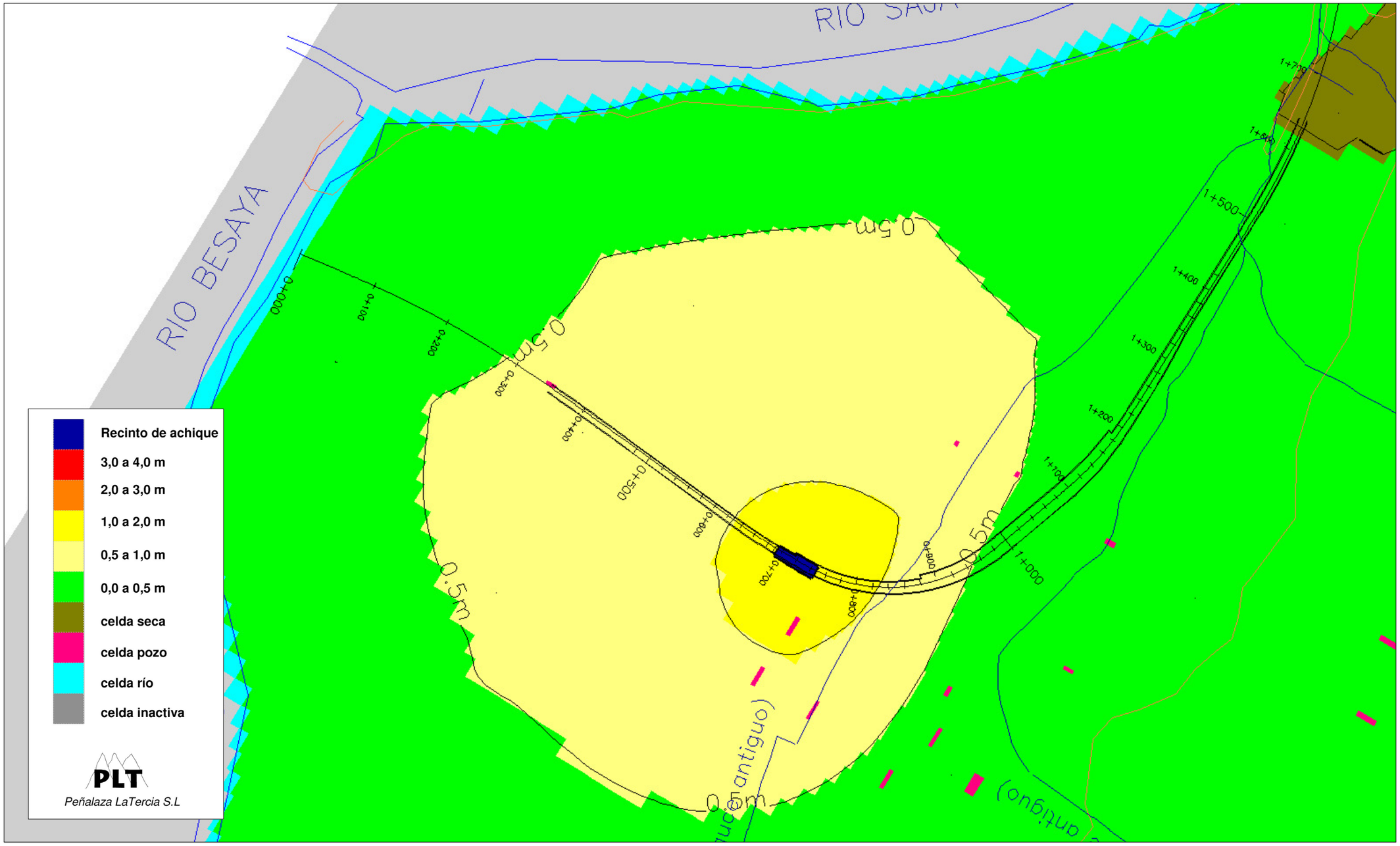


Fig. 6 Plano de isodescensos en la simulación Nº 4 en régimen permanente

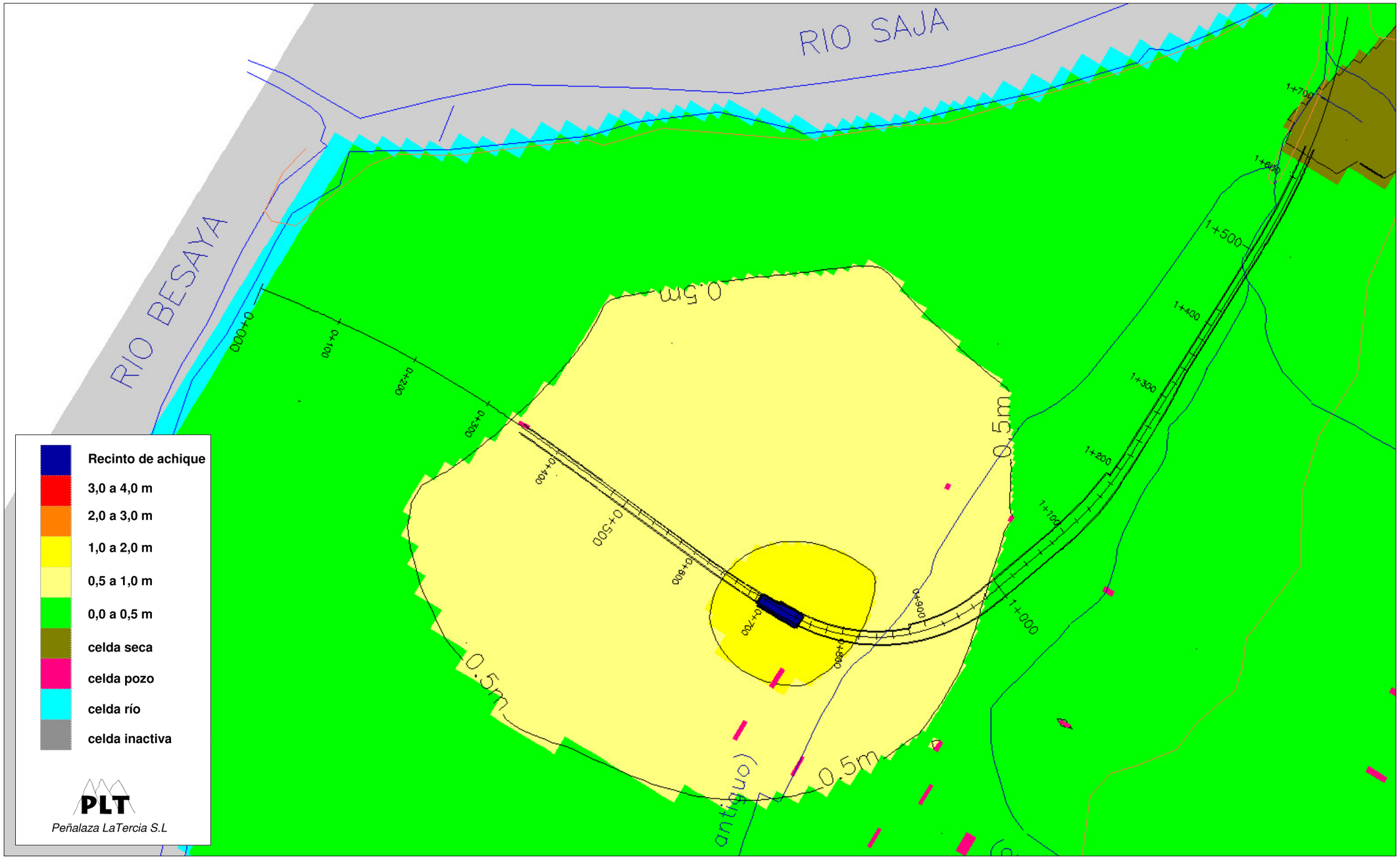


Fig. 7 Plano de isodescensos en la simulación Nº 4 a los 30 días desde el inicio del achique

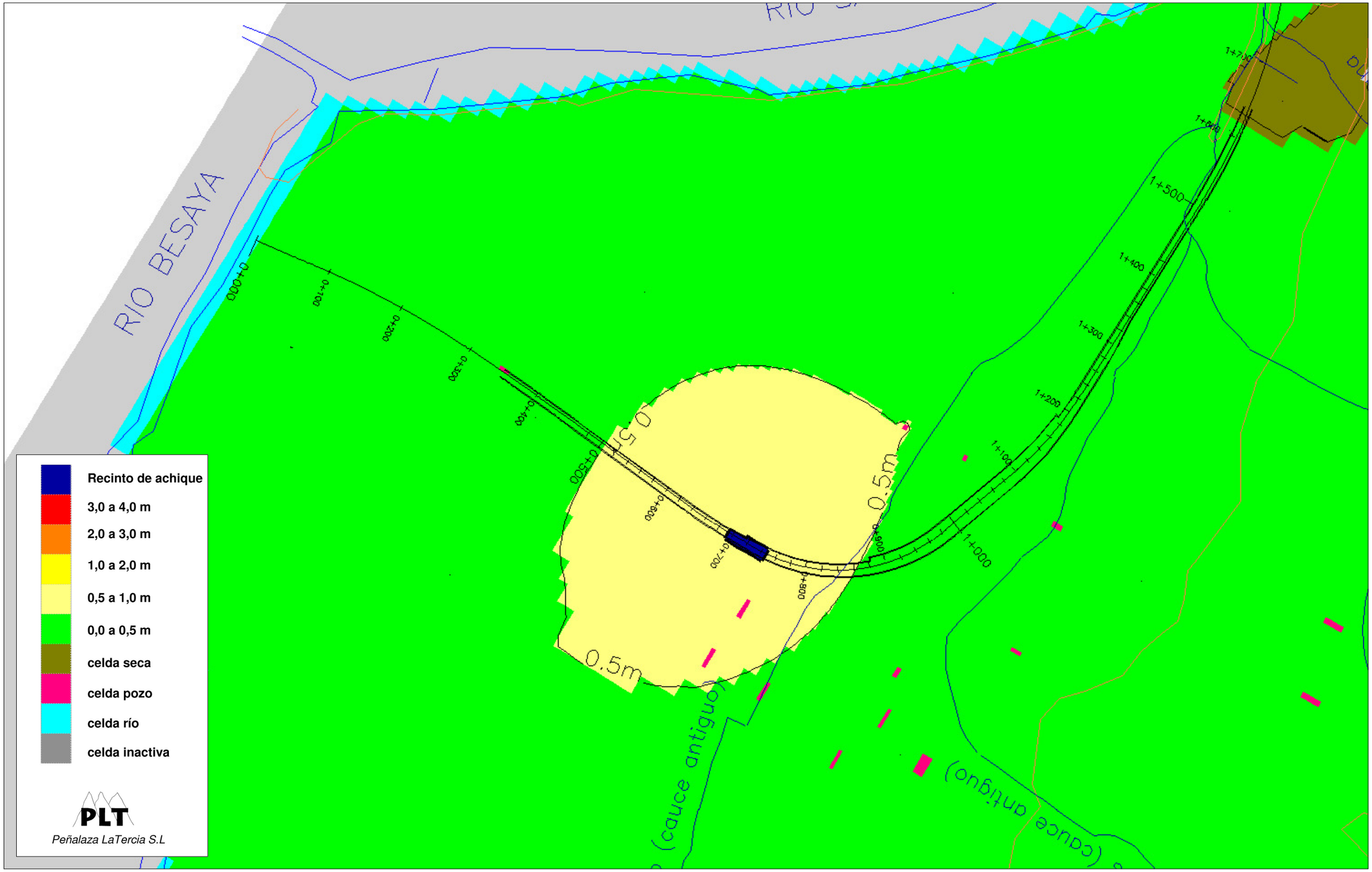


Fig. 8 Plano de isodescensos en la simulación Nº 5 en régimen permanente

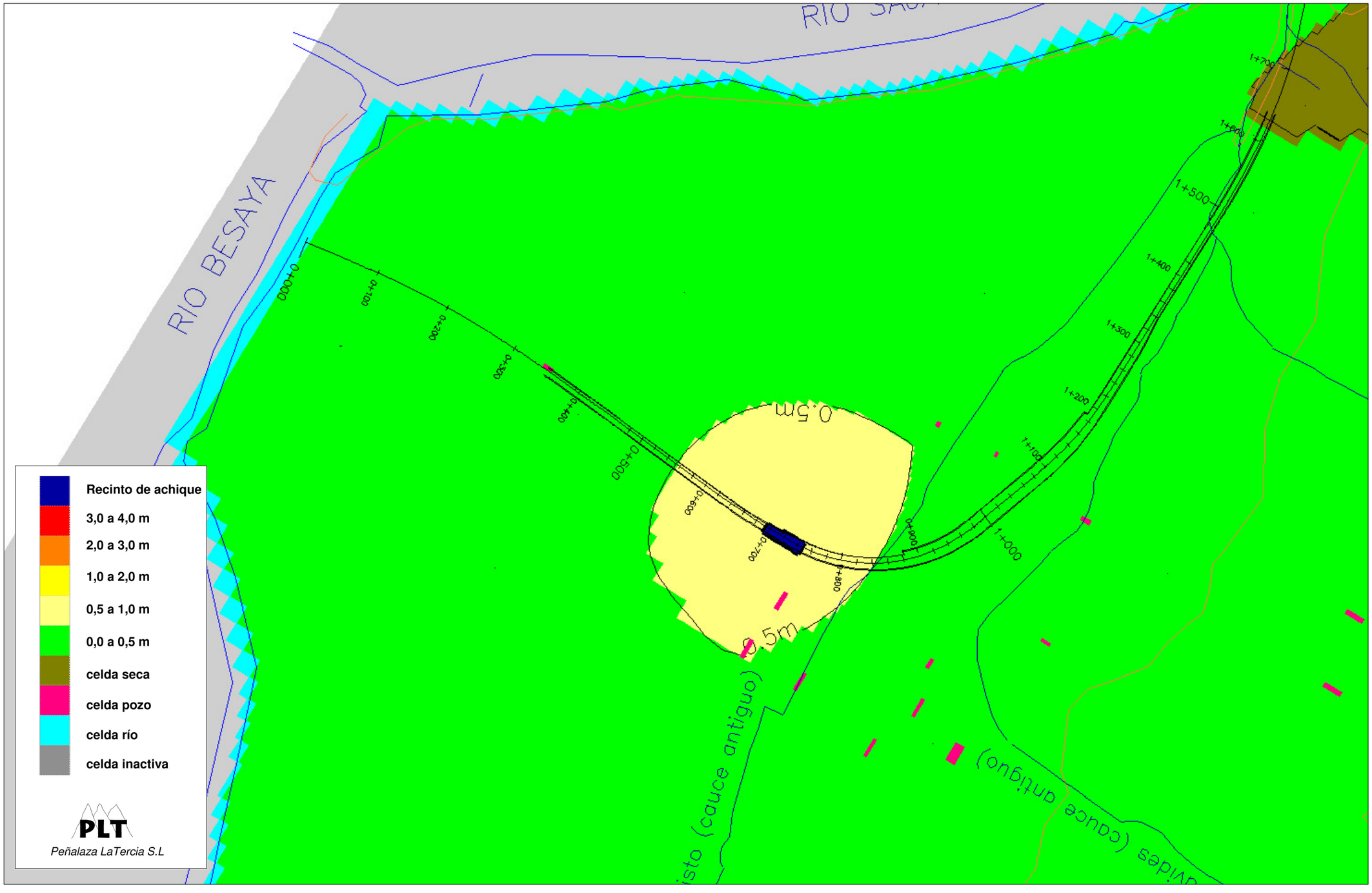


Fig. 9 Plano de isodescensos en la simulación Nº 5 a los 30 días desde el inicio del achique

1.3. Porosidad eficaz (Alternativa Bombeos)

En la tabla 3, se presentan los resultados de las simulaciones que analizan la sensibilidad de los cálculos a la variación del coeficiente de almacenamiento libre (porosidad eficaz) del acuífero. Se ha analizado la influencia de variar la porosidad eficaz entre valores de 2%, 10% y 25% en un hipotético recinto entre los pp.kk. 0+690 y 0+740 de la Alternativa Bombeos.

En este caso, todas las simulaciones han sido realizadas en régimen transitorio, ya que el coeficiente de almacenamiento no influye sobre los resultados en régimen permanente. No existe una gran influencia sobre los resultados, aunque si se observa como al aumentar el coeficiente de almacenamiento, los caudales necesarios son mayores para el mismo periodo de tiempo, mientras que los descensos son menores.

En las figuras 3, 10 y 11, se presentan los planos de isodescensos obtenidos en las correspondientes simulaciones al mes de empezar los bombeos.

Nº	Longitud recinto (m) 0+690 - 0+740	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Q (l/s)					Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
6	50	-3.9	5,5	8,3	5	3,3	**2%**	5,4E-03	100%	201	171	165	163	162	-	60	320
2	**50**	**-3.9**	**5,5**	**8,3**	**5**	**3,3**	**10%**	**5,4E-03**	**100%**	**250**	**192**	**172**	**166**	**164**	**-**	**40**	**260**
7	50	3.9	5,5	8,3	5	3,3	**25%**	5,4E-03	100%	285	215	183	171	167	-	50	240

Tabla 3. Resumen de los parámetros utilizados y resultados obtenidos en las simulaciones que analizan la influencia de la porosidad eficaz

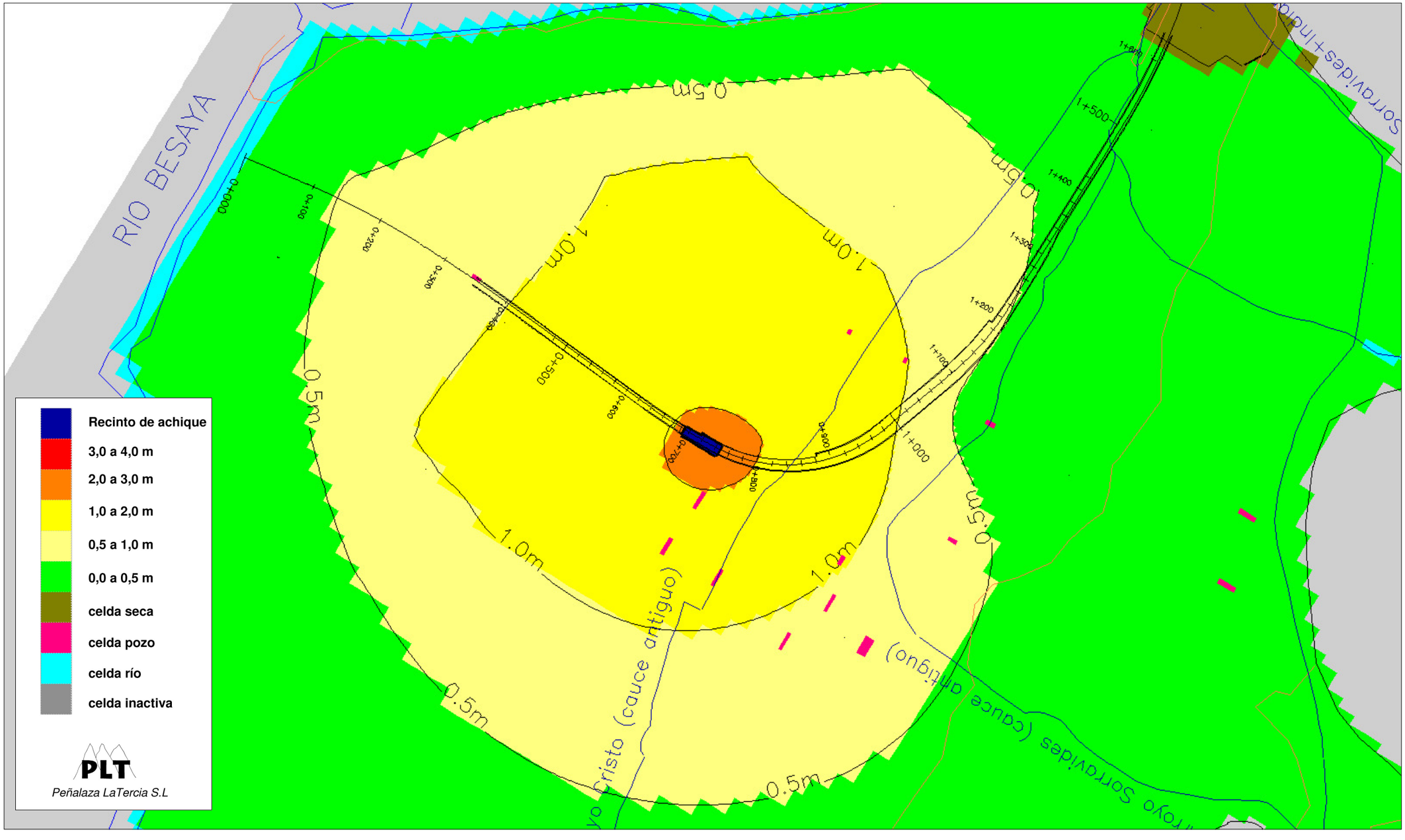


Fig. 10 Plano de isodescensos en la simulación Nº 6 a los 30 días desde el inicio del achique

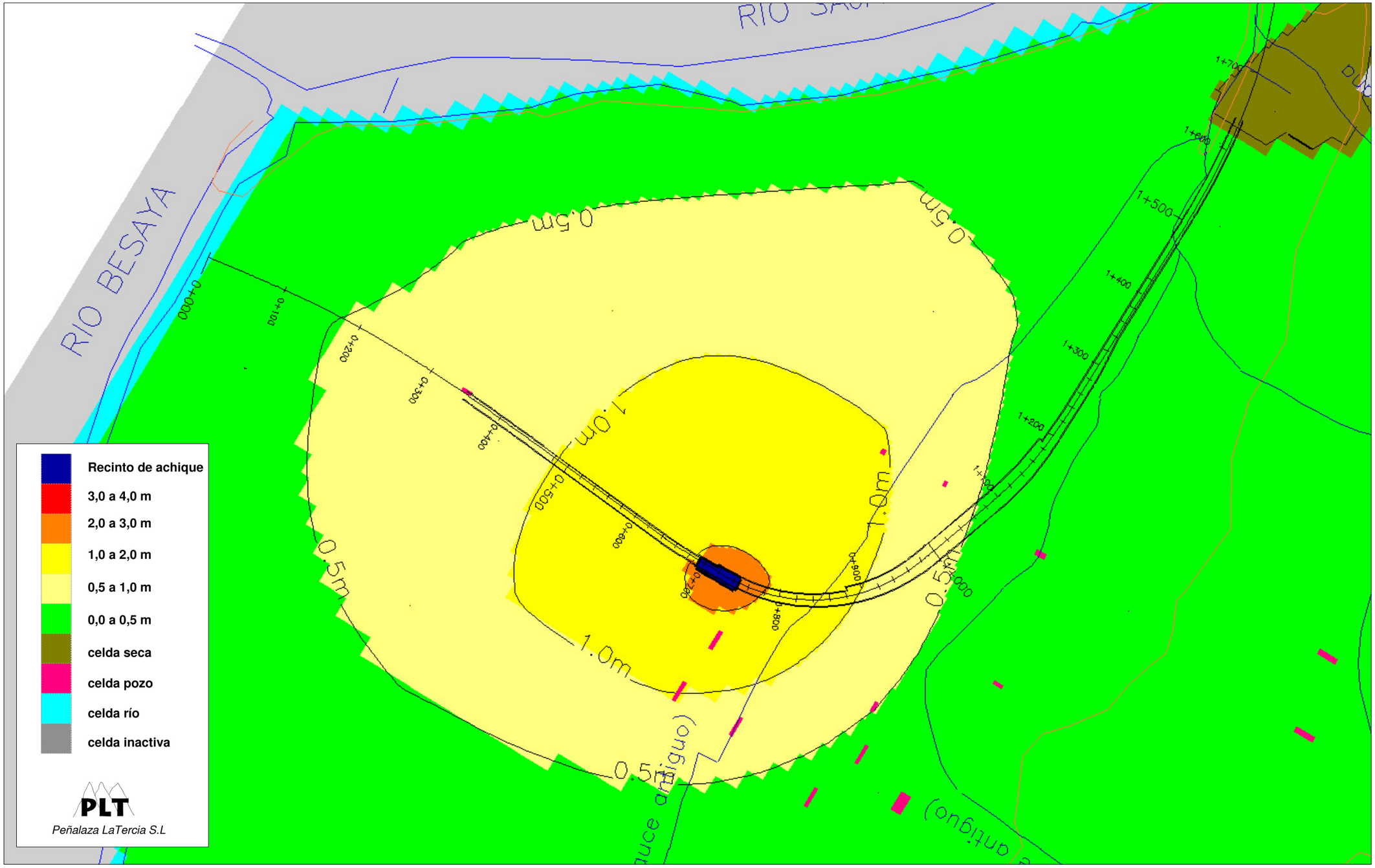


Fig. 11 Plano de isodescensos en la simulación Nº 7 a los 30 días desde el inicio del achique

1.4. Reducción de la permeabilidad (Alternativa Jet)

Finalmente en la tabla 4, se analizan los resultados de crear un tapón de menor permeabilidad de 3 m de espesor por debajo del fondo de máxima excavación, en un teórico recinto situado entre los pp.kk 0+690 y 0+740 de la Alternativa Jet. En concreto, se ha simulado una reducción de la permeabilidad natural del terreno de 10 a 10.000 veces, lo que supone una permeabilidad del tapón entre 5,4E-04 y 5,4E-07 m/s. *A priori*, estos valores del coeficiente de permeabilidad son factibles de alcanzar mediante técnicas de tratamiento del terreno de tipo Jet Grouting, que según la bibliografía consultada (1) (2) se sitúan entre 1E-07 y 1E-09 m/s.

Se observa una reducción importante, tanto de los caudales necesarios como de los descensos provocados, al reducir la permeabilidad del terreno, siendo estos muy reducidos para valores de permeabilidad entre 1E-06 y 1E-07 m/s. En todas las simulaciones 11 y 12, los descensos se sitúan por debajo de los 10 cm en todo el área fuera de los recintos.

En las figuras 12 y 13 se presentan los resultados de las simulaciones Nº 8, en las que no se ha considerado tratamiento alguno del terreno, y en las figuras 14 a 18, se presentan los planos de isodescensos para las simulaciones con tratamientos.

Nº	cota empotramiento pantallas (msnm)	cota fondo excavación (msnm)	cota N.F. Inicial	cota rebaje N.F. (msnm)	espesor rebajado (m)	Porosidad eficaz (%)	Kh (m/s)	Kv/Kh	Kjet (m/s)	Q (l/s)						Cono de bombeo al mes Radio de zonas de descensos (m)			Cono de bombeo Reg. permanente Radio de zonas de descensos (m)		
										1er día	1 semana	1 mes	3 meses	6 meses	Reg. permanente	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m	descensos > 3 m	descensos > 2 m	descensos > 1 m
8	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**sin tapón**	275	207	183	177	174	171	-	60	300	-	80	360
9	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-04**	136	117	110	107	107	106	-	-	80	-	-	170
10	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-05**	23	22	22	22	22	22	-	-	-	-	-	-
11	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-06**	2	2	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-
12	1,1	5,5	8,3	5	3,3	10%	5,4E-03	**100%**	**5,4E-07**	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-	-	-	-	-	-

Tabla 4. Resumen de las simulaciones que analizan el efecto de crear un tapón de 3 m de espesor de menor permeabilidad por debajo del fondo de máxima excavación (0+690-0+740)

(1) *Fernández, J.M. Jet Grountig. Terratest Chile (http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Jet_Grouting_Juan_Manuel_Fernandez.pdf)*

(2) *Fun Yiu CHOI, R. "Rewiew of the Jet Grouting Method" 2005 (https://eprints.usq.edu.au/2236/1/CHOI_RichardFunYiu-2005.pdf)*

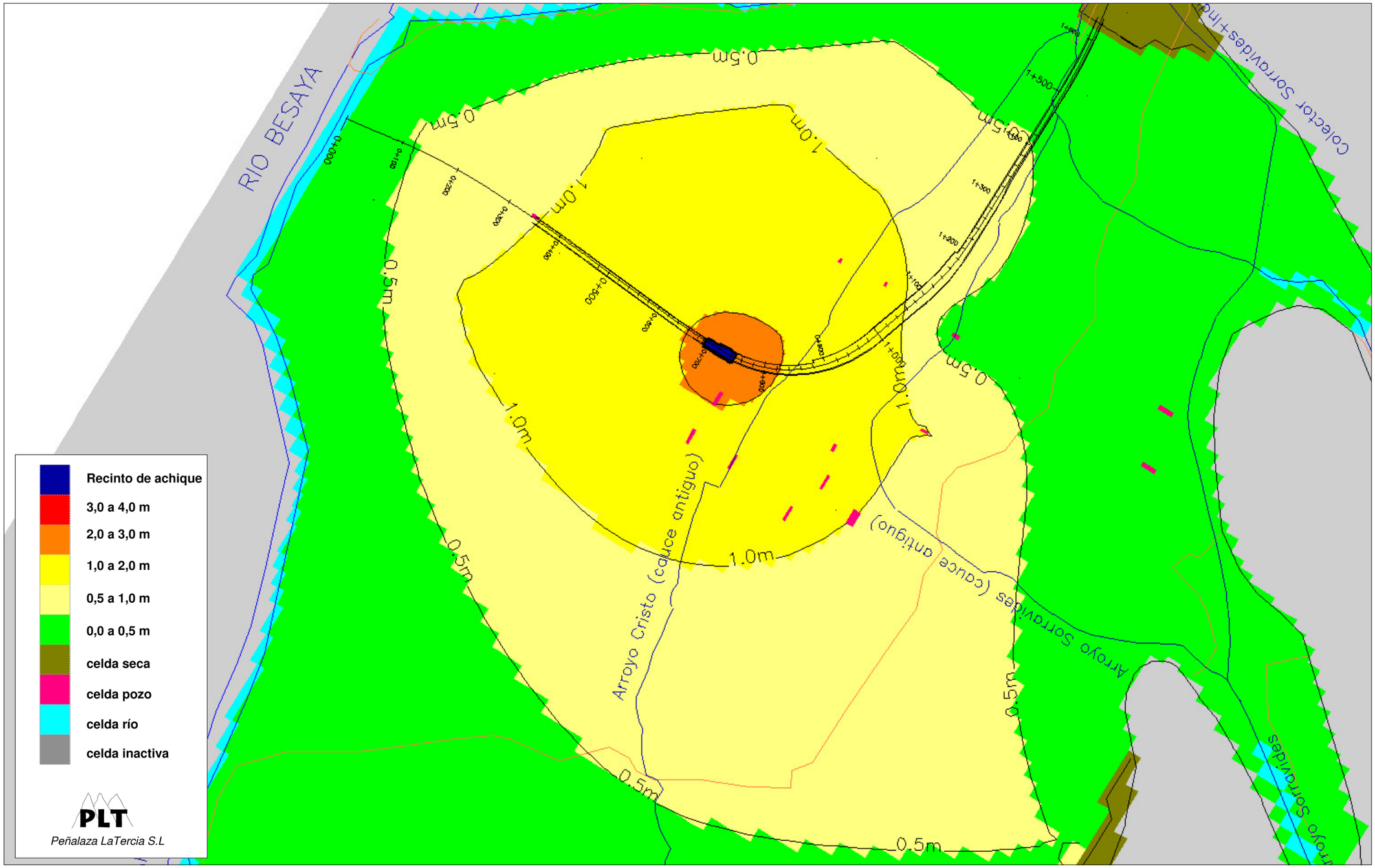


Fig. 12 Plano de isodescensos en la simulación Nº 8 en régimen permanente

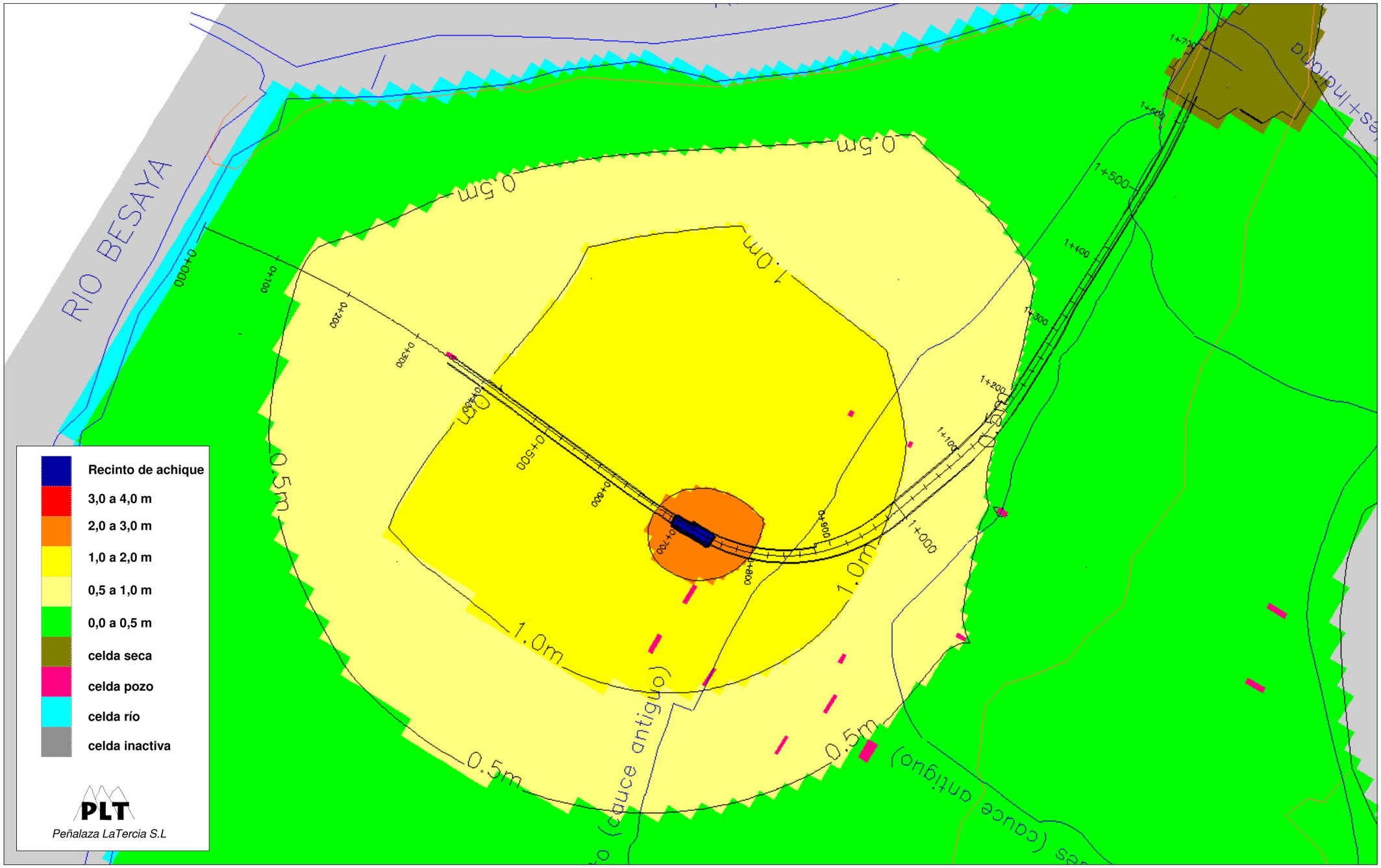


Fig. 13 Plano de isodescensos en la simulación Nº 8 a los 30 días desde el inicio del achique

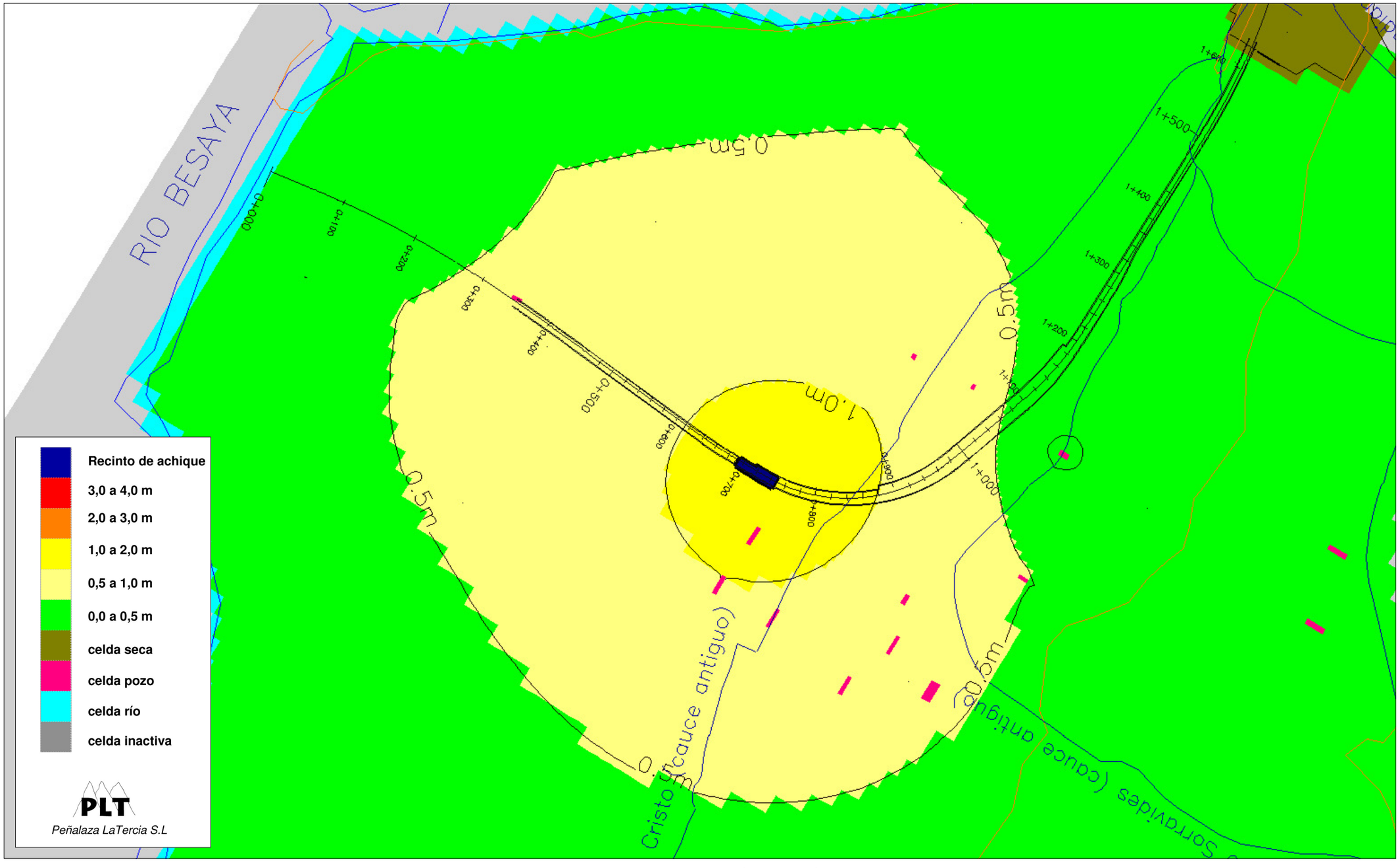


Fig. 14 Plano de isodescensos en la simulación Nº 9 en régimen permanente

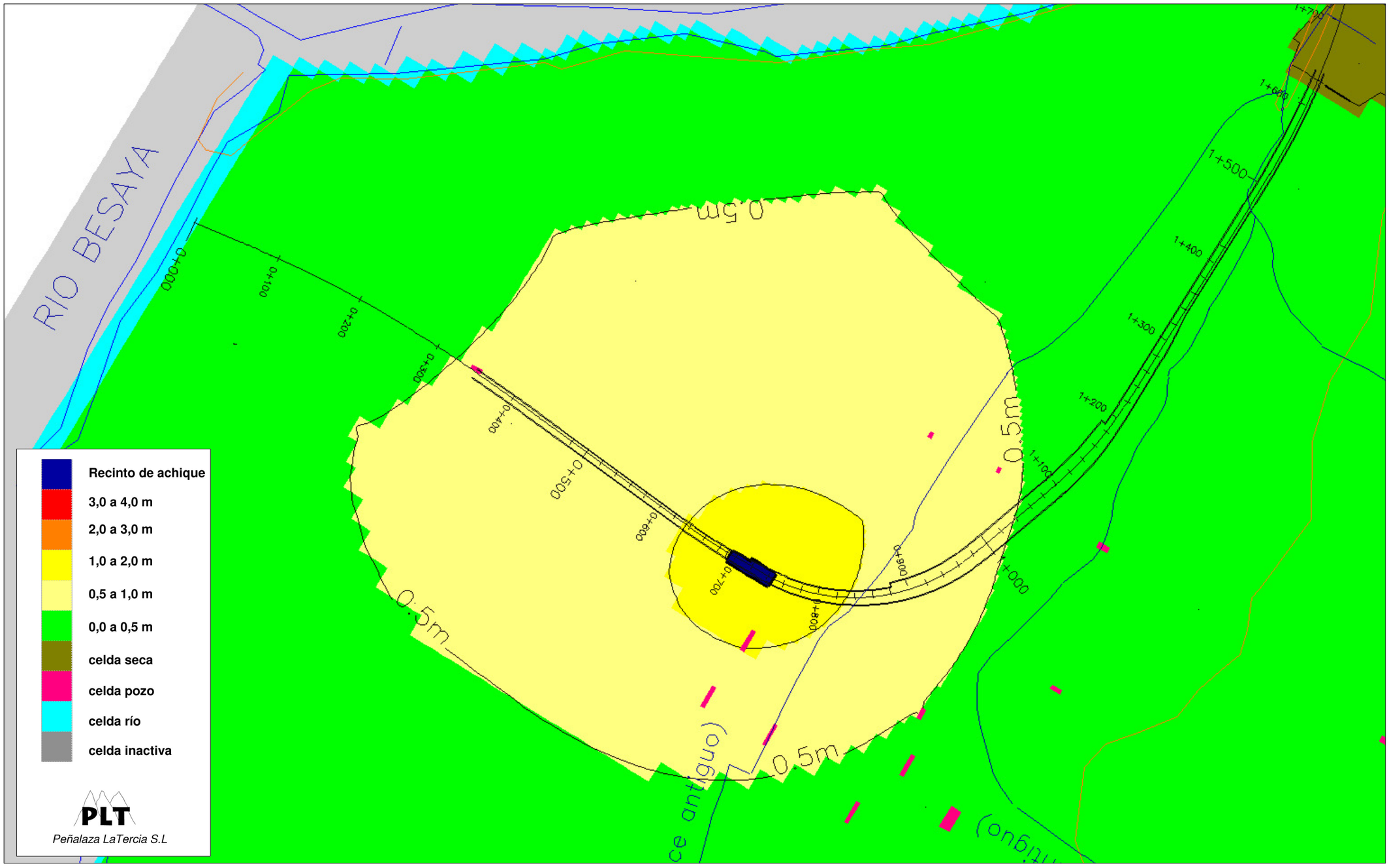


Fig. 15 Plano de isodescensos en la simulación Nº 9 a los 30 días desde el inicio del achique

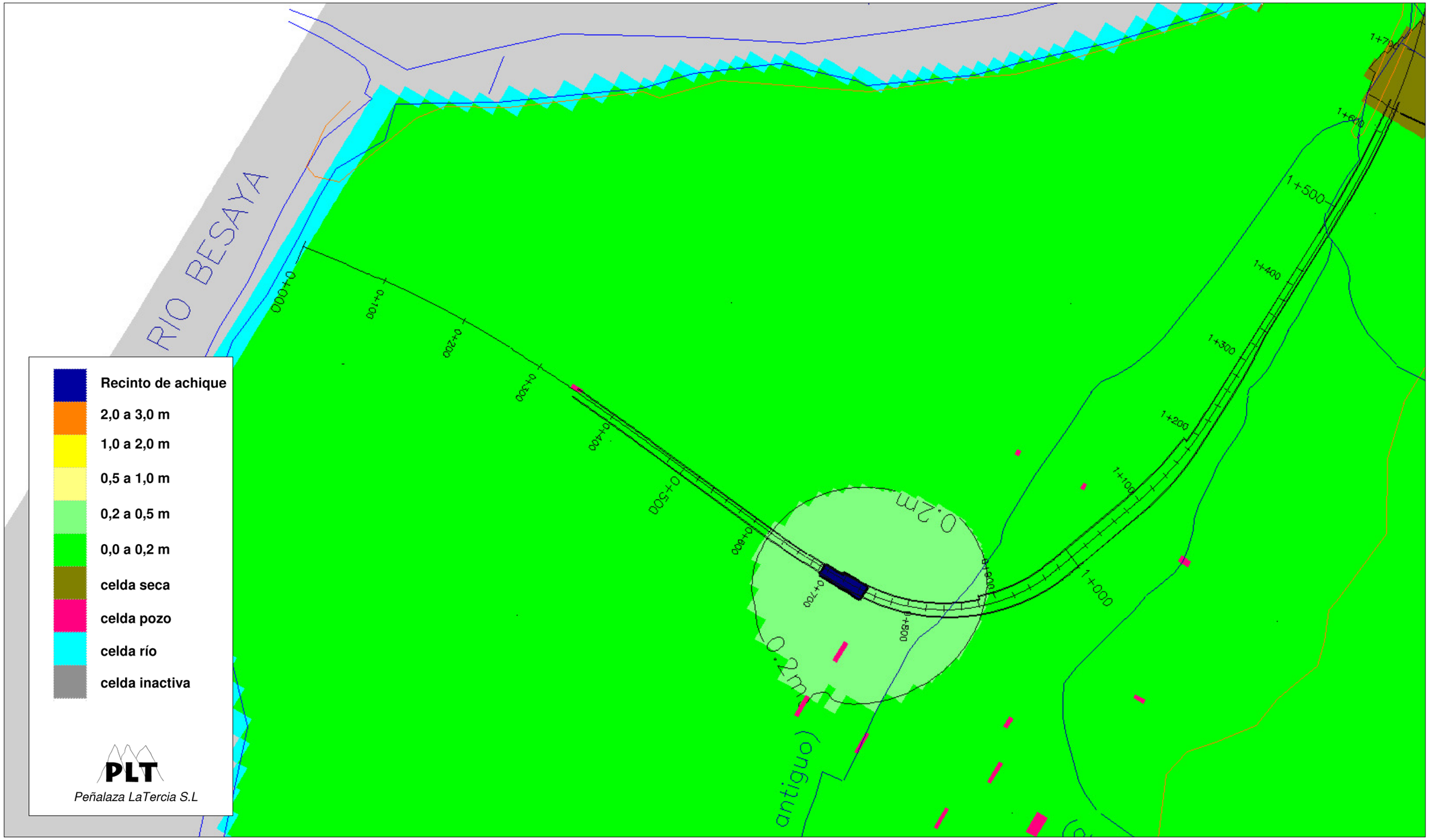


Fig. 16 Plano de isodescensos en la simulación Nº 10 en régimen permanente

Fig. 17 Plano de isodescensos en la simulación Nº 10 a los 30 días desde el inicio del achique

Fig. 18 Plano de isodescensos en la simulación Nº 11 en régimen permanente

APÉNDICE 5. ESTUDIO DEL POSIBLE EFECTO BARRERA OCASIONADO POR EL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO. MODELIZACIÓN MATEMÁTICA DE FLUJO 2021

ÍNDICE

1. Estudio del efecto barrera del aparcamiento suberráneo proyectado 1

1.1. Construcción de las mallas.....1

1.2. Parámetros hidrogeológicos.....3

1.3. Condiciones de contorno.....5

1.3.1. Reconstrucción de la superficie piezométrica de referencia.....5

1.4. Resultados de la modelización.....12

1.4.1. Simulación en Régimen Natural.....12

1.4.2. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal sin medidas de restitución de flujo.....13

1.4.3. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal y del Aparcamiento proyectado sin medidas de restitución de flujo. 16

1.5. Simulación de medidas de restitución de flujo subterráneo. Mitigación del “efecto barrera”.....19

1.5.1. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud (1E-10 m/s).....19

1.5.2. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud (1E-09 m/s).....23

1.5.3. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s).....27

2. Resumen, conclusiones y recomendaciones.....32

2.1. Resumen y conclusiones.....32

2.2. Recomendaciones.....35

1. Estudio del efecto barrera del aparcamiento subterráneo proyectado

En este apéndice se procede a estudiar el posible “efecto barrera” que ocasionaría el aparcamiento subterráneo proyectado, sobre el ya calculado para el conjunto de la estructura soterrada. Este último, fue objeto de análisis y modelización en noviembre de 2018 por Peñalaza – La Tercia. El informe correspondiente se encuentra en el Apéndice 4 del presente Anejo 3 y sus aspectos más relevantes se recogen también en la memoria del mismo.

Para ello, se ha procedido a realizar una modelización matemática de flujo en planta mediante el módulo SEEP/W del paquete de software geotécnico GEO-SLOPE 2012. Éste permite la construcción de secciones en dos dimensiones (2D) mediante elementos finitos y la modelización de flujos de agua en ellas, una vez definidos los parámetros hidrogeológicos (permeabilidad, coeficiente de almacenamiento, etc.) y condiciones de contorno para los distintos materiales.

Dicha modelización se ha calibrado inicialmente tomando como base las isopiezas en estado natural (sin las estructuras previstas en el proyecto) de la modelización del “efecto barrera” realizada en 2018 (tanto de la hipótesis “de calibración” como de la hipótesis “húmeda” o de “aguas altas”).

Para ello, y de forma previa al trabajo de modelización con SEEP/W, se ha procedido inicialmente a la reconstrucción de una superficie piezométrica similar a la del modelo de 2018 mediante el programa SURFER 9.0, de Golden Software, utilizando los datos piezométricos de los distintos sondeos y puntos de agua empleados entonces.

En este caso, y a diferencia del modelo de 2018, no se han tenido en cuenta recargas ni extracciones por bombeo como tales. Éstas han sido tenidas en cuenta a través de la piezometría resultante.

Sobre ella, y en sucesivas simulaciones, se ha procedido a introducir las estructuras del soterramiento y del aparcamiento subterráneo.

La modelización corresponde en todos los escenarios a un flujo en régimen permanente.

Cabe recordar que, de forma general, el programa asume que cada sección modelizada presenta fondo de 1 m.

1.1. Construcción de las mallas

El modelo, al ser plano y no en sección vertical, consta de una única capa de terreno natural horizontal correspondiente a las gravas con escasa matriz limo-arenosa o arcillo-arenosa (***CAPA 1)*** del Aluvial Cuaternario. En este caso, se ha prescindido del nivel de arcillas detectado entre 8 m y 40 m en el sondeo S-1+330. Esta simplificación del modelo geológico maximiza la permeabilidad del entorno, lo que permite estar del lado de la seguridad, a efectos de análisis.

En cuanto a las estructuras, se ha considerado el conjunto de pantallas (incluidas las del aparcamiento proyectado) como un segundo elemento del modelo ***(CAPA 2)***, asignándoles una permeabilidad genérica para hormigón.

Como en el caso de la modelización de 2018, se han impuesto los siguientes límites hidrogeológicos al modelo:

- *NORTE*: Se ha considerado como límite Norte del modelo el cauce del río Saja a su paso por la localidad de Torrelavega. Este límite funciona en la mayor parte de su longitud como un borde de descarga del acuífero.

- *OESTE*: Este límite del modelo correspondería al río Besaya, afluente del río Saja, y que desemboca precisamente en éste unos 200 m al norte del puente metálico con el que la línea de Feve salva el río Besaya.

- *SURESTE*: Se ha tomado como límite sureste del modelo, el límite existente entre la terraza más baja del sistema fluvial Saja-Besaya y el nivel superior, simulándose como un borde impermeable.

- *ESTE*: Este borde corresponde al contacto entre los depósitos aluviales y el afloramiento cretácico en facies Weald que aparece entre la rotonda del "donuts" y el arroyo Indiana.

Por lo que respecta a los escenarios objeto de simulación, se ha implementado el modelo para 3 escenarios:

- ***Primer escenario en régimen natural***. En este caso, se ha simulado la piezometría es el estado actual del ámbito, sin contar con las estructuras contempladas en proyecto. Esta primera simulación es la utilizada para calibrar el modelo de flujo, a efectos de obtener una superficie piezométrica lo más parecida posible a la del modelo elaborado en 2018 por Peñalaza – La Tercia.

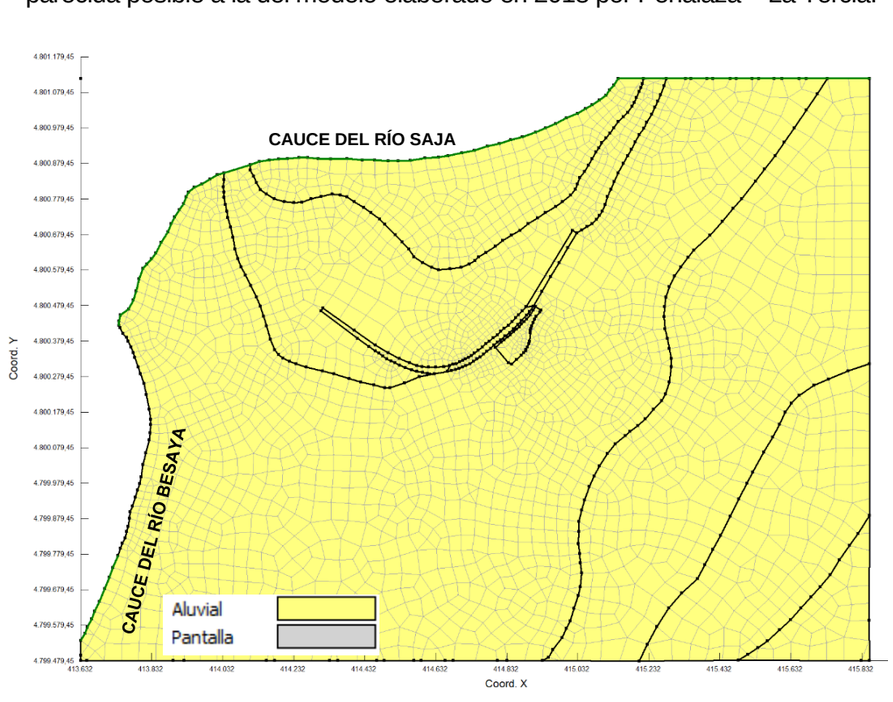


Figura 1. Malla del ámbito objeto de modelización en régimen natural actual (elaboración propia).

- ***Segundo escenario con estructura ferroviaria soterrada construida***. En esta simulación, sobre el escenario anterior, se ha introducido únicamente la estructura ferroviaria soterrada, según se define en el Estudio Informativo. Este escenario permite comprobar hasta qué punto los resultados del modelo actual arrojan isoascensos e isodescensos de magnitud y extensión similar a los obtenidos en la modelización efectuada en 2018.

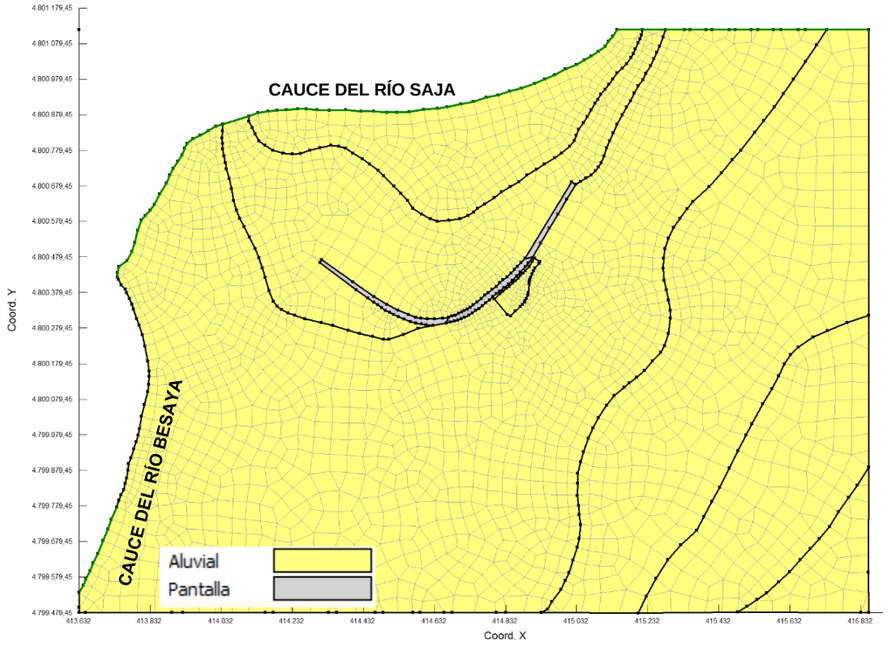


Figura 2. Malla del ámbito objeto de modelización con la introducción de la estructura del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

- ***Tercer escenario con estructura ferroviaria y aparcamiento soterrado construido***. Este último escenario constituye una diferencia sustancial con el modelo de 2018, puesto que en este último no estaba contemplado el aparcamiento subterráneo. Los resultados de esta simulación se comparan con los del escenario anterior, a efectos de separar y valorar la magnitud de la posible afección debida únicamente al aparcamiento.

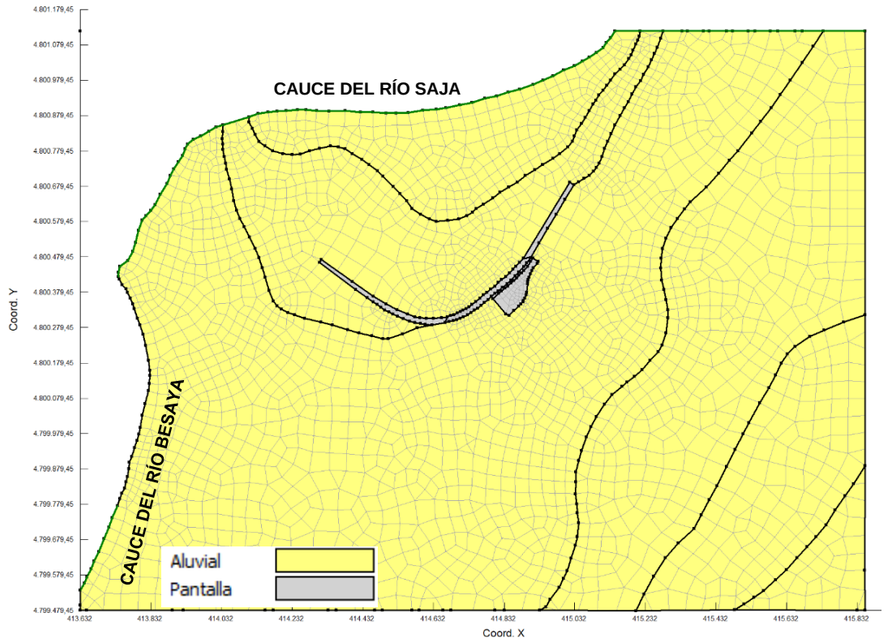


Figura 3. Malla del ámbito objeto de modelización con la introducción de la estructura del soterramiento ferroviario más la del aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

1.2. Parámetros hidrogeológicos

Para las estimaciones de permeabilidad y coeficiente de almacenamiento se han tenido en consideración los valores obtenidos en los ensayos de bombeo efectuados, así como los datos de los ensayos Lefranc practicados en los sondeos de La Carmencita. A partir de ellos se han definido los siguientes parámetros para el presente modelo matemático de flujo.

En el estudio geotécnico de La Carmencita, no se especifica el número total de ensayos Lefranc realizados ni más detalles de las pruebas. Se indica un valor de permeabilidad de 0,52 m/día, lo que equivaldría a una permeabilidad de 6E-06 m/s, más típica de arenas limosas que de gravas grano-soportadas en matriz arenosa. Es por ello que resulta recomendable considerar con cautela estos valores, frente a los deducidos de los ensayos de bombeo de la campaña del proyecto.

ENSAYOS DE BOMBEO						
UNIDAD	**ENSAYO**	**TRANSMISIVIDAD (m2/s)**	**PERMEABILIDAD (m/s)**	**MODELO PERMEABILIDAD (m/s)**	**COEF. ALMACEN.**	**MODELO CONTENIDO VOLUM. AGUA**
Aluvial granular (gravas con matriz areno-arcillosa)	PB-1 (22,2 l/s)	4,8E-02 y 1,5E-01	1,7E-03 y 5,4E-03	**3,50E-04**	2-4% a 5-10 %	**10%**
	PZ-1.1 (22,2 l/s)	1,0E-01 y 1,5E-01	3,6E-03 y 5,4E-03			
Aluvial granular (gravas con matriz areno-arcillosa)	PB-2 (0,8 l/s)	6,7E-04 y 1,5E-03	1,7E-04 y 3,7E-04		1-2% a 5-10 %	**10%**
	PZ-2.1 (0,8 l/s)	---	2,3E-04 y 3,7E-04			
	PB-2 (1,2 l/s)	2,4E-04 y 1,8E-03	6E-05 y 4,5E-04			
	PZ-2.1 (1,2 l/s)	7,9E-04 y 1,8E-03	2E-04 y 4,5E-04			
Arcillas	S-1+330 (PZ-22) (1,2 l/s)	---	≈ 1E-07	---	---	---

Tabla 1. Resumen de los valores de permeabilidad y porosidad estimados, así como de los valores asumidos en las modelizaciones.

Así pues, de los ensayos de bombeo realizados, así como de las descripciones de las columnas litológicas de los sondeos realizados en la campaña del proyecto, se deducen los siguientes valores de permeabilidad:

- Entre 2E-04 y 5E-04 m/s (entre 1,73E+01 y 4,32E+01 m/día) para los términos de gravas con matriz limo-arenosa o arcillo arenosa. Se considera que esta litología es la más extendida por el ámbito de la actuación. Dentro de la *Clasificación de terrenos* incluida en *Custodio, E. & Llamas, R. Ediciones Omega (1983)*, esta litología se catalogaría como ***Acuífero Regular – Bueno.***
- Entre 5E-04 y 5E-03 m/s (entre 4,32E+01 y 4,32E+02 m/día), incluso valores superiores, para los términos con un menor contenido en finos, que serán más permeables cuanto más escasa y limpia de finos sea la matriz. No obstante, dichos términos se encuentran más restringidos al entorno del grupo de bombeo del PB-1. Dentro de la *Clasificación de terrenos* incluida en *Custodio, E. & Llamas, R. Ediciones Omega (1983)*, esta litología se catalogaría entre ***Acuífero Bueno y Acuífero Excelente.***

- Dado que la litología más extendida por el ámbito del modelo es la correspondiente a la ensayada en el grupo del PB-2, se asume una permeabilidad homogénea de 3,5E-04 m/s (3,4E+01 m/día) para toda la ***Capa 1*** del modelo. Esto corresponde a un ***Acuífero Regular – Bueno.***
- Valores en torno a 1E-07 m/s (8,64E-03 m/día) para los depósitos de arcillas algo arenosas con gravas dispersas (origen estuarino), perforados entre 8 m y 40 m en el sondeo S-1+330. Dentro de la *Clasificación de terrenos* incluida en *Custodio, E. & Llamas, R. Ediciones Omega (1983)*, esta litología se catalogaría entre ***Acuitardo.***
- En cuanto a las estructuras, como se comentaba anteriormente, se ha considerado una permeabilidad de 1E-11 m/s, según la ponencia "*Hormigón: Propiedades del hormigón endurecido" (UNIVERSIDADE DA CORUÑA E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos).*

CLASIFICACIÓN DE TERRENOS POR LA PERMEABILIDAD
(Custodio, E. & Llamas, R. Ediciones Omega, 1983)

PERMEABILIDAD (m/día)	10^{-6} 10^{-5}	10^{-4} 10^{-3}	10^{-2} 10^{-1} 1	10 10^{2}	10^{3} 10^{4}
CLASIFICACIÓN PERMEAB.	Impermeable	Poco Permeable	Algo Permeable	Permeable	Muy Permeable
CLASIFICACIÓN ACUIFERO	Acuicludo	Acuitardo	Acuífero Pobre	Acuífero Regular-Bueno	Acuífero Excelente
TIPO DE MATERIAL	Arcilla compacta Pizarra Granito	Limo arenoso Limo Arcilla limosa	Arena fina Arena limosa Caliza fracturada	Arena limpia Grava y arena Arena fina	Grava limpia

Tabla 2. Clasificación de terrenos según su permeabilidad (tomado de Custodio, E. & Llamas, R. Ediciones Omega, 1983).

En cuanto a los valores de coeficientes de almacenamiento obtenidos en los ensayos de bombeo, se asimilan los siguientes valores de cara a la modelización:

- En el primer ensayo de bombeo realizado en el PB-2 (0,8 L/s), se obtiene un valor entre el 1% y el 2% para las gravas con matriz arcillo-arenosa del Aluvial cuaternario.
- Por su parte, en el segundo ensayo realizado en este mismo grupo (1,2 L/s), se obtiene un valor del 2%.
- En el ensayo de bombeo llevado a cabo en el PB-1 (22,2 L/s), se obtiene un coeficiente máximo del 4%.
- En todos los casos, los valores encontrados resultan bajos para la litología genérica, no descartando valores más elevados, entre 5-10 % e incluso superiores.
- Esto último resulta coherente con los rangos encontrados en la bibliografía para litologías similares (p. e. Sanders, 1998). Si bien, estas referencias se corresponden con valores de Porosidad Eficaz, éstas pueden asimilarse como aproximadamente equivalente a magnitudes de coeficiente de almacenamiento.

En la siguiente tabla se comprueba que el rango más frecuente para niveles de gravas oscila entre 13% y 26%, lo que resulta coherente con la asunción realizada anteriormente. Así pues, se ha establecido en el modelo un coeficiente de almacenamiento homogéneo para toda la ***Capa 1*** del 10%.

Valores estimados de la porosidad (%), según Sanders (1998)

	total	eficaz
Arcillas	40 a 60	0 a 5
Limos	35 a 50	3 a 19
Arenas finas, arenas limosas	20 a 50	10 a 28
Arena gruesa o bien clasificada	21 a 50	22 a 35
Grava	25 a 40	13 a 26
Shale intacta	1 a 10	0,5 a 5
Shale fraturada/alterada	30 a 50	
Arenisca	5 a 35	0,5 a 10
Calizas, dolomías NO carstificadas	0,1 a 25	0,1 a 5
Calizas, dolomías carstificadas	5 a 50	5 a 40
Rocas ígneas y metamórficas sin fracturar	0,01 a 1	0,0005
Rocas ígneas y metamórficas fracturadas	1 a 10	0,00005 a 0,01

Tabla 3. Valores de porosidad total y eficaz según Sanders (1998)

El coeficiente de almacenamiento para los materiales considerados en el modelo se parametriza a través del ***Contenido Volumétrico de Agua*** (*Volumetric Water Content*), que es una función de la presión de poros. Valores positivos de la presión de poros corresponden a medios saturados, mientras que valores negativos corresponden a medios insaturados en agua. En la siguiente figura se presentan las curvas de ajuste para cada tipo de material del terreno.

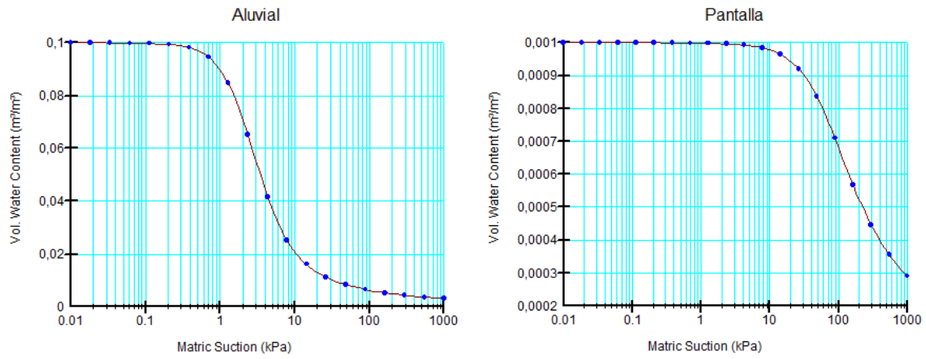


Figura 4. Curvas de variación del contenido volumétrico en agua en función de la succión (presión de poro en kPa) para los distintos materiales del modelo.

Por su parte, el comportamiento de la permeabilidad en saturación, en función de la presión de poros, se ha estimado a partir del contenido volumétrico de agua y del valor de referencia de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) en saturación (*Pression = 0*), para cada tipo de material considerado. En la figura que se muestra a continuación se presentan las curvas de ajuste para cada material.

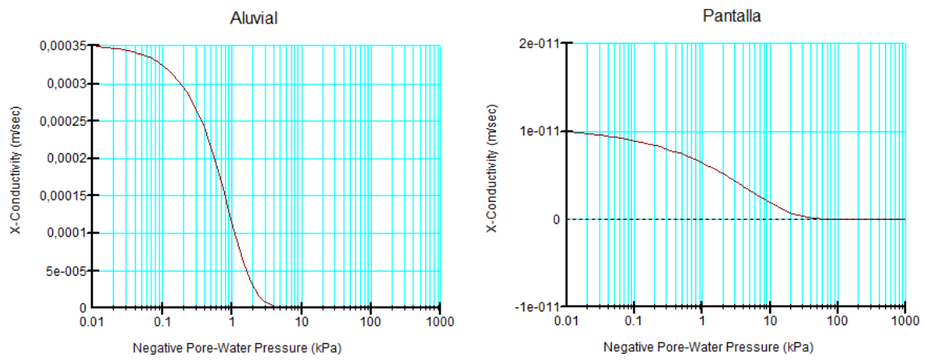


Figura 5. Curvas de variación de la permeabilidad saturada en función de la succión (presión de poro negativa en kPa) para los pilotes no secantes del modelo

Asimismo, se ha asumido una ***permeabilidad vertical*** (***K_V***) medio orden de magnitud inferior a la horizontal, de forma que la relación ***K_V / K_H = 0,5***. Dicha asunción se ha establecido para los aluviales cuaternarios, que son el material principal del modelo. En el caso del Hormigón, se ha asumido una relación ***K_V / K_H = 0,1.***

Por último, se ha estimado un ***peso específico del agua*** de ***9,807 kN/m^3*** y un ***coeficiente de compresibilidad del agua*** constante (***Mv***) igual a ***1 x 10^{-05} kPa*** para todos los materiales del modelo***.***

1.3. Condiciones de contorno

1.3.1. Reconstrucción de la superficie piezométrica de referencia

Como se mencionaba anteriormente, el presente modelo de flujo se ha calibrado tomando como base las isopiezas en estado natural (sin las estructuras previstas en el proyecto) de la modelización del “efecto barrera” realizada en 2018 (tanto de la hipótesis “de calibración” como de la hipótesis “húmeda” o de “aguas altas”).

En la siguiente tabla se expone el seguimiento piezométrico efectuado entre 2010 y 2011, utilizado en la modelización de 2018 para construir la “hipótesis de calibración”. Los datos finales asumidos para ésta se encuentran en la penúltima columna. Asimismo, en la última columna, se encuentran los valores de piezometría asumidos para la “hipótesis húmeda” en dicho modelo. Por su parte, en las figuras que se muestran a continuación, extraídas del *“Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)” (Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018),* se muestran las `piezometrías construidas originalmente para ambas hipótesis.

El hecho de calibrar el nuevo modelo a partir de las isopiezas del antiguo permite, por un lado, incorporar los datos de recargas y extracciones por bombeo de forma indirecta. Por otro, permite hacer comparables los resultados de ambas modelizaciones de forma más o menos inmediata.

Punto	p.k.	X(UTM) European 1950	Y(UTM) European 1950	Z (MSNM)	Prof. (m)	Prof. muro Q (m)	Cota muro Q (msnm)	Niveles piezométricos medidos								Cota nivel calibrado (m.s.n.m)		Observaciones
								Durante perforación		Dic - 2010		30-dic-2010		4-ene-2011				
								Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Prof. (m)	Z (msnm)	Hipótesis calibración	Hipótesis húmeda	
S-0+495	0+263	414251	4800797	15,30	21	>21	<-5,7	7	8,30	sellado						**8,55**	**9,75**	Gravas duras; no alcanzó el muro del Cuaternario. Según sondistas el agua aparece a 7 m
S-0+590	0+371	414330	4800723	12,39	30	>30	<-17,6			1,59	10,80			3,26	9,13	**8,59**	**9,81**	Tubería de revestimiento ranurada de 15-28 m; nivel dudoso
S-0+870	0+649	414568	4800577	14,38	24	>24	<-9,6	7	7,38	sellado						**8,58**	**9,84**	Nivel durante perforación según sondistas
S-1+080	0+860	414754	4800509	13,77	31,5	16,5	-2,7			4,93	8,84	4,87	8,90	4,74	9,03	**9,02**	**10,42**	
S-1+715	1+494	415189	4800942	12,39	20,15	15	-2,6			3,66	8,73	3,73	8,66	3,65	8,74	**8,76**	**10,15**	
Pz-1	F.T.	414484	4800842	13,10	15	>15	<-1,9			4,65	8,45	4,50	8,60	4,20	8,90	**8,39**	**9,60**	Filtros 5 a 15 m
Pz-3	F.T.	414246	4800481	14,60	15	>15	<-0,4			5,49	9,11	5,39	9,21			**9,20**	**10,62**	Filtros 5 a 15 m
Pz-4	F.T.	414814	4800253	17	15	>15	<2,0			5,11	11,89	5,19	11,81	5,30	11,70	**11,47**	**13,24**	Cota Z aproximada (filtros de 2 a 9 m)
Pz-6	F.T.	415521	4800764	22,82	9	7	15,82			4,70	18,12			4,88	17,94	**18,17**	**19,85**	Filtros 5 a 7 m
PB-1	0+224	414218	4800820	15,47	28	>28	<-12,5	7,79	7,68	7,28	8,19					**8,55**	**9,75**	Tubería ranurada de 15 a 28 m
Pz-11	0+224	414221	4800819	15,42	18			7,71	7,71	7,21	8,21	7,10	8,32	6,60	8,82	**8,55**	**9,75**	Situado a 2 m de PB-1 (tubería ranurada de 5 a 18 m)
PB-2	1+062	414918	4800612	13,34	22			4,2	9,14	4,4	8,94	4,44	8,90	4,14	9,20	**9,18**	**10,64**	Filtros de 5 a 19 m
Pz-21	1+062	414921	4800614	13,65	15			4,48	9,17	4,34	9,31	4,38	9,27	4,43	9,22	**9,18**	**10,64**	Situado a 3 m de PB-2 (filtros de 3-8 m)
S-1+330 (Pz-22)	1+062	414917	4800611	13,60	39,7	>39,7	<-26,1			4,33	9,27	4,35	9,25	4,39	9,21	-	-	Situado a 1,5 m de PB-2 (filtros de 31-36 m)
I-1	F.T.	414572	4800394	14,20						4,7	9,5					**9,28**	**10,79**	Nivel dinámico
I-3	F.T.	414801	4800369	16,50						5,8	10,7					**10,26**	**11,88**	Nivel dinámico
I-4	F.T.	414610	4800452	14,20						5,2	9,0					**8,99**	**10,41**	Nivel dinámico
I-7	F.T.	414946	4800398	16,60						7,3	9,3					**9,94**	**12,00**	Nivel dinámico

Tabla 4. Sondeos, pozos y piezómetros utilizados en la calibración. Niveles piezométricos observados y niveles simulados en la "hipótesis de calibración" y en la "hipótesis húmeda" (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

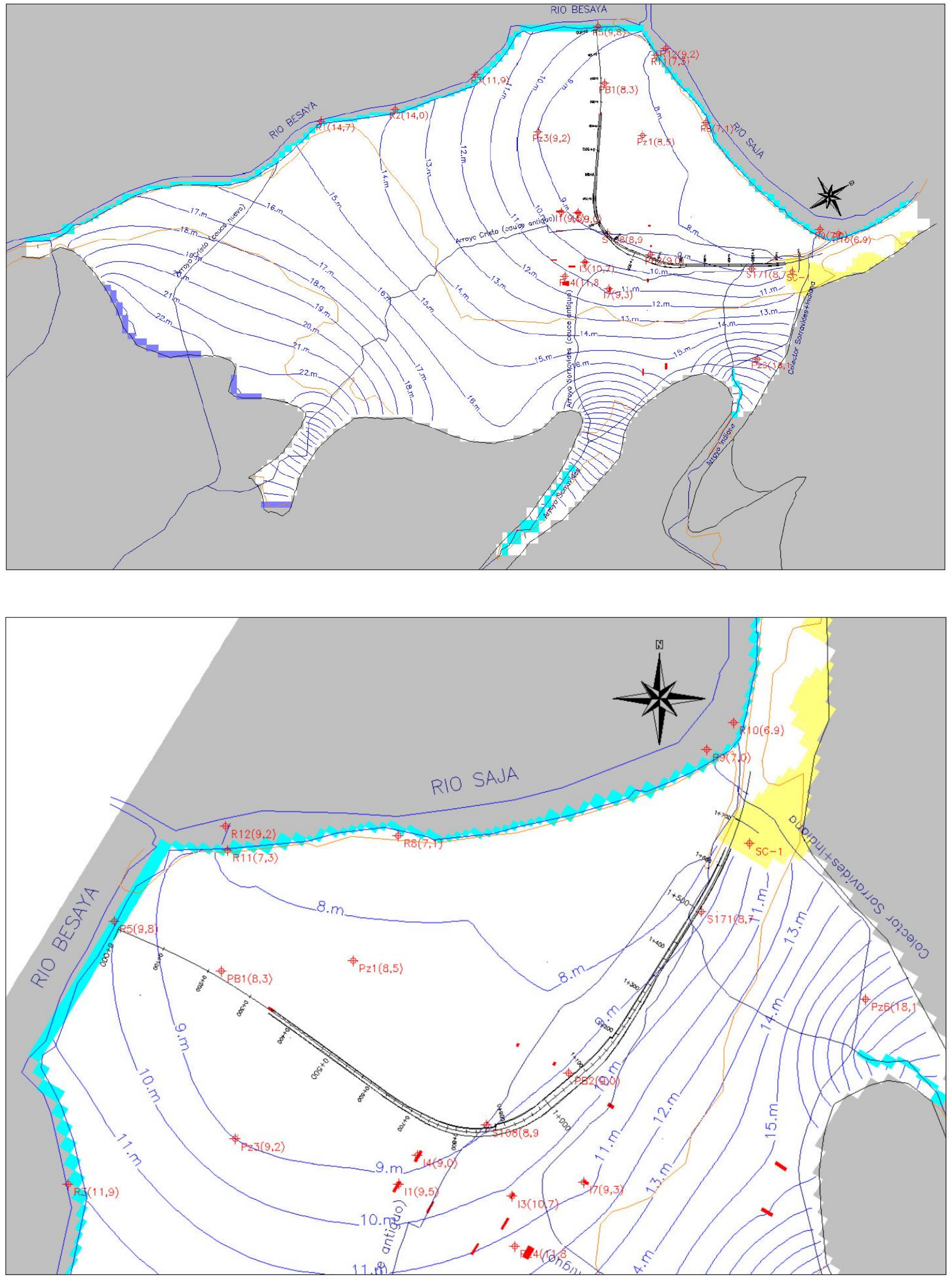


Figura 6. Planos de isopiezas para la "hipótesis de calibración" del modelo. Arriba, plano general. Abajo, detalle de las isopiezas en la zona del soterramiento (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

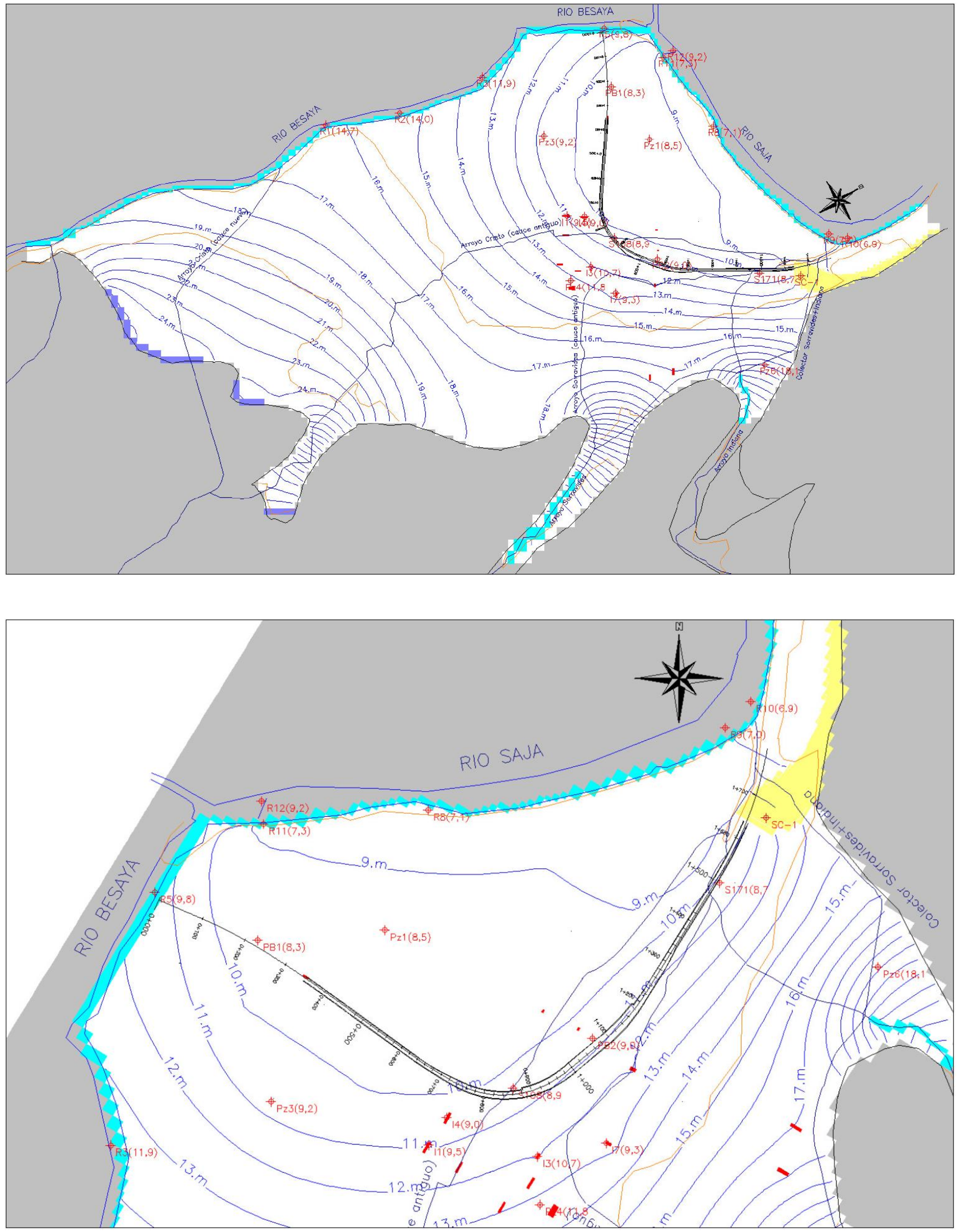


Figura 7. Plano de isopiezas para la "hipótesis húmeda" del modelo. Arriba, plano general. Abajo, detalle de las isopiezas en la zona del soterramiento (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

1.3.1.1. Reconstrucción piezométrica en SURFER 9.0

Como se comentaba, se ha procedido inicialmente a la reconstrucción de dos superficies piezométricas, similares a las del modelo desarrollado en 2018, mediante los programas ArcGIS 10.6.1 y SURFER 9.0, de Golden Software. Para ello, se han utilizado los datos piezométricos de los distintos sondeos y puntos de agua empleados entonces (presentados en la tabla anterior) y se ha procedido a realizar interpolaciones mediante Kriging.

Esto ha dado como resultado un primer mapa piezométrico, equivalente a la "hipótesis de calibración" del modelo de 2018, el cual se muestra en la siguiente figura. En ella se puede observar un flujo general desde el este - sureste hacia el norte, hacia el curso del río Saja, que se constituye como la principal zona de descarga del acuífero. Éste, hasta la desembocadura del río Besaya, presenta una cota piezométrica aproximada de 7 m.s.n.m. De forma específica, se aprecia también que el trazado ferroviario objeto de las actuaciones se encuentra aproximadamente sobre la isopieza de 9 m.s.n.m., de forma similar a como lo hace en el plano piezométrico del modelo de 2018.

Tomando los valores originales asimilados a la "hipótesis húmeda", se ha procedido a realizar una segunda reconstrucción piezométrica, cuyos resultados se muestran en la figura que se muestra a continuación. En ella, la disposición de las isopiezas resulta muy similar a la reconstrucción equivalente a la "hipótesis de calibración" (con un flujo subterráneo general de este - sureste hacia el norte), si bien éstas presentan cotas absolutas ligeramente más elevadas, entre 1 y 1,5 m superiores.

De esta forma, en esta ocasión se observa que el cauce del río Saja se encuentra aproximadamente sobre la isopieza 8 m.s.n.m., y que el trazado lo hace sobre la cota de 10 m.s.n.m. Concretamente, la zona donde se ubica el futuro aparcamiento subterráneo se encuentra a una cota de 11 m.s.n.m.; la más elevada.

En las figuras en cuestión se ha incorporado el trazado del soterramiento ferroviario, únicamente a efectos de referencia.

HIPÓTESIS DE CALIBRACIÓN

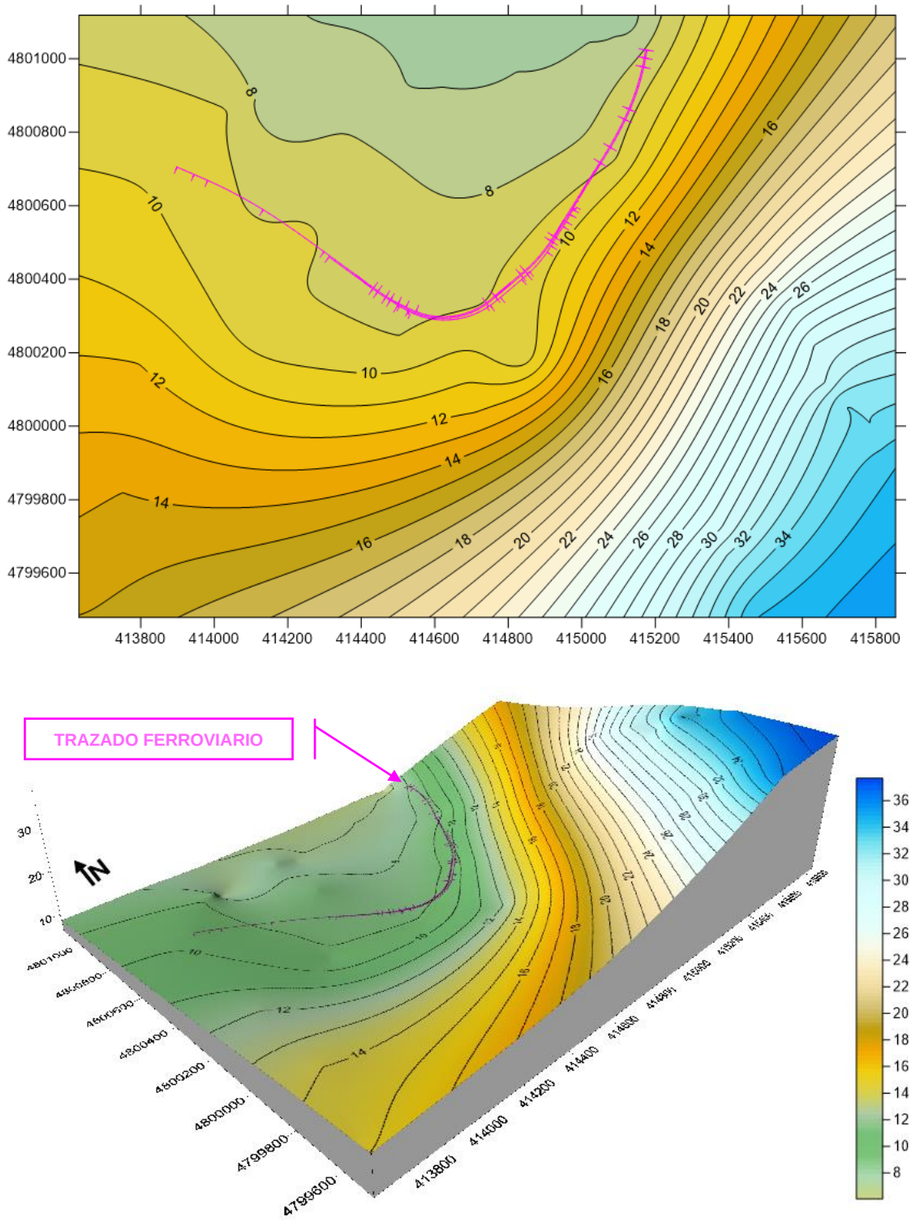


Figura 8. Isopiezas en régimen natural reconstruidas mediante SURFER 9.0 equivalentes a la "hipótesis de calibración" del modelo de 2018. Arriba, plano general en 2D. Abajo, vista tridimensional (elaboración propia).

HIPÓTESIS HÚMEDA

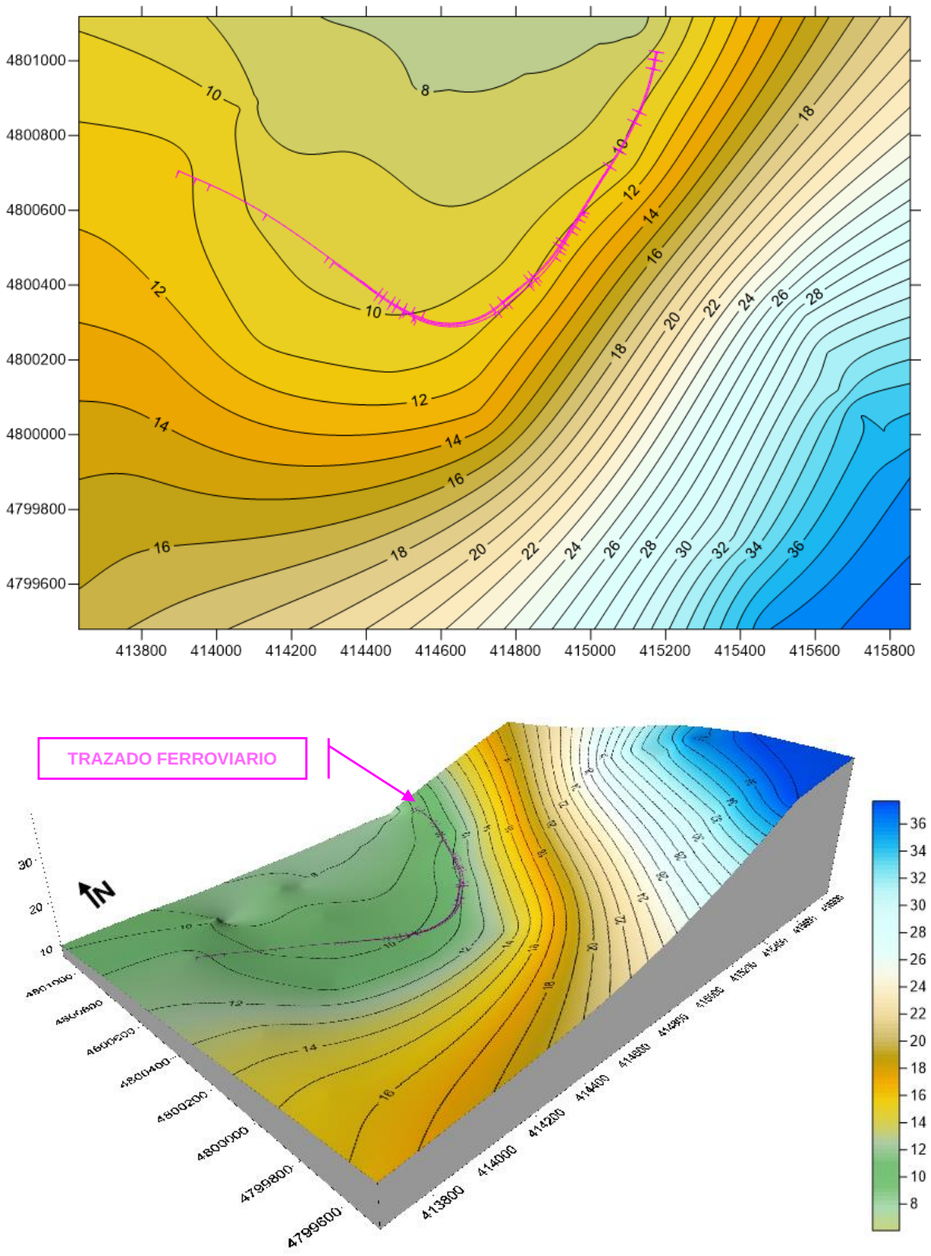


Figura 9. Isopiezas en régimen natural reconstruidas mediante SURFER 9.0 equivalentes a la "hipótesis húmeda" del modelo de 2018. Arriba, plano general en 2D. Abajo, vista tridimensional (elaboración propia).

1.3.1.2. Reconstrucción piezométrica en SEEP/W. Escenario inicial natural

Tomando como referencia las dos reconstrucciones anteriores, el siguiente paso ha sido su implementación en el modelo en 2 dimensiones realizado mediante el módulo SEEP/W del paquete de software geotécnico GEO-SLOPE 2012. Para ello, se han utilizado determinadas isopiezas, fuera del ámbito de descensos y ascensos piezométricos (conocido ya por el modelo realizado en 2018), como condiciones de contorno de potencial piezométrico constante. Dicha condición se ha establecido a través del ***potencial hidráulico constante*** (***Head - H***). En este sentido, se han tomado primeramente como referencia las isopiezas de 7 m.s.n.m. (para fijar la piezometría de la descarga hacia el río Saja) y la 8 m.s.n.m., aguas abajo de la zona de descensos piezométricos. Asimismo, se ha utilizado la isopieza de 16 m.s.n.m., aguas arriba de la zona de ascensos piezométricos. Más allá de ella, para completar el gradiente, se han tomado las isopiezas de 30 m.s.n.m., 36 m.s.n.m. y 38 m.s.n.m. Adicionalmente, en régimen natural, sin las estructuras proyectadas, se ha incluido una condición de potencial constante adicional, mediante la isopieza de 9 m.s.n.m.

El resultado ha sido la reconstrucción de una situación piezométrica entre la correspondiente a la "hipótesis de calibración" y la de la "hipótesis húmeda". Las cotas freáticas en el entorno del río Saja, serían equivalente a las de la primera de estas hipótesis, si bien las cotas en el entorno del soterramiento del trazado ferroviario se situarán entre los 9 m.s.n.m. y los 10 m.s.n.m. La calibración conseguida no permite hacer distinción entre ambas hipótesis, quedando la piezometría en una situación intermedia entre ambas. Esto, no obstante, se considera que está del lado de la seguridad, puesto que la superficie piezométrica resulta más elevada que la revelada por los datos reales recogidos en campo.

Por otro lado, al tratarse de una modelización e 2 dimensiones, en la que se pierde la posibilidad de definir capas y condiciones de contorno en profundidad, no resulta posible contemplar una discriminación entre las dos alternativas estudiadas en el modelo de 2018 (Jet Grouting y bombeos). Aun así, el modelo considera las estructuras totalmente penetrantes al acuífero, por lo que se estaría del lado de la seguridad también en este caso.

Figura 10. Isopiezas en régimen natural reconstruidas mediante SURFER 9.0, equivalentes a la "hipótesis de calibración" del modelo de 2018, sobre ortoimagen en el área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

Figura 11. Isopiezas en régimen natural reconstruidas mediante SURFER 9.0, equivalentes a la "hipótesis húmeda" del modelo de 2018, sobre ortoimagen en el área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

1.4. Resultados de la modelización

1.4.1. Simulación en Régimen Natural.

Como se comentaba en el apartado anterior, el primer paso ha sido la obtención del modelo de flujo en régimen natural, que simula el estado actual de la piezometría del acuífero cuaternario integrado por las gravas con matriz areno-arcillosa. La situación piezométrica en el entorno del futuro soterramiento ferroviario es ligeramente más elevada de la que se deduce de los datos freáticos tomados en los distintos sondeos y puntos de agua (“hipótesis de calibración” en el modelo de 2018), lo cual supone estar del lado de la seguridad. No obstante, esta elevación no resulta tan alta como la ilustrada en la “hipótesis húmeda” contemplada en el modelo de 2018.

En las siguientes figuras se muestra el resultado de este primer escenario de flujo subterráneo, en régimen natural.

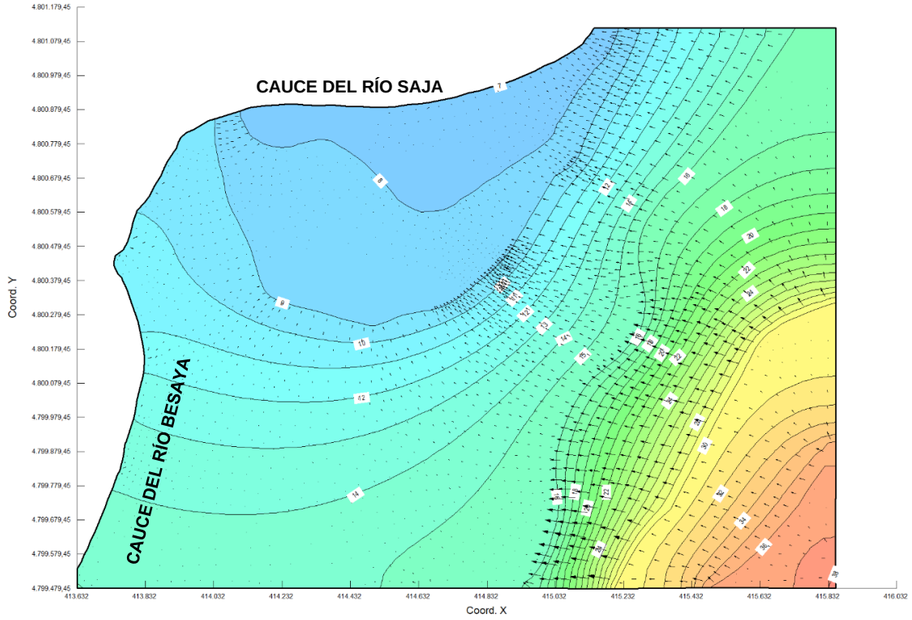


Figura 12. Isopiezas en régimen natural obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 (elaboración propia).

La simulación de flujo mediante el módulo SEEP/W, tal y como se indicaba anteriormente, se realiza en 2 dimensiones (en este caso, las coordenadas X e Y) si bien los cálculos arrojan los resultados de la tercera coordenada: la elevación en cota absoluta de la superficie piezométrica.

Exportando los resultados de cada nodo de la malla del modelo, es posible realizar una construcción tridimensional de la misma. Para ello se ha empleado de nuevo el programa SURFER 9.0, en el que se ha procedido a realizar otra vez una interpolación mediante Kriging. El resultado se muestra en la siguiente figura.

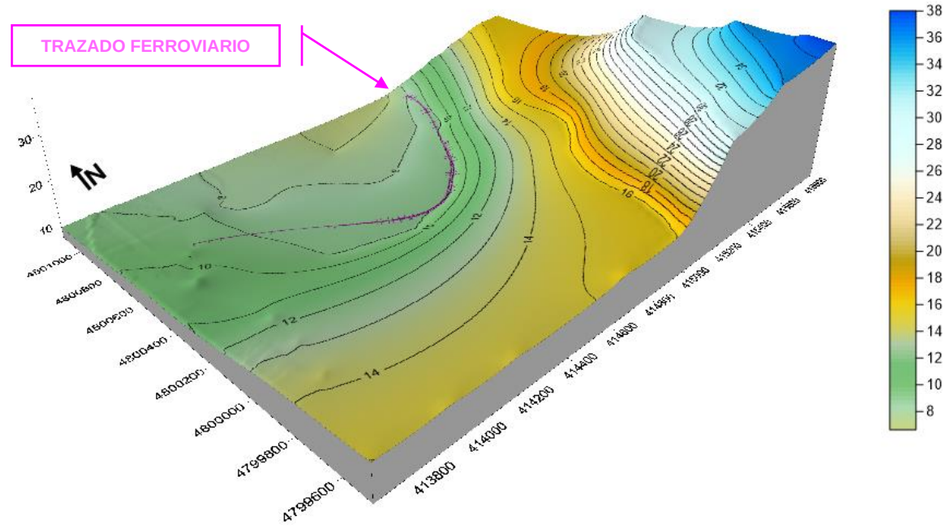


Figura 13. Superficie piezométrica tridimensional en régimen natural obtenida en la modelización de flujo realizada mediante SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario, a efectos de referencia (elaboración propia).

Comparándolos con las reconstrucciones realizadas en el apdo. 1.3.1.1., se observa cierto “graderío” o “aterrazamiento” en las isopiezas del extremo sureste, si bien las magnitudes se conservan. Esto se debe a la interpolación que realiza el programa a partir de las condiciones de contorno de potencial hidráulico constante impuestas (apdo. 1.3.1.2.).

En cualquier caso, esto no es algo que invalide el modelo ya que se restringe a un área fuera del ámbito de los isoascensos e isodescensos (según el modelo de 2018).

1.4.2. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal sin medidas de restitución de flujo

Una vez introducida la estructura del soterramiento ferroviario sobre la situación en régimen natural, el resultado de la simulación revela una alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (coincidente con la futura ubicación del aparcamiento), con respecto al régimen natural. En la siguiente figura, se muestra la salida gráfica en 2 dimensiones directamente obtenida en SEEP/W.

Por su parte, en la figura que se muestra a continuación se presenta la reconstrucción tridimensional llevada a cabo con SURFER 9.0, mediante una interpolación por Kriging de los resultados del modelo.

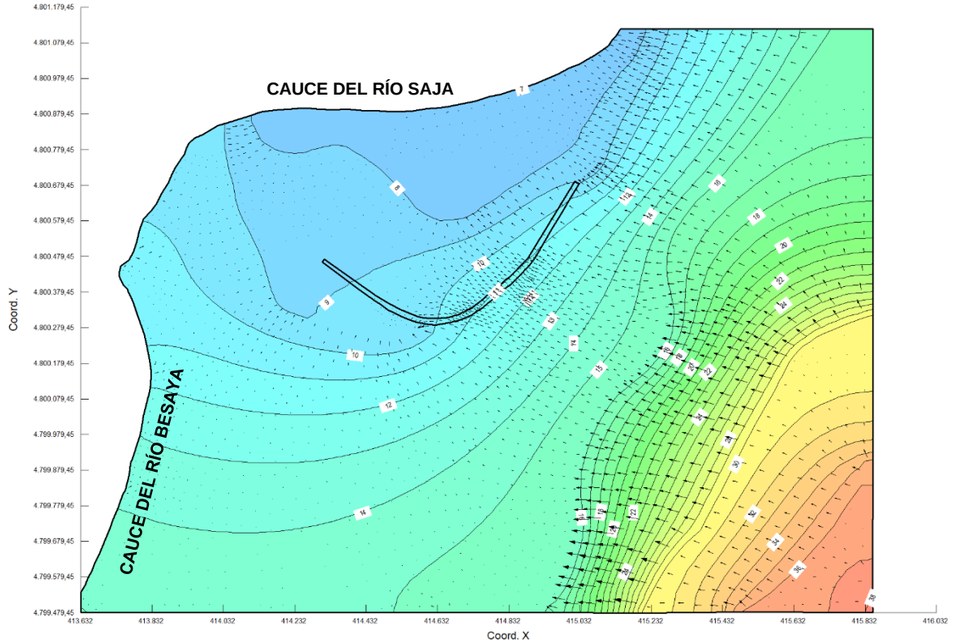


Figura 14. Isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 introduciendo exclusivamente la estructura soterrada del viario (elaboración propia).

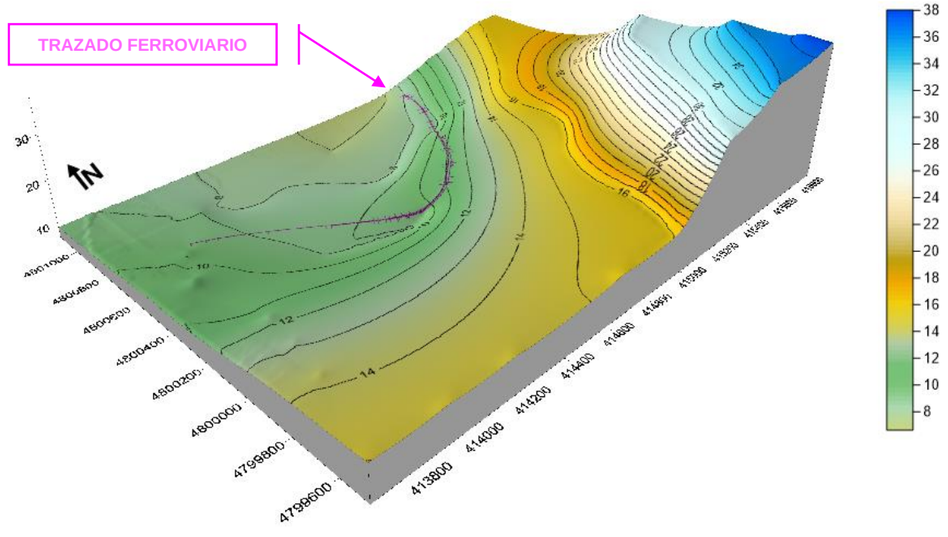


Figura 15. Superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

Por último, también mediante SURFER 9.0 ha sido posible restar, a la superficie piezométrica alterada por el “efecto barrera” de dicha estructura, la piezometría en régimen natural. La diferencia entre ambas permite calcular los isoascensos e isodescensos ocasionados por la afección. Estos resultados son comparables a los obtenidos en el modelo de 2018, si bien, en la modelización actual con SEEP/W no ha sido posible discriminar entre una alternativa y otra (Alternativa Jet Grouting y Alternativa Bombeos), al ir implementado en 2 dimensiones. El resultado se ilustra en las siguientes figuras, tanto en planta sobre la ortoimagen de la ciudad, como en reconstrucciones tridimensionales.

En cualquier caso, comparando dichos resultados con los del modelo de 2018, se observa que la posición y dimensiones de las zonas de isoascensos e isodescensos son coincidentes con las obtenidas en él, especialmente con las correspondientes a la Alternativa Jet Grouting.

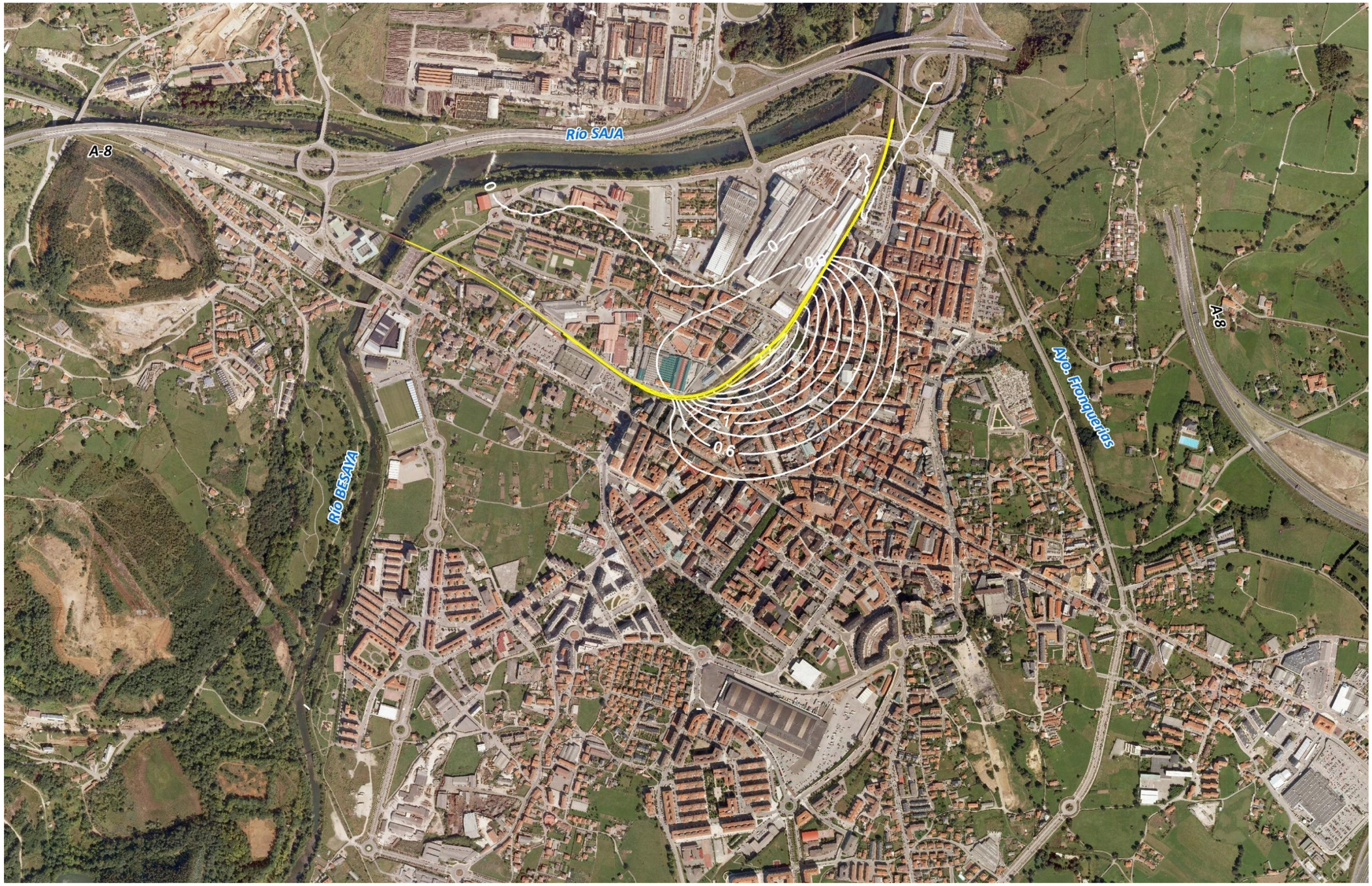


Figura 16. Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de "efecto barrera" de la estructura ferroviaria soterrada, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

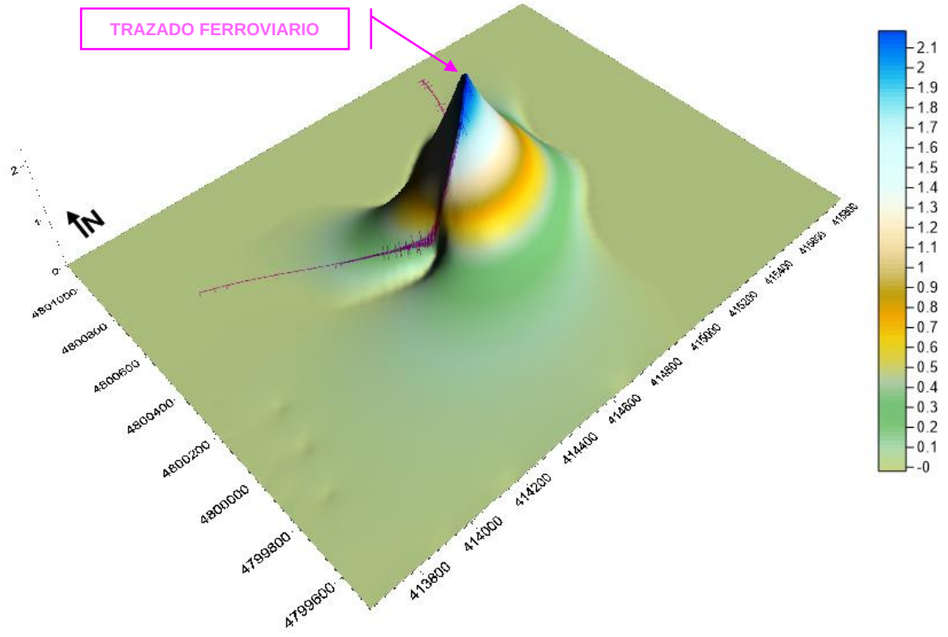


Figura 17. Superficie tridimensional de isoascensos e isodescensos calculada mediante SURFER 9.0, a partir de los resultados del modelo actual (elaboración propia). En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario y el aparcamiento subterráneo.

En ambos modelos se observa un desarrollo más importante en el lado de isoascensos, aguas arriba de las pantallas según el flujo subterráneo, que en la zona de isodescensos (aguas debajo de la estructura). En el modelo de 2018, tanto en la Alternativa Jet Grouting como en la de Bombeos, se obtenía un ascenso máximo en torno a 2 m. Por la otra parte, el descenso mínimo se cifrada en torno a 1 m, si bien éste se localizaba en el entorno inmediato de la pantalla; considerando una zona algo más amplia, éste se calculaba en -0,5 m.

En la simulación del modelo actual, el ascenso máximo se calcula en 2,2 m, muy similar al obtenido en 2018. En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,6 m; magnitud algo inferior al del modelo de 2018, aunque la ubicación y geometría de la isolínea se aproxima más a la de -0,5 m de dicho modelo. Según estos datos, la simulación del "efecto barrera" de la estructura ferroviaria obtenida en el modelo actual puede considerarse equivalente a la obtenida en 2018.

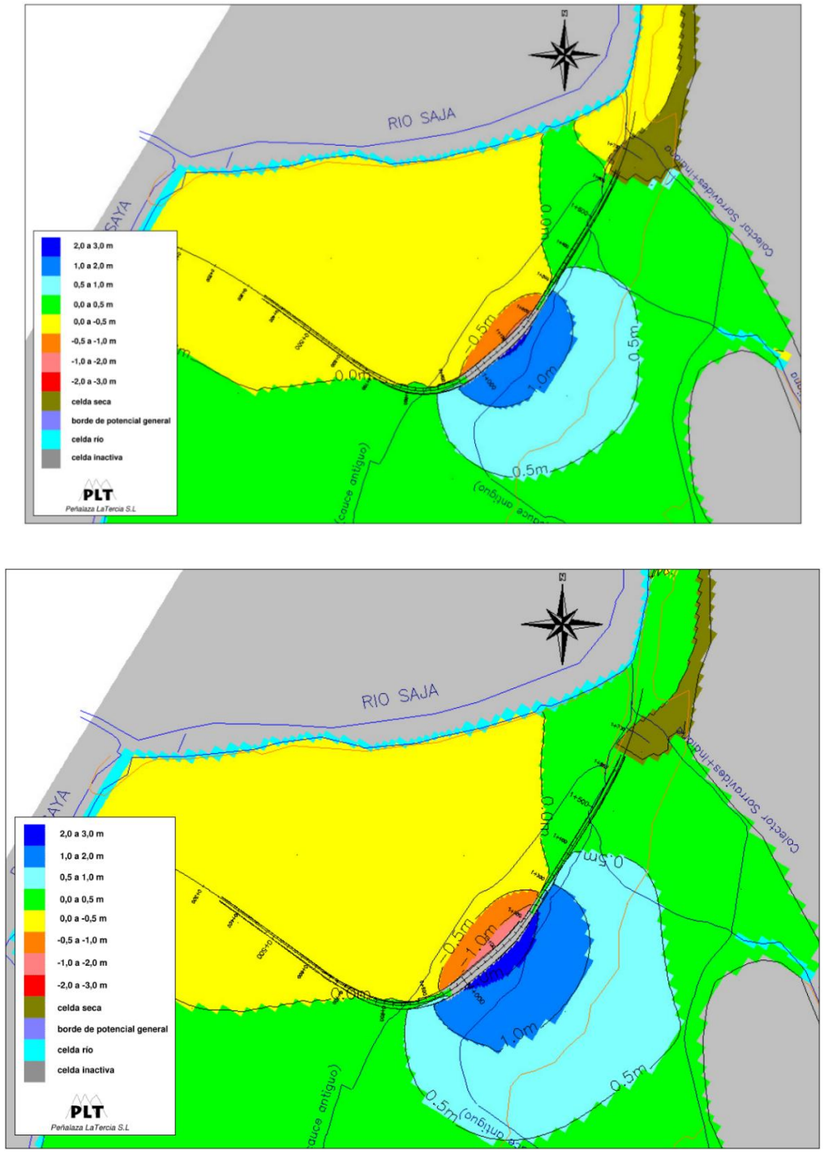
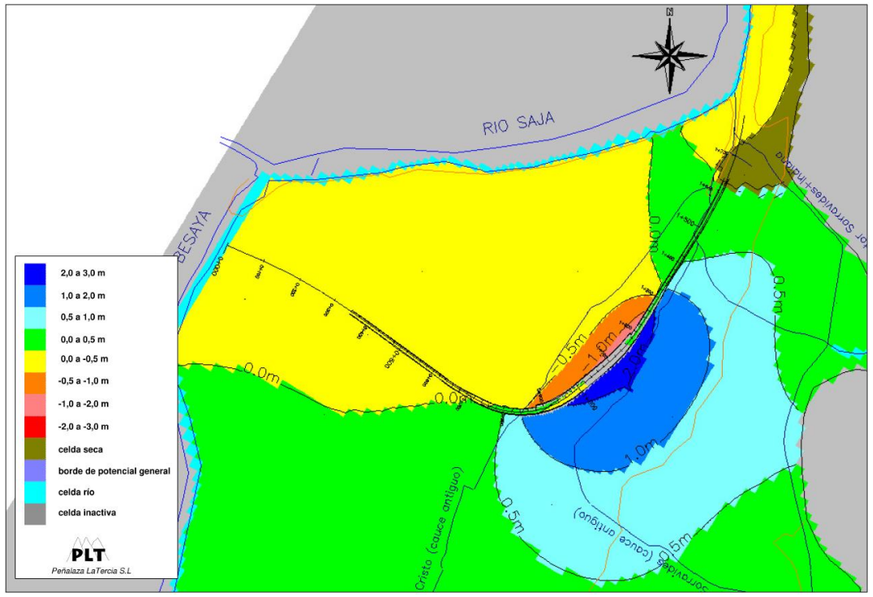


Figura 18. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Jet Grouting. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).



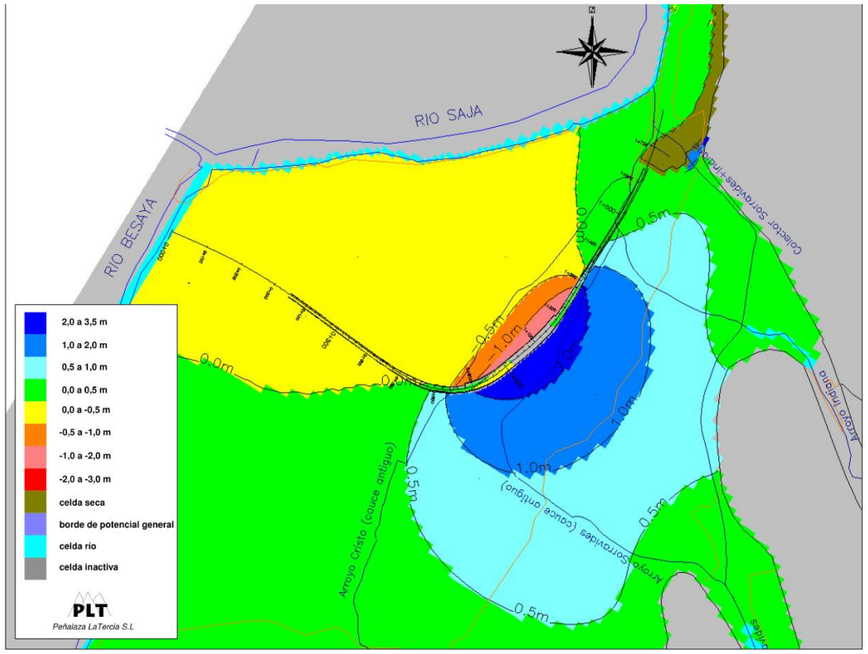


Figura 19. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Bombeos. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

1.4.3. Simulación del Efecto Barrera de las Pantallas de la estructura principal y del Aparcamiento proyectado sin medidas de restitución de flujo.

Tras haber comprobado la similitud entre los resultados del modelo actual y los del modelo de 2018, para el "efecto barrera" simulado en el caso de la estructura ferroviaria soterrada, se ha procedido a introducir el aparcamiento subterráneo como un elemento adicional en la simulación. El resultado, directamente obtenido en SEEP/W se muestra en la siguiente figura.

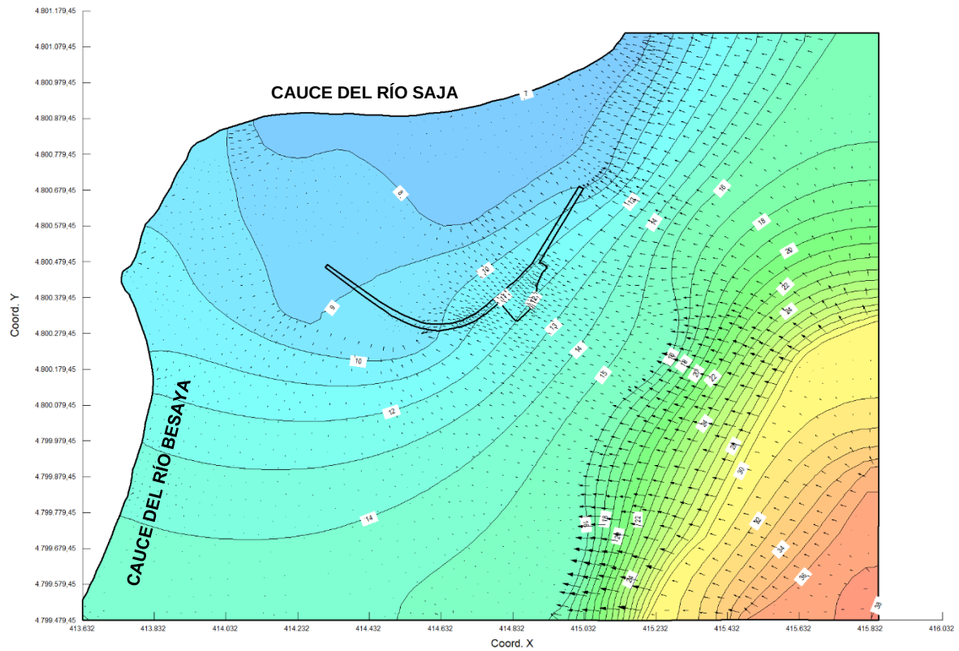


Figura 20. Isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo realizada en SEEP/W 2012 introduciendo la estructura soterrada del viario y el aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

En ella se puede apreciar que apenas existe diferencia entre la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento), derivada únicamente de la estructura ferroviaria soterrada y la alteración ocasionada por conjunto de ésta más el aparcamiento subterráneo.

Por su parte, en la figura que se muestra a continuación se presenta la reconstrucción tridimensional llevada a cabo con SURFER 9.0, mediante una interpolación por Kriging de los resultados del modelo.

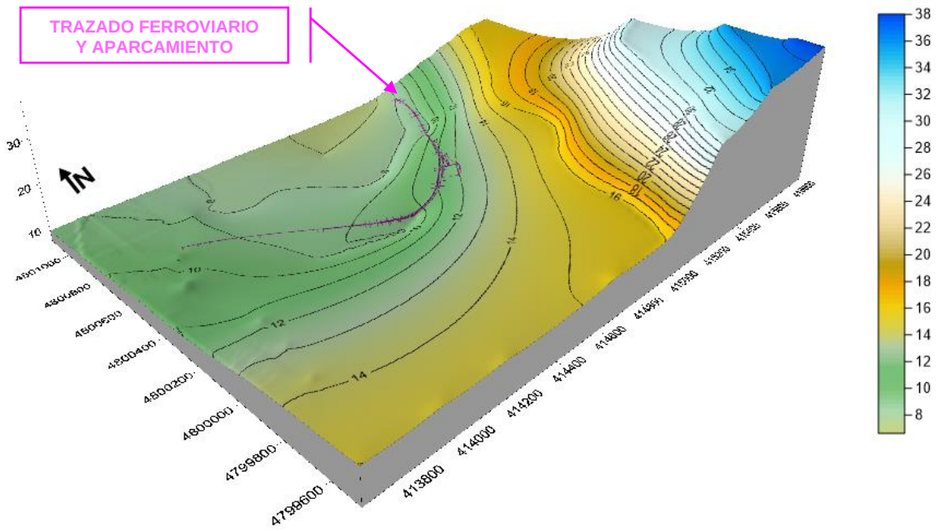


Figura 21. Superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

También en este caso, se ha procedido a la resta de la piezometría en régimen natural con respecto a la superficie piezométrica alterada por el "efecto barrera" de ambas estructuras, mediante SURFER 9.0. El resultado se ilustra en las siguientes figuras, tanto en planta sobre la ortoimagen de la ciudad, como en reconstrucciones tridimensionales.

Los ascensos y descensos calculados para este último escenario son muy similares a los obtenidos en el escenario anterior, que incluía sólo la estructura soterrada ferroviaria, tanto en magnitudes como en distribución espacial y geometría.

Así pues, el ascenso máximo se calcula igualmente en 2,2 m, coincidente con el obtenido para el "efecto barrera" del trazado soterrado. Por su parte, el descenso máximo se calcula en -0,6 m, con una isolínea cuya geometría y localización resulta prácticamente igual a la del segundo escenario.

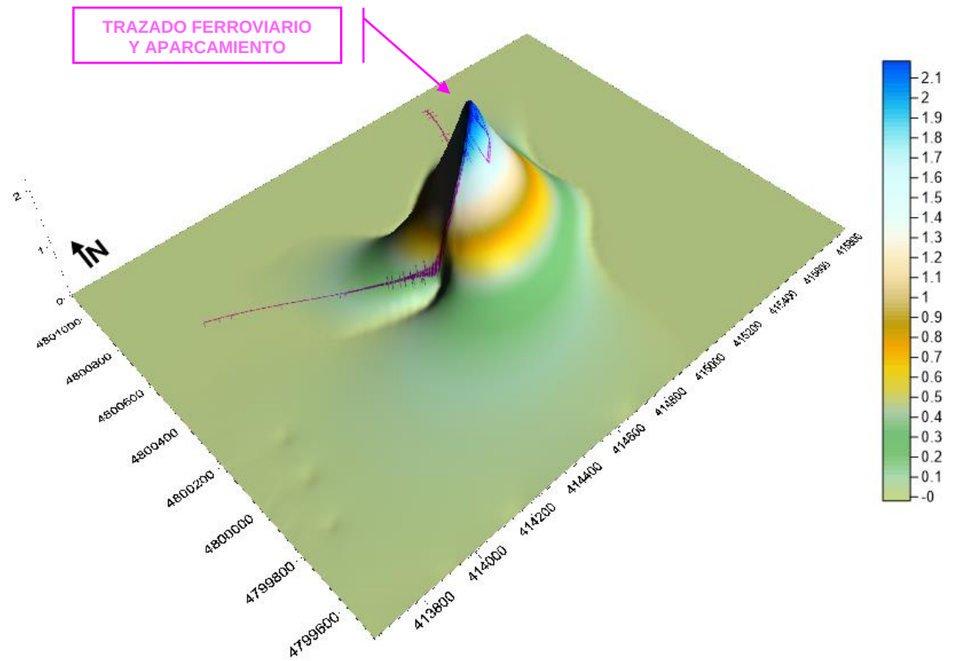


Figura 22. Superficie tridimensional de isoascensos e isodescensos calculada mediante SURFER 9.0, a partir de los resultados del modelo actual (elaboración propia). En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario.

Como se ha visto en el apdo. anterior, los resultados de este tercer escenario siguen siendo aproximadamente equivalentes al modelos de 2018; por tanto, puede afirmarse que el posible "efecto barrera" adicional ocasionado exclusivamente por el aparcamiento subterráneo no resulta apreciable con respecto al producido por la estructura ferroviaria soterrada.

Figura 23. Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de "efecto barrera" del conjunto de estructura ferroviaria soterrada y el aparcamiento subterráneo, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

1.5. Simulación de medidas de restitución de flujo subterráneo. Mitigación del "efecto barrera"

Una vez obtenido el "efecto barrera" por el conjunto de la estructura ferroviaria y el aparcamiento subterráneo, y coherentemente con la modelización realizada en 2018, el siguiente paso es la simulación de la mitigación de dicho efecto a través de estructuras de restitución de flujo que permitan el paso del agua subterránea de un lado al otro de las citadas estructuras.

En el modelo de 2018, esta restitución se simuló a través de una permeabilización de la barrera que supone el soterramiento. Para ello se siguió un proceso iterativo en el que se aumentaba progresivamente la liberación de un determinado porcentaje de sección libre (10%, 20% y 30%) para el flujo subterráneo a través del soterramiento. Las distintas simulaciones no correspondían a una distribución determinada de medidas de drenaje, de modo que, a priori, se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando una solución u otra (sifones o portillos), siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente.

Dada la diferencia de funcionamiento entre el MODFLOW y el SEEP/W, en este último la permeabilización genérica de la barrera se ha simulado aumentando progresivamente la permeabilidad del hormigón de las pantallas (CAPA 2). En este sentido, se han contemplado 3 subescenarios de restitución:

- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud.
- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud.
- Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud.

Los resultados se presentan y analizan en los siguientes subapartados. A la vista de la similitud encontrada entre el "efecto barrera" deducido en el modelo actual para la estructura del soterramiento ferroviario por sí sola y el correspondiente a dicha estructura más el aparcamiento subterráneo, estos resultados se han comparado con los obtenidos en el modelo de 2018, si bien, es preciso hacer hincapié en que las asunciones en uno y otro caso no son del todo equivalentes.

1.5.1. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud (1E-10 m/s)

En este primer subescenario, se ha contemplado un aumento de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) del hormigón en 1 orden de magnitud: de los 1E-11 m/s originales, se ha aumentado el valor de este parámetro a 1E-10 m/s. La permeabilidad del aluvial no se ha variado.

En el modelo, el comportamiento de la permeabilidad en saturación, en función de la presión de poros, se ha estimado a partir del contenido volumétrico de agua y del valor de referencia de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) en saturación (*Pression = 0*). En la figura que se muestra a continuación se presentan las curvas de ajuste para cada material.

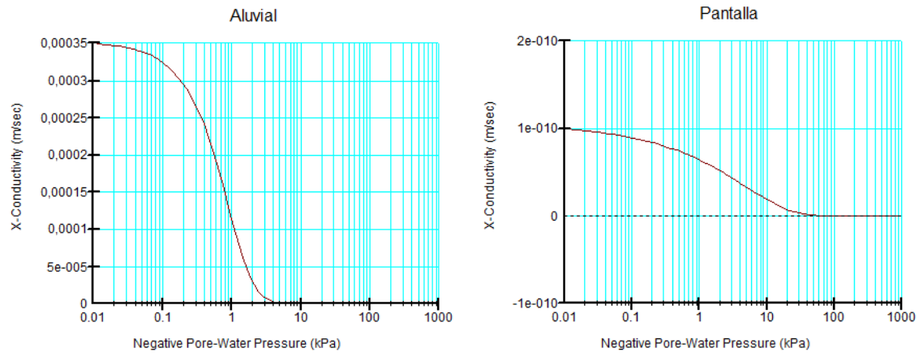


Figura 24. Curvas de variación de la permeabilidad saturada en función de la succión (presión de poro negativa en kPa) para los pilotes no secantes del modelo

Se ha mantenido la relación de ***permeabilidad vertical*** (***K_V***) / ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) invariante tanto para el hormigón como para el aluvial. Se recuerda que el valor de este cociente se establece en medio orden de magnitud (***K_V / K_H = 0,5***) para el aluvial y en un orden de magnitud en el caso del hormigón (***K_V / K_H = 0,1***).

El flujo resultante de este subescenario, directamente obtenido en SEEP/W, se muestra en la siguiente figura.

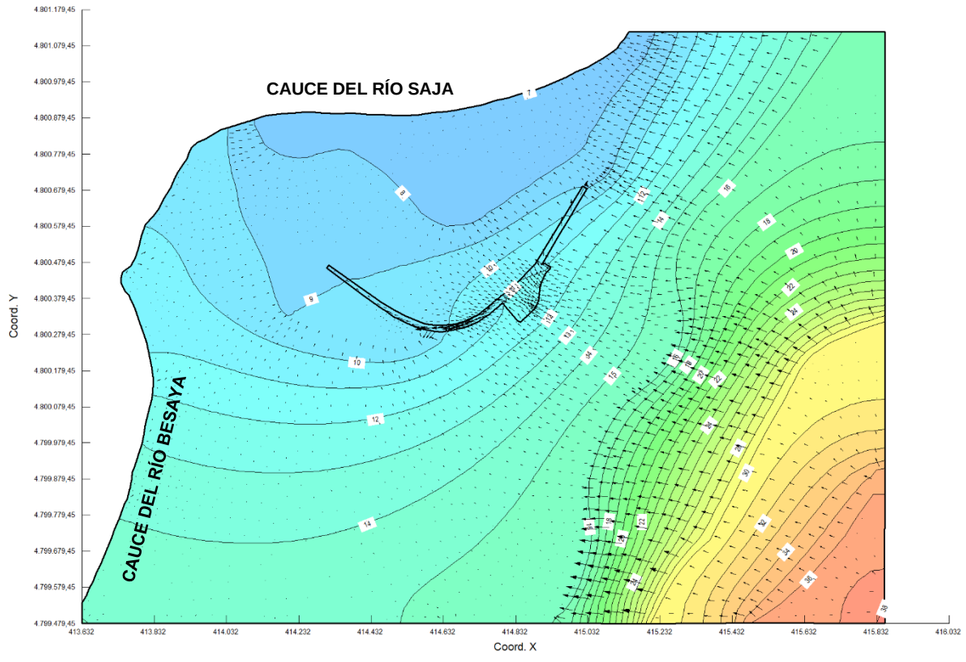


Figura 25. Isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 1 orden de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

En ella se aprecia que la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) es cualitativamente muy similar a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de restitución de flujo (apdo. 1.4.3.).

Por su parte, en la figura que se muestra a continuación se presenta la reconstrucción tridimensional llevada a cabo con SURFER 9.0, mediante una interpolación por Kriging de los resultados del modelo para este subescenario.

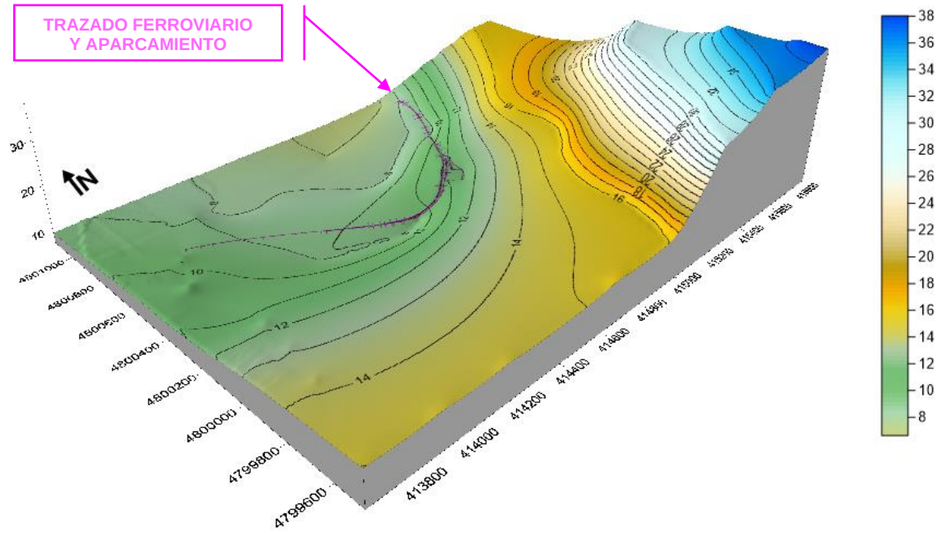


Figura 26. Superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 1 orden de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

La resta de la piezometría en régimen natural con respecto a la superficie piezométrica alterada por el "efecto barrera" de ambas estructuras (mediante SURFER 9.0) permite obtener los ascensos y descensos piezométricos a un lado y otro de ellas, para este subescenario de restitución de flujo. El resultado se ilustra en las siguientes figuras, tanto en planta sobre la ortoimagen de la ciudad, como en reconstrucciones tridimensionales.

Los ascensos y descensos calculados para este último subescenario son muy similares a los obtenidos en el subescenario anterior, que incluía sólo la estructura soterrada ferroviaria, tanto en magnitudes como en distribución espacial y geometría.

Figura 27. Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 1 orden de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

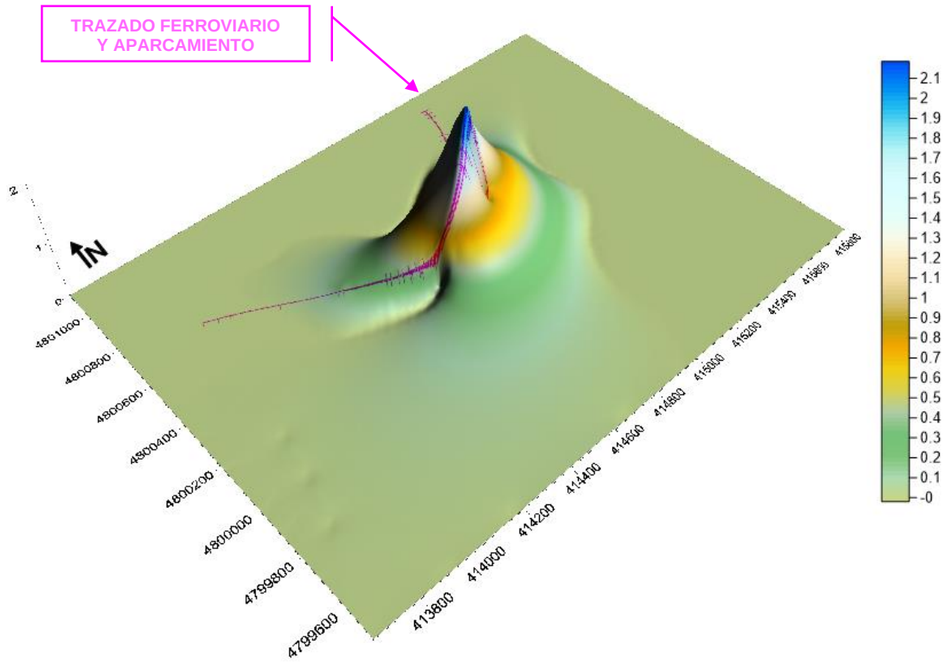


Figura 28. Superficie tridimensional de isoascensos e isodescensos calculada mediante SURFER 9.0, a partir de los resultados del modelo actual, disminuyendo la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud (elaboración propia). En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario.

En la simulación del modelo actual, con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 1 orden de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 2,1 m, muy similar al obtenido en el escenario sin medidas de restitución de flujo (apdo. 1.4.3.). En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,1 m; magnitud inferior al de dicho escenario.

En el modelo de 2018 para una permeabilización del 10% de la barrera, tanto en la Alternativa Jet Grouting como en la de Bombeos, los isoascensos se reducían a poco más de 1 m. Los isodescensos por su parte, se reducían por debajo de los -0,5 m, siendo casi equivalentes al flujo natural.

Así pues, en esta primera simulación actual que nos ocupa, no se conseguirían reducciones del "efecto barrera" tan efectivas como las del modelo de 2018 para la primera de las permeabilizaciones (10%).

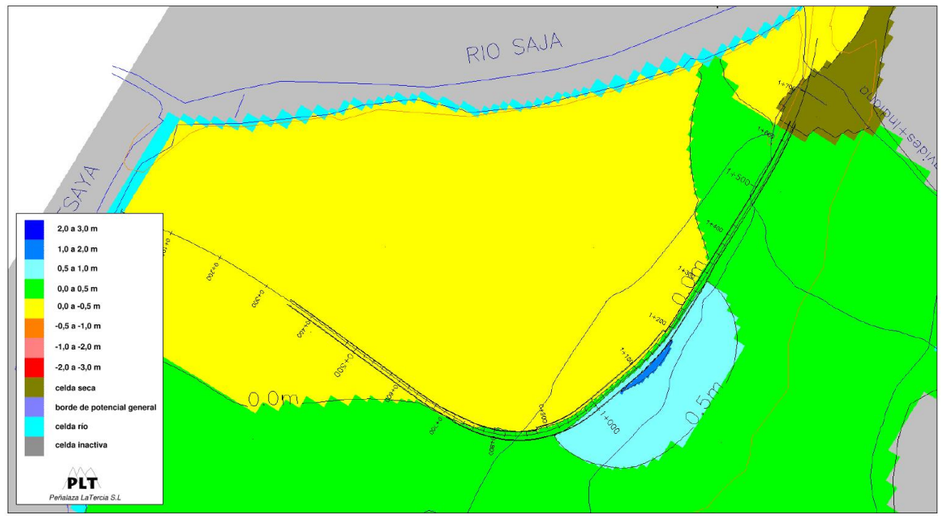


Figura 19. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Jet Grouting. Simulación de una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

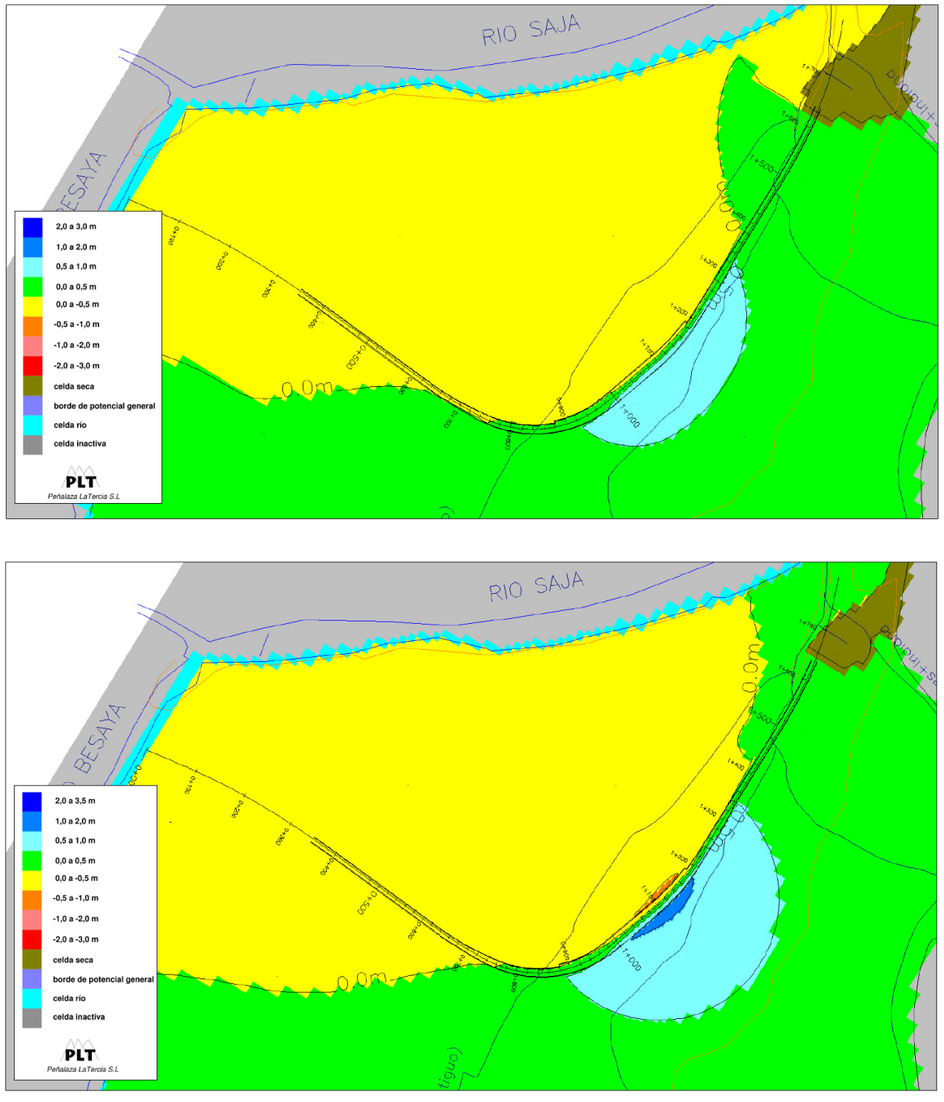


Figura 30. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Bombeos. Simulación de una restitución del 10 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

1.5.2. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud (1E-09 m/s)

En este segundo subescenario se ha contemplado un aumento de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) del hormigón en 2 órdenes de magnitud: de los 1E-11 m/s originales, se ha subido el valor de este parámetro a 1E-09 m/s. La permeabilidad del aluvial no se ha variado.

En el modelo, el comportamiento de la permeabilidad en saturación, en función de la presión de poros, se ha estimado a partir del contenido volumétrico de agua y del valor de referencia de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) en saturación (*Pression = 0*). En la figura que se muestra a continuación se presentan las curvas de ajuste para cada material.

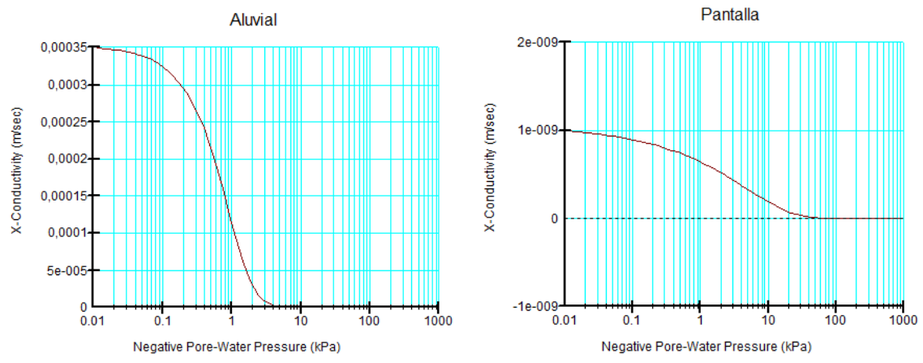


Figura 31. Curvas de variación de la permeabilidad saturada en función de la succión (presión de poro negativa en kPa) para los pilotes no secantes del modelo

Se ha mantenido la relación de ***permeabilidad vertical*** (***K_V***) / ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) invariante tanto para el hormigón como para el aluvial. Se recuerda que el valor de este cociente se establece en medio orden de magnitud (***K_V / K_H = 0,5***) para el aluvial y en un orden de magnitud en el caso del hormigón (***K_V / K_H = 0,1***).

El flujo resultante de este subescenario, directamente obtenido en SEEP/W, se muestra en la siguiente figura.

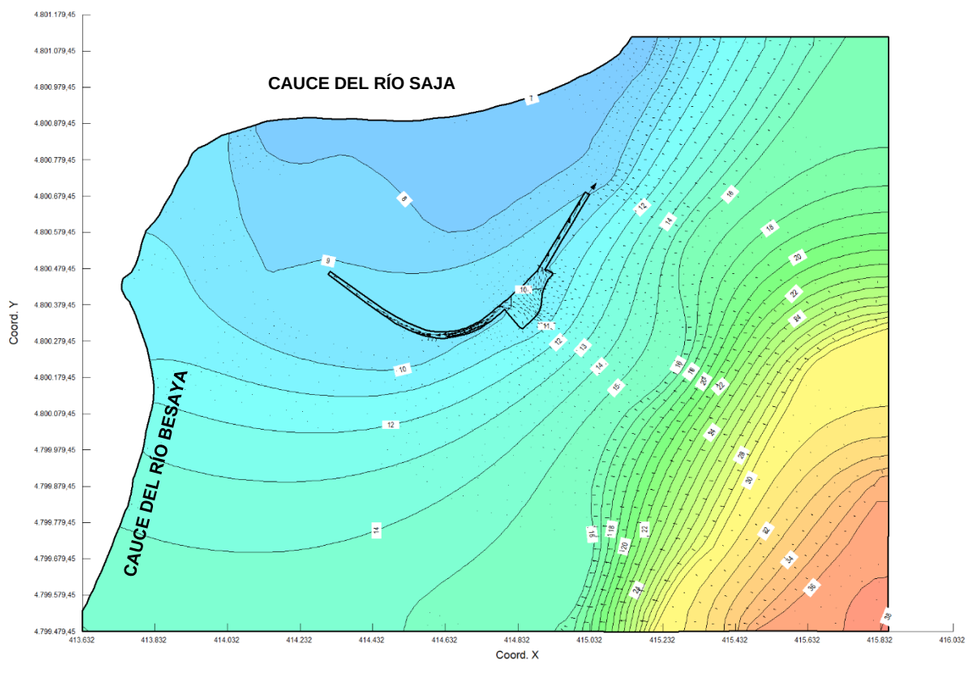


Figura 32. Isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 2 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

En ella es apreciable ya cierta modificación cualitativa de la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) con respecto a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de restitución de flujo (apdo. 1.4.3.), así como respecto al subescenario de restitución de flujo anterior (apdo. 1.5.1.).

Por su parte, en la figura que se muestra a continuación se presenta la reconstrucción tridimensional llevada a cabo con SURFER 9.0, mediante una interpolación por Kriging de los resultados del modelo para este subescenario.

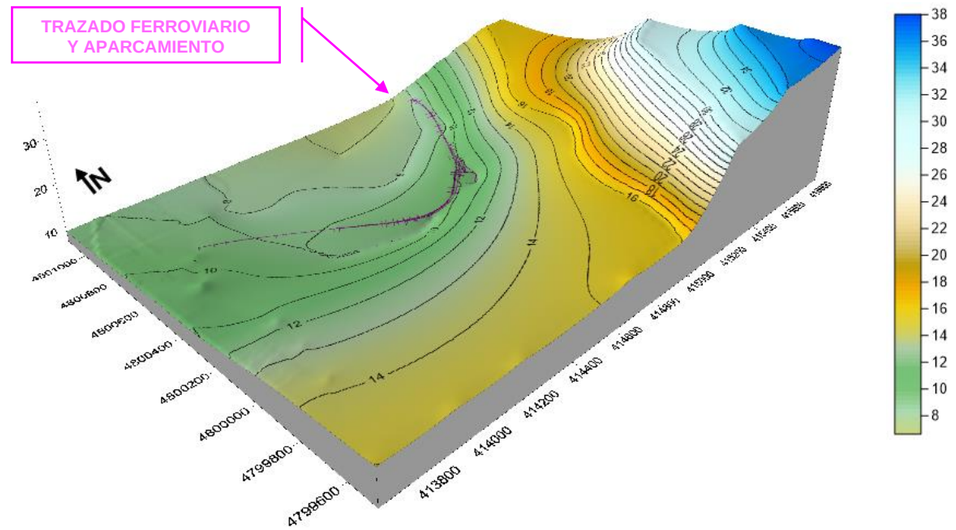


Figura 33. Superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 2 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

Nuevamente, la resta de la piezometría en régimen natural con respecto a la superficie piezométrica alterada por el "efecto barrera" de ambas estructuras (mediante SURFER 9.0) permite obtener los ascensos y descensos piezométricos a un lado y otro de ellas, para este subescenario de restitución de flujo. El resultado se ilustra en las siguientes figuras, tanto en planta sobre la ortoimagen de la ciudad, como en reconstrucciones tridimensionales.

En esta ocasión, sí resulta más apreciable una diferencia entre los ascensos y descensos calculados para el subescenario anterior.

Figura 34. Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 2 órdenes de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

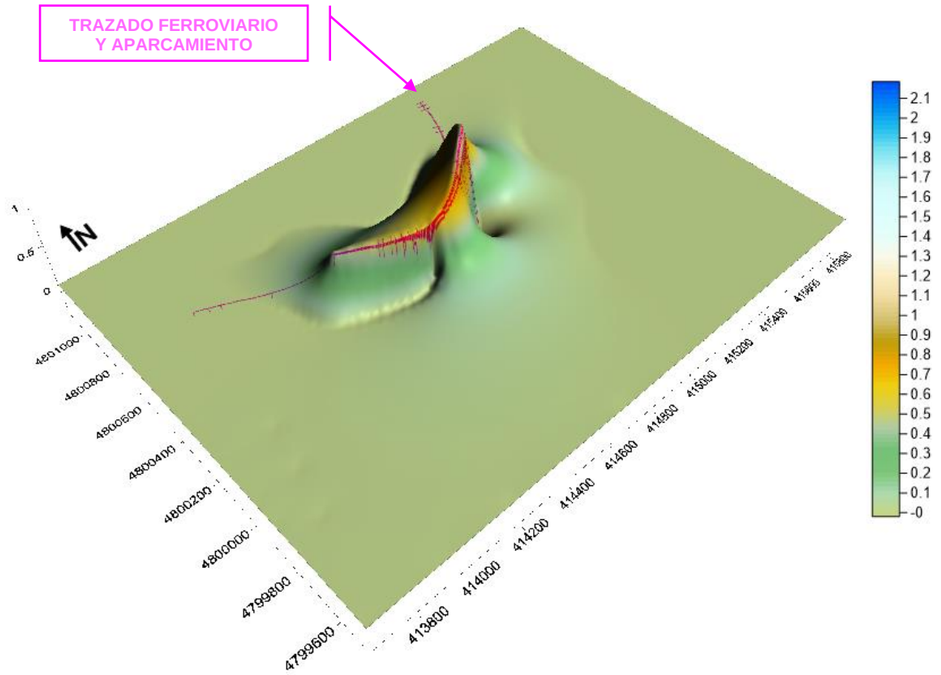
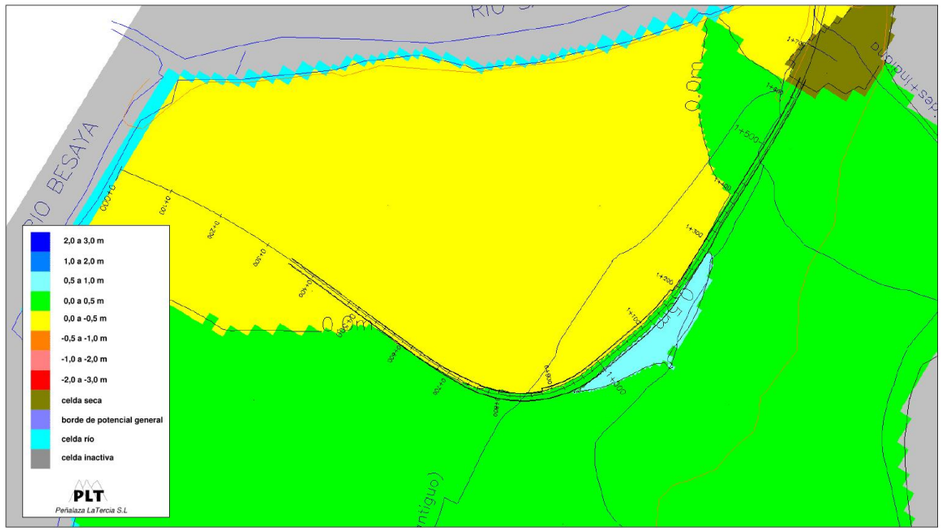


Figura 35. Superficie tridimensional de isoascensos e isodescensos calculada mediante SURFER 9.0, a partir de los resultados del modelo actual, disminuyendo la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud (elaboración propia). En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario.

En este subescenario de simulación en el modelo actual, con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 2 órdenes de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 1,1 m, sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del “efeto barrera” de 1 m. En cuanto a los descensos, el modelo presenta una anomalía local al sureste del aparcamiento, con un ligero aumento de dichos descensos, en torno a -0,4 m. Cabe explicarlo como un posible fenómeno local asociado a esta estructura concreta que, hasta ahora, se enmascaraba con el “efecto barrera” general del soterramiento ferroviario, quizá sin presencia real.

En el modelo de 2018 para una permeabilización del 20% de la barrera, tanto en la Alternativa Jet Grouting como en la de Bombeos, los isoascensos se reducían a valores entre 0,5 m y 1 m. Los isodescensos por su parte, se reducían por debajo de los -0,5 m, siendo casi equivalentes al flujo natural.

Por lo general, en esta segunda simulación, las reducciones del “efecto barrera” conseguidas se aproximan más a las determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 20%, especialmente en el caso de los isoascensos, si bien aún existiría una diferencia de 0,5 m.



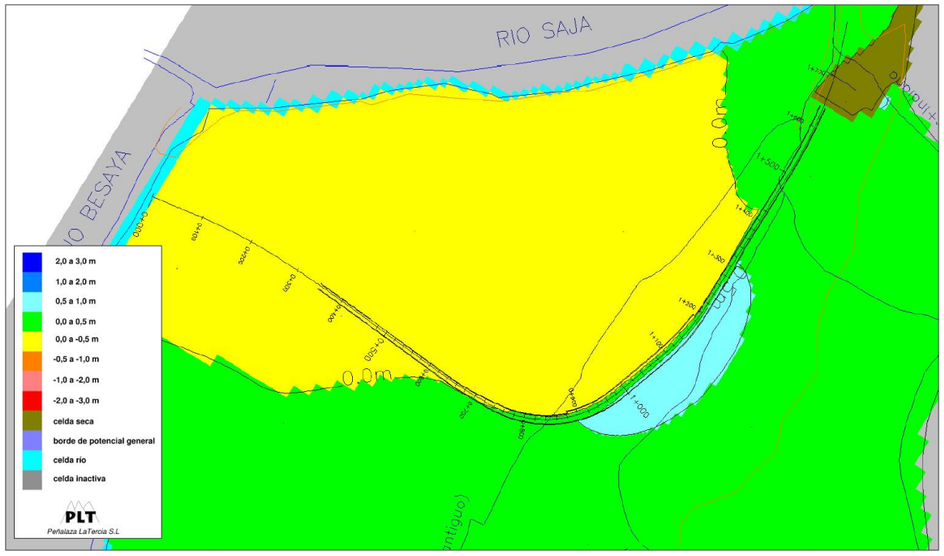
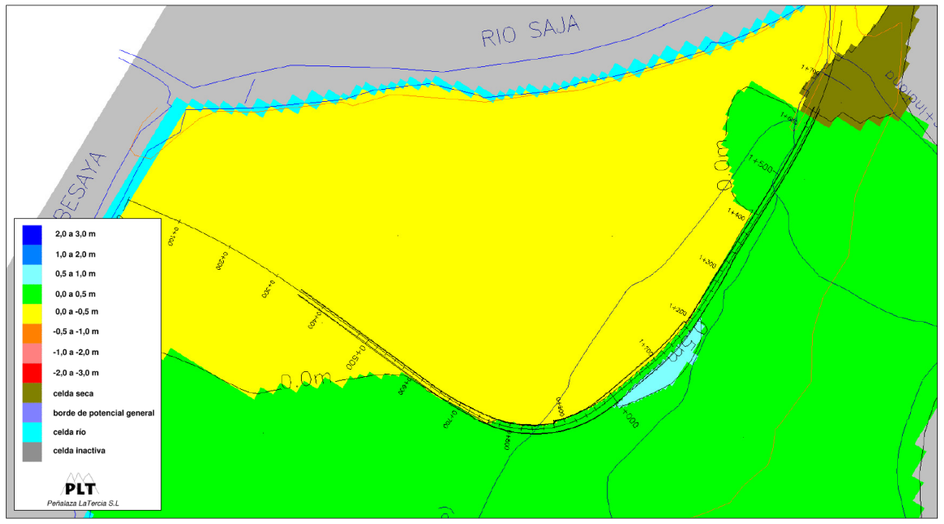


Figura 36. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Jet Grouting. Simulación de una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).



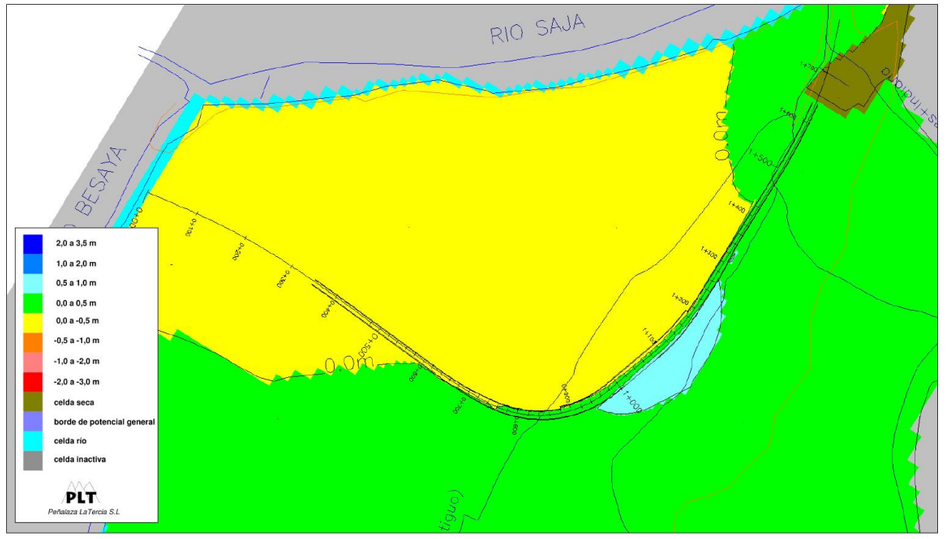


Figura 37. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Bombeos. Simulación de una restitución del 20 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) resultan inapreciables, igual que en el modelo de 2018).

1.5.3. Disminución de la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s)

En este último subescenario se ha contemplado un aumento de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) del hormigón en 3 órdenes de magnitud: de los 1E-11 m/s originales, se ha subido el valor de este parámetro a 1E-08 m/s. La permeabilidad del aluvial no se ha variado.

En el modelo, el comportamiento de la permeabilidad en saturación, en función de la presión de poros, se ha estimado a partir del contenido volumétrico de agua y del valor de referencia de la ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) en saturación (*Pression = 0*). En la figura que se muestra a continuación se presentan las curvas de ajuste para cada material.

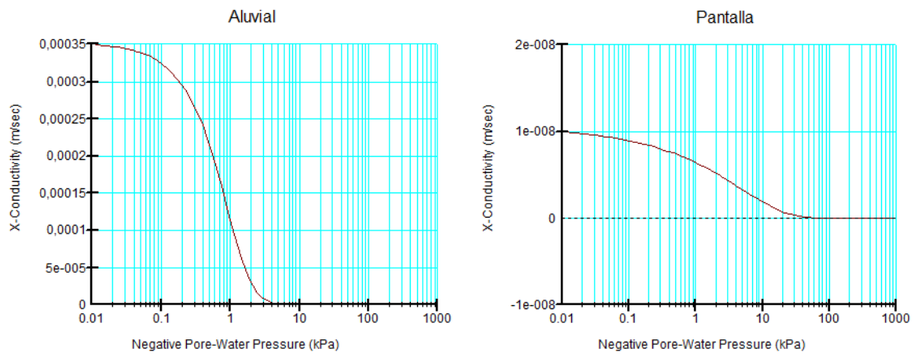


Figura 38. Curvas de variación de la permeabilidad saturada en función de la succión (presión de poro negativa en kPa) para los pilotes no secantes del modelo

Se ha mantenido la relación de ***permeabilidad vertical*** (***K_V***) / ***permeabilidad horizontal*** (***K_H***) invariante tanto para el hormigón como para el aluvial. Se recuerda que el valor de este cociente se establece en medio orden de magnitud (***$K_V / K_H = 0,5$***) para el aluvial y en un orden de magnitud en el caso del hormigón (***$K_V / K_H = 0,1$***).

El flujo resultante de este subescenario, directamente obtenido en SEEP/W, se muestra en la siguiente figura.

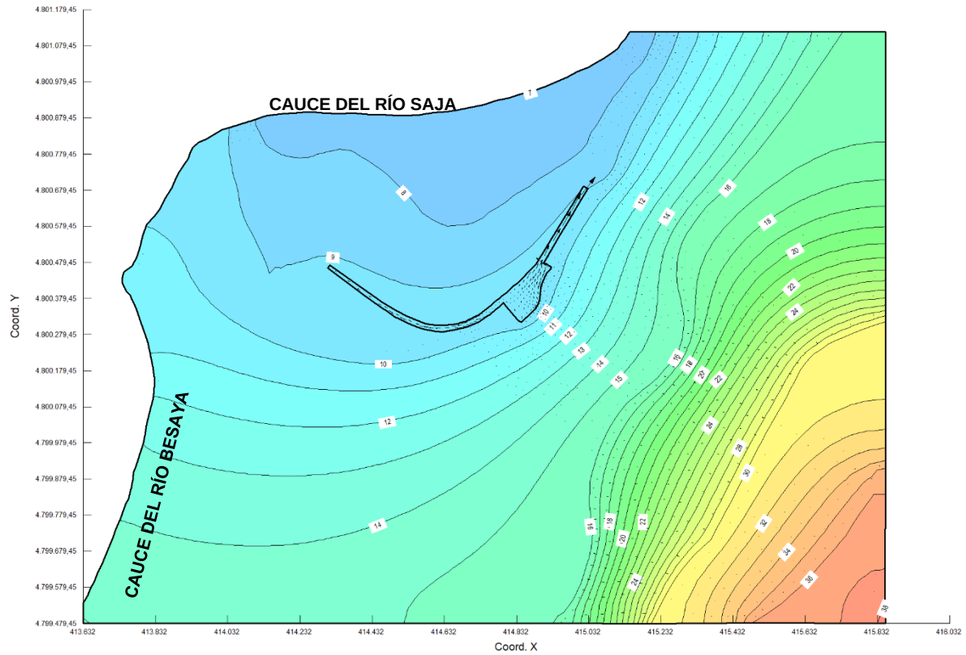


Figura 39. Isopiezas obtenidas en la modelización matemática de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 3 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. Estructura soterrada ferroviaria y aparcamiento subterráneo (elaboración propia).

La alteración del flujo en la zona del aparcamiento subterráneo se aprecia ya sensiblemente atenuada, con la posición de la isopieza de 10 m.s.n.m. más similar a la del régimen natural (apdo. 1.4.1.) que a la obtenida para el “efecto barrera” sin medidas de restitución de flujo (apdo. 1.4.3.).

Por su parte, en la figura que se muestra a continuación se presenta la reconstrucción tridimensional llevada a cabo con SURFER 9.0, mediante una interpolación por Kriging de los resultados del modelo para este subescenario.

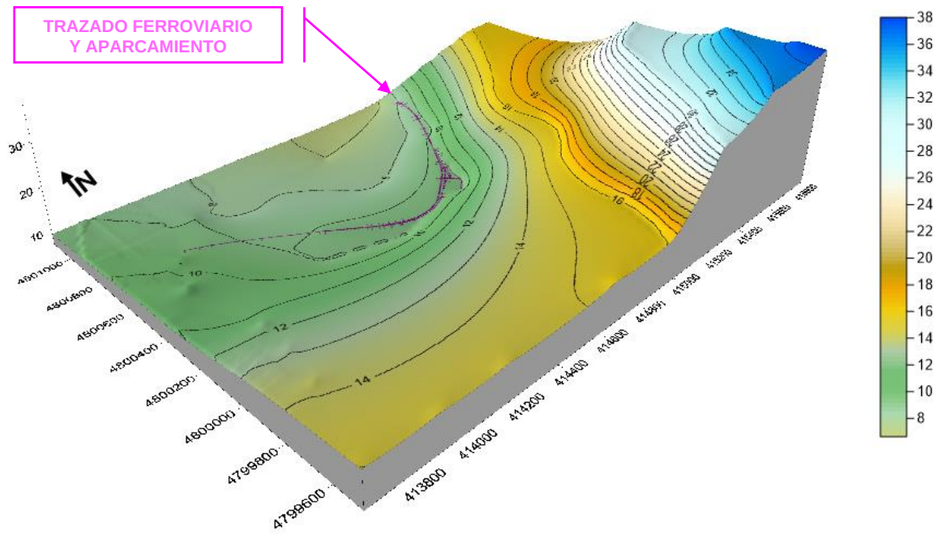


Figura 40. Superficie piezométrica tridimensional obtenida a partir de la modelización de flujo con una disminución de la permeabilidad de las pantallas de 3 órdenes de magnitud, realizada en SEEP/W 2012. La interpolación de los datos y presentación ha sido realizada en SURFER 9.0. En magenta, el trazado del soterramiento ferroviario (elaboración propia).

Por último, la resta de la piezometría en régimen natural con respecto a la superficie piezométrica alterada por el "efecto barrera" de ambas estructuras (mediante SURFER 9.0) permite obtener los ascensos y descensos piezométricos a un lado y otro de ellas, para este subescenario de restitución de flujo. El resultado se ilustra en las siguientes figuras, tanto en planta sobre la ortoimagen de la ciudad, como en reconstrucciones tridimensionales.

La diferencia con los ascensos y descensos calculados para el primer subescenario de restitución de flujo (apdo. 1.5.1.) es notable.

En este último subescenario del modelo actual, con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 3 órdenes de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 0,5 m; sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del "efeto barrera" al límite tolerable. Este máximo se restringe exclusivamente al entorno inmediato de la estructura ferroviario, sin afección al entorno urbano.

Figura 41. Isoascensos e isodescensos deducidos a partir de la simulación de flujo de mitigación del "efecto barrera" por un aumento de la permeabilidad del hormigón de 3 órdenes de magnitud, sobre ortoimagen del área de las actuaciones. (elaboración propia con imagen PNOA. Fuente: CNIG).

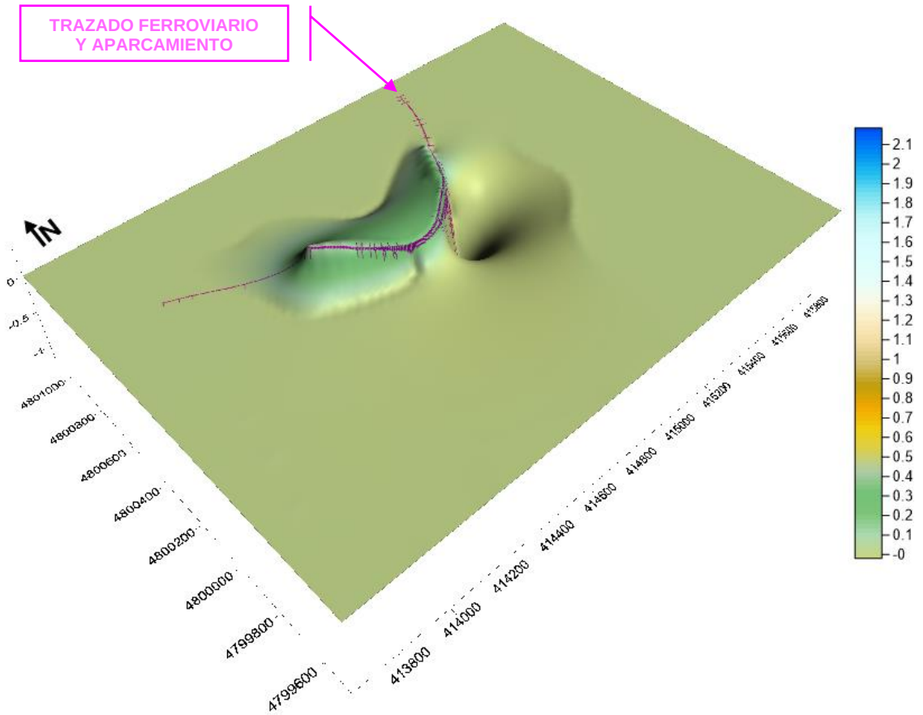


Figura 42. Superficie tridimensional de isoascensos e isodescensos calculada mediante SURFER 9.0, a partir de los resultados del modelo actual, disminuyendo la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud (elaboración propia). En magenta se muestra el trazado del soterramiento ferroviario.

En cuanto a los descensos, la anomalía local al sureste del aparcamiento, que comenzaba a evidenciarse en el subescenario anterior, se hace algo más patente, con un descenso máximo de -1 m. Si bien resulta llamativo que este efecto aparezca al introducir las medidas de restitución de flujo, se constata la reducida extensión de la misma y el efecto local. Ello hace pensar que no tenga reflejo real, más allá de la modelización.

En el modelo de 2018 para una permeabilización del 30% de la barrera, tanto en la Alternativa Jet Grouting como en la de Bombeos, los isoascensos se reducían a valores entre 0,2 m y 0,5 m. Salvo en la "hipótesis húmeda" de la Alternativa Jet Grouting, en ninguno de los restantes escenarios se aprecia la isolínea de +0,5 m. De esta forma, el subescenario simulado en el modelo actual resultaría muy similar al mismo.

De forma general, los isoascensos conseguidos en esta última simulación se aproximan mucho a los determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 30%, reduciéndose la diferencia a 0,3 m (de 0,5 m a 0,2 m).

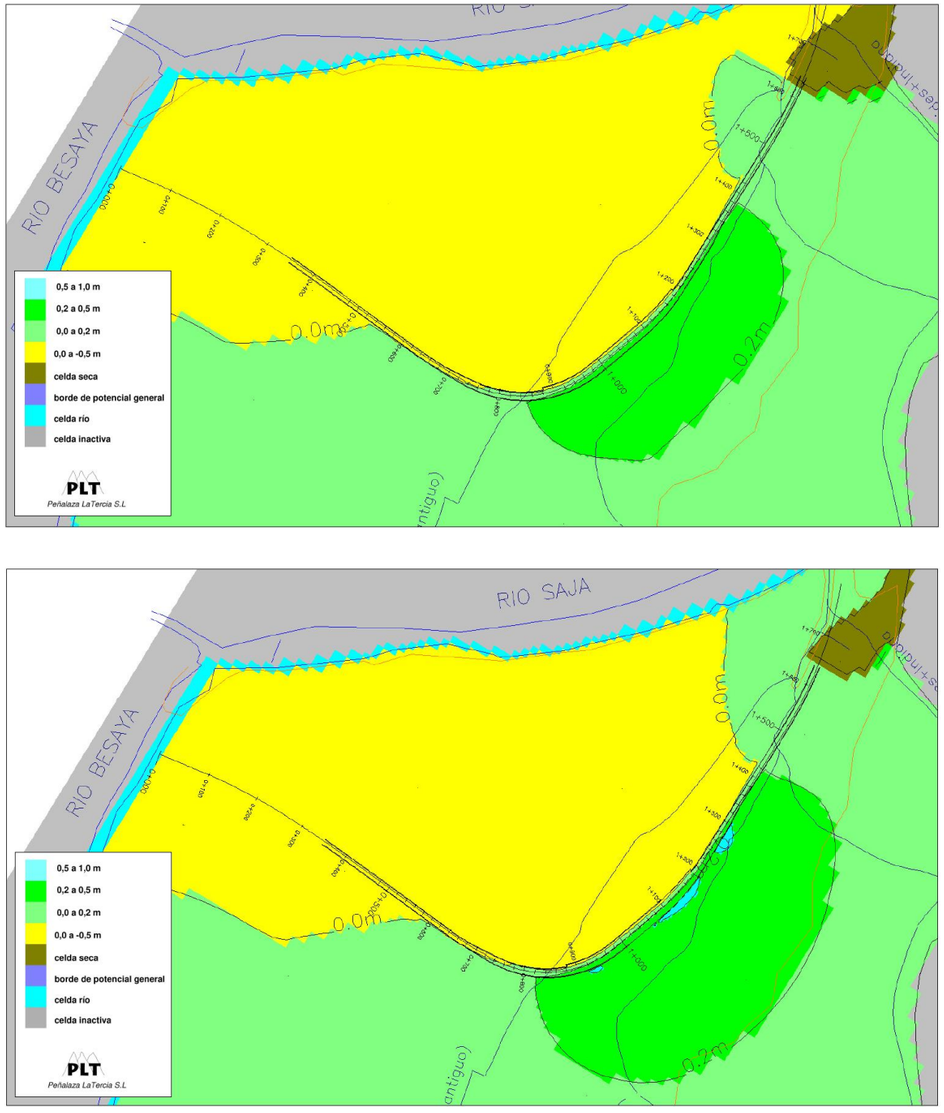


Figura 43. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Jet Grouting. Simulación de una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) continúan siendo inapreciables, igual que en el modelo de 2018).

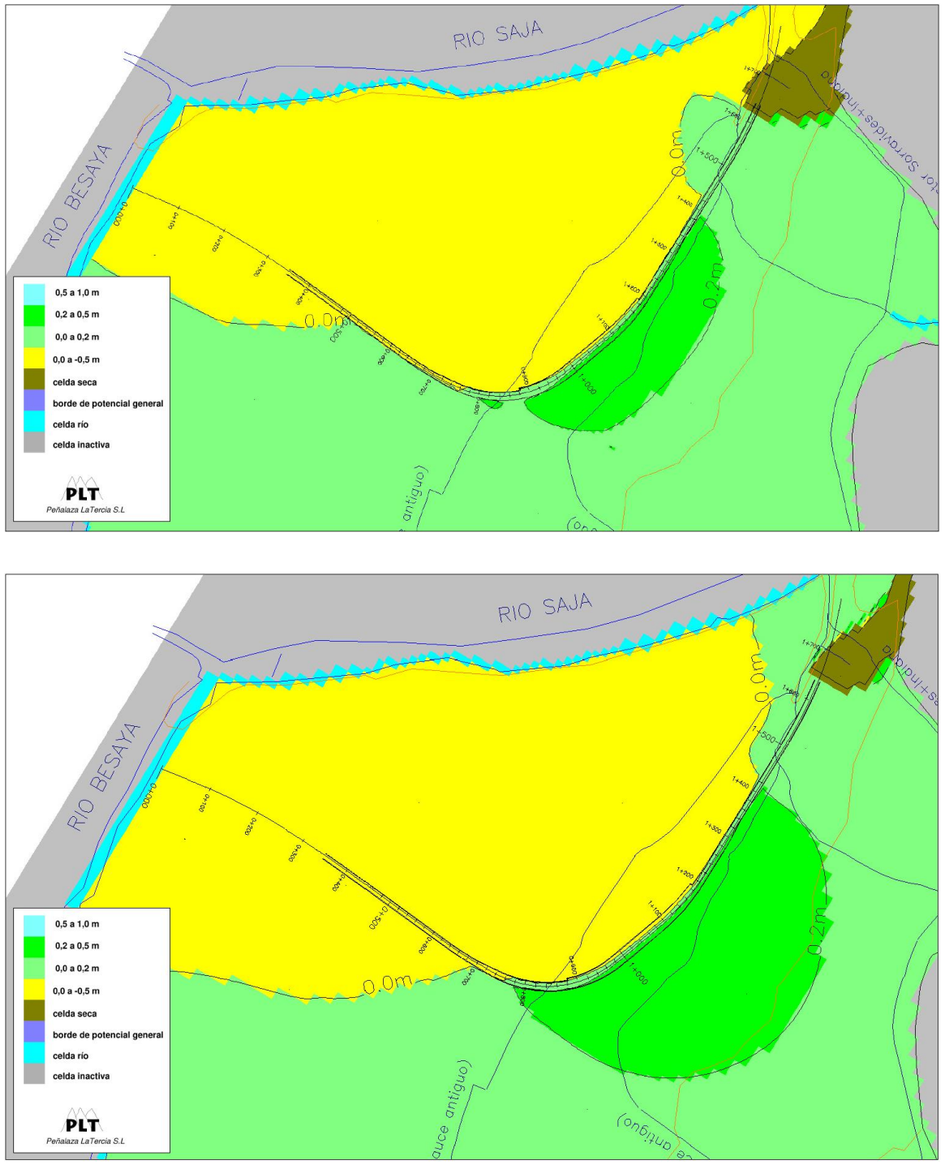


Figura 44. Planos de isoascensos e isodescensos para la Alternativa Bombeos. Simulación de una restitución del 30 % de la sección libre inicial del flujo entre los pp.kk. 0+940 y 1+260. Arriba, "hipótesis de calibración". Abajo, "hipótesis húmeda". (Fuente: "Estudio hidrogeológico y modelo de simulación de flujo subterráneo para el análisis del efecto barrera provocado por el soterramiento de la línea de Feve en Torrelavega (Cantabria)". Peñalaza – La Tercia, Noviembre 2018).

2. Resumen, conclusiones y recomendaciones

2.1. Resumen y conclusiones

De forma general, se pueden realizar las siguientes consideraciones con respecto a las simulaciones realizadas dentro del modelo actual:

- Se ha procedido a realizar una modelización matemática de flujo en planta mediante el módulo SEEP/W del paquete de software geotécnico GEO-SLOPE 2012. Éste permite la construcción de secciones en dos dimensiones (2D) mediante elementos finitos y la modelización de flujos de agua en ellas, una vez definidos los parámetros hidrogeológicos (permeabilidad, coeficiente de almacenamiento, etc.) y condiciones de contorno para los distintos materiales.

  Complementariamente se ha hecho uso del programa SURFER 9.0, de Golden Software, para las labores de interpolación espacial y álgebra de superficies.

- Dicha modelización se ha calibrado inicialmente tomando como base las isopiezas en estado natural (sin las estructuras previstas en el proyecto) de la modelización del "efecto barrera" realizada en 2018 (tanto de la hipótesis "de calibración" como de la hipótesis "húmeda" o de "aguas altas"). Sobre ella, y en sucesivas simulaciones, se ha procedido a introducir las estructuras del soterramiento y del aparcamiento subterráneo.

- Por lo que respecta a los escenarios objeto de simulación, se ha implementado el modelo para 3 escenarios:

  - ***Primer escenario en régimen natural***. Corresponde a la piezometría es el estado actual del ámbito, sin contar con las estructuras contempladas en proyecto. Esta primera simulación es la utilizada para calibrar el modelo de flujo, a efectos de obtener una superficie

piezométrica lo más parecida posible a la del modelo elaborado en 2018 por Peñalaza – La Tercia.

- ***Segundo escenario con estructura ferroviaria soterrada construida***. En esta simulación, sobre el escenario anterior, se ha introducido únicamente la estructura ferroviaria soterrada, según se define en el Estudio Informativo. Este escenario permite comprobar hasta qué punto los resultados del modelo actual arrojan isoascensos e isodescensos de magnitud y extensión similar a los obtenidos en la modelización efectuada en 2018.

- ***Tercer escenario con estructura ferroviaria y aparcamiento soterrado construido***. Este último escenario constituye una diferencia sustancial con el modelo de 2018, puesto que en este último no estaba contemplado el aparcamiento subterráneo. Los resultados de esta simulación se comparan con los del escenario anterior, a efectos de separar y valorar la magnitud de la posible afección debida únicamente al aparcamiento.

- En el primer escenario, la situación piezométrica en régimen natural de la zona del futuro soterramiento ferroviario es ligeramente más elevada de la que se deduce de los datos freáticos tomados en los distintos sondeos y puntos de agua (“hipótesis de calibración” en el modelo de 2018), lo cual supone estar del lado de la seguridad. No obstante, esta elevación no resulta tan alta como la ilustrada en la “hipótesis húmeda” contemplada en el modelo de 2018.

- En el segundo escenario, una vez introducida únicamente la estructura del soterramiento ferroviario sobre la situación en régimen natural, se obtiene una alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (coincidente con la futura ubicación del aparcamiento), con respecto al régimen natural.

- Comparando los isoascensos e isodescensos obtenidos en este escenario con los del modelo de 2018, se observa que la posición y dimensiones de éstos son coincidentes con las obtenidas en él, especialmente con las correspondientes a la Alternativa Jet Grouting.

  En la simulación del modelo actual, el ascenso máximo se calcula en 2,2 m, muy similar al obtenido en 2018. En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,6 m; magnitud algo inferior al del modelo de 2018, aunque la ubicación y geometría de la isolínea se aproxima más a la de -0,5 m de dicho modelo.

  Según estos datos, la simulación del “efecto barrera” de la estructura ferroviaria obtenida en el modelo actual puede considerarse equivalente a la obtenida en 2018.

- Tras haber comprobado la similitud entre los resultados del modelo actual y los del modelo de 2018, para el “efecto barrera” en el caso de la estructura ferroviaria soterrada, en el tercer escenario se ha procedido a introducir el aparcamiento subterráneo como un elemento adicional en la simulación.

  El resultado de flujo apenas revela diferencia entre la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento), derivada únicamente de la estructura ferroviaria soterrada y la alteración ocasionada por conjunto de ésta más el aparcamiento subterráneo.

- Asimismo, los ascensos y descensos calculados para este último escenario, introduciendo el aparcamiento subterráneo, son muy similares a los obtenidos en el escenario anterior, que incluía sólo la estructura soterrada ferroviaria, tanto en magnitudes como en distribución espacial y geometría.

  De esta forma, el ascenso máximo se calcula igualmente en 2,2 m, coincidente con el obtenido para el “efecto barrera” del trazado soterrado. Por su parte, el descenso máximo se calcula en -0,6 m, con una isolínea

cuya geometría y localización resulta prácticamente igual a la del segundo escenario.

Los resultados de este tercer escenario siguen siendo aproximadamente equivalentes al modelos de 2018; por tanto, puede afirmarse que el posible "efecto barrera" adicional ocasionado exclusivamente por el aparcamiento subterráneo no resulta apreciable con respecto al producido por la estructura ferroviaria soterrada.

- Una vez obtenido el "efecto barrera" por el conjunto de la estructura ferroviaria y el aparcamiento subterráneo, y coherentemente con la modelización realizada en 2018, el siguiente paso es la simulación de la mitigación de dicho efecto a través de estructuras de restitución de flujo que permitan el paso del agua subterránea de un lado al otro de las citadas estructuras.

- En este sentido, se han simulado 3 subescenarios de restitución:
    - Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 1 orden de magnitud.
    - Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 2 órdenes de magnitud.
    - Aumento de la permeabilidad de las pantallas en 3 órdenes de magnitud.

- A la vista de la similitud encontrada entre el "efecto barrera" deducido en el modelo actual para la estructura del soterramiento ferroviario por sí sola y el correspondiente a dicha estructura más el aparcamiento subterráneo, estos resultados se han comparado con los obtenidos en el modelo de 2018, si bien, es preciso hacer hincapié en que las asunciones en uno y otro caso no son del todo equivalentes.

- En el primer subescenario de restitución de flujo, la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) es cualitativamente muy similar a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de restitución de flujo.

- Con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 1 orden de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 2,1 m, muy similar al obtenido en el escenario sin medidas de restitución de flujo. En cuanto a los descensos, su máximo se estima en -0,1 m; magnitud inferior al de dicho escenario.

  Así pues, en esta primera simulación actual, no se conseguirían reducciones del "efecto barrera" tan efectivas como las del modelo de 2018 para la primera de las permeabilizaciones (10%).

- En el segundo subescenario de restitución de flujo es apreciable ya cierta modificación cualitativa de la alteración de las isopiezas en la zona sur-sureste del trazado (zona del aparcamiento) con respecto a la simulación del "efecto barrera" sin medidas de mitigación, así como respecto al subescenario de restitución de flujo anterior.

  En este subescenario de simulación en el modelo actual, con un aumento de la permeabilidad del hormigón en 2 órdenes de magnitud, el ascenso máximo se calcula en 1,1 m, sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del "efeto barrera" de 1 m. En cuanto a los descensos, el modelo presenta una anomalía local al sureste del aparcamiento, con un ligero aumento de dichos descensos, en torno a -0,4 m. Cabe explicarlo como un posible fenómeno local asociado a esta estructura concreta que, hasta ahora se enmascaraba con el "efecto barrera" general del soterramiento ferroviario, quizá sin presencia real.

  Por lo general, en esta segunda simulación, las reducciones del "efecto barrera" conseguidas se aproximan más a las determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 20%, especialmente en el caso de los isoascensos, si bien aún existiría una diferencia de 0,5 m. Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) resultan inapreciables, igual que en el modelo de 2018).

- En el último subescenario de restitución de flujo, con un aumento de la permeabilidad del hormigón de 3 órdenes de magnitud, se encuentra que la alteración del flujo en la zona del aparcamiento subterráneo (zona del aparcamiento) se aprecia ya sensiblemente atenuada, con la posición de la isopieza de 10 m.s.n.m. más similar a la del régimen natural que a la obtenida para el “efecto barrera” sin medidas de restitución de flujo.

  El ascenso máximo se calcula en 0,5 m; sensiblemente inferior a la simulación anterior con una reducción del “efeto barrera” al límite tolerable. Este máximo se restringe exclusivamente al entorno inmediato de la estructura ferroviario, sin afección al entorno urbano.

  En cuanto a los descensos, la anomalía local al sureste del aparcamiento, que comenzaba a evidenciarse en el subescenario anterior, se hace algo más patente, con un descenso máximo de -1 m. Si bien resulta llamativo que este efecto aparezca al introducir las medidas de restitución de flujo, se constata la reducida extensión de la misma y el efecto local. Ello lleva a pensar que no tenga un reflejo real más allá del modelo.

  De forma general, los isoascensos conseguidos en esta última simulación se aproximan mucho a los determinadas en el modelo de 2018 para una permeabilización del 30%, reduciéndose la diferencia a apenas 0,3 m (de 0,5 m a 0,2 m).

  Los isodescensos agua abajo de la estructura ferroviaria (obviando la anomalía local del aparcamiento) continúan siendo inapreciables, igual que en el modelo de 2018).

2.2. Recomendaciones

A la vista de las conclusiones extraídas de la modelización actual, así como de los análisis llevados a cabos a partir de ella, se hacen las siguientes recomendaciones:

- En fases posteriores, y dado que no se asume la conservación de las prospecciones actuales, se recomienda ejecutar nuevos sondeos piezométricos (a recuperación de testigo) que permitan captar niveles concretos. Éstos constituirán la Red de Control para un futuro seguimiento hidrogeológico. La situación de los mismos será tanto cercana a la traza como fuera de ella (a ambos lados de la estructura soterrada ferroviaria y el aparcamiento subterráneo) a fin de poder establecer gradientes hidráulicos.

- Durante la ejecución de los piezómetros propuestos, se recomienda tomar muestras granulométricas del aluvial cuaternario, así como del eluvial y de los rellenos antrópicos, con objeto de obtener sus respectivas granulometrías tanto por tamizado como por sedimentación, a efectos de separar la fracción limosa de la arcillosa y poder llevar a cabo estimaciones de permeabilidad y porosidad que complementen (o contrasten) los resultados de los ensayos de bombeo.

- A la Red de control podrán unirse aquellas captaciones ya existentes municipales o privadas que permitan la toma de datos y que sean representativas del acuífero principal.

  Pese a que se dispone de varios inventarios de puntos de agua muy completos, se recomienda revisar nuevamente la zona en busca de nuevas captaciones manantiales, así como el estado de algunas de las ya inventariadas.

- Los elementos que integren la Red de Control deberán contar con una nivelación topográfica de precisión. Se recomienda determinar las coordenadas X e Y, así como de la cota Z, con precisión centimétrica (± 1 cm).

- Una vez disponible la Red de Control, se recomienda retomar el Seguimiento hidrogeológico. Éste debería completarse con el correspondiente seguimiento climático (al menos, precipitación y temperatura) de cara a correlacionar las oscilaciones piezométricas con las recargas.

El Seguimiento hidrogeológico debería iniciarse (o retomarse), al menos, un año hidrológico (preferiblemente varios) antes del comienzo de las obras y continuar hasta que la situación piezométrica se estabilice (adquiera el régimen permanente), tras la instalación y puesta en funcionamiento de las medidas de restitución de flujo (sifones o portillos). Lógicamente, esto también implica un seguimiento piezométrico exhaustivo durante la fase de obra, sin solución de continuidad con respecto al previo y al posterior.

En cuanto a la frecuencia o periodicidad de las medidas, en las etapas fuera de la fase de obra, se pueden establecer frecuencias más amplias, por ejemplo, mensuales. No obstante, durante la ejecución de las actuaciones, se recomienda aumentar dichas frecuencias, con periodicidad quincenal o semanal.

- Con respecto a las posibles medidas de mitigación en el entorno del aparcamiento subterráneo, y al igual que ocurría con la estructura soterrada, se recomienda instalar las medidas de drenaje necesarias para permitir el flujo subterráneo del acuífero a través de la estructura, y reducir a tolerables las variaciones piezométricas provocadas.

- Según las simulaciones realizadas, sería necesario un aumento de la permeabilidad de 2 órdenes de magnitud (1E-09 m/s) para reducir los ascensos piezométricos en 1 m; la reducción de los descensos se sitúa ya por debajo de 0,4 m (por debajo del límite tolerable de 0,5 m). Aun así, los ascensos piezométricos se mantendrían en 1 m, con respecto al régimen natural.

  Con una reducción de la permeabilidad de la pantalla de 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s), se comprueba que los ascensos se reducen ya al límite tolerable de 0,5 m.

  Estos resultados son coherentes con los obtenidos en el modelo de 2018 para una permeabilización del 30%, por tanto, sería compatible con las medidas de mitigación propuestas en él para este caso.

- Por tato, en base a las alegaciones recibidas desde la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, resulta preferible proponer una permeabilización de la barrera equivalente a un aumento de la permeabilidad de 3 órdenes de magnitud (1E-08 m/s), a efectos de estar del lado de la seguridad, para su desarrollo en fases posteriores del proyecto.

- Como en el caso de la modelización de 2018, las simulaciones realizadas no corresponden a una distribución determinada de medidas de drenaje (portillos o sifones), de modo que en principio se podría conseguir el mismo efecto teórico implantando un tipo de medida u otro, siempre que la sección libre para el flujo fuese equivalente. No obstante, se recomienda siempre que sea posible la construcción de portillos frente a la instalación de sifones y, de cualquier modo, simular en fases posteriores del proyecto las medidas finalmente elegidas.
- En el caso de las medidas coincidentes con el aparcamiento, en caso de sifones, éstos podrían ser conjuntos para las dos estructuras (soterramiento ferroviario y aparcamiento), situando los pozos aguas arriba más hacia el sur, fuera de las pantallas del parking, y aumentando la longitud de la tubería horizontal de interconexión.