

Trabajo Fin de Máster

APLICACIÓN DE LA MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA A LA INGENIERÍA CIVIL. ESTUDIO DEL REBAJAMIENTO DE NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN EL DELTA DEL LLOBREGAT.

Intensificación:

ANÁLISIS DE SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS

Autor:

*FRANCISCO JAVIER MUÑOZ
DEL PRADO*

Tutor:

EDUARDO CASSIRAGA

Cotutor:

M. VIRGINIA DÁVILA

Mayo, 2018



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Aplicación de la modelación matemática del flujo de agua subterránea a la Ingeniería Civil. Estudio del rebajamiento de niveles piezométricos en el Delta del Llobregat.

Título del TFM en inglés: Mathematical groundwater flow modelling application to Civil Engineering. Dewatering impacts study in the unconfined aquifer of Delta del Llobregat, Barcelona.

Título del TFM en Valenciano: Aplicació de la modelació matemàtica del flux d'aigua subterrània a l'Enginyeria Civil. Estudi del rebaixament de nivells piezomètrics en el Delta del Llobregat.

Alumno: Francisco Javier Muñoz Del Prado

Tutor: Eduardo Cassiraga

Cotutora: M. Virginia Dávila

Director experimental:

Fecha de Lectura: Mayo, 2018

Resumen

En español

La modelación matemática de los recursos subterráneos a gran escala a través de modelos numéricos, es una práctica habitual en Hidrología desde hace décadas. No sucede lo mismo cuando se trata de aplicar estos modelos a problemas geotécnicos a una escala local, como es el caso del rebajamiento del nivel freático (*dewatering*) con el fin de llevar a cabo una obra civil, por ejemplo, una edificación.

El rebajamiento del nivel freático es un procedimiento ingenieril que se ejecuta para poder trabajar con seguridad a una cierta profundidad de excavación. El objetivo es situar temporalmente el nivel de agua de un acuífero por debajo de la cota mínima de la obra, y así operar en terreno seco. Para ello se extrae de manera constante cierto volumen de agua. Hay varias formas de extraer el agua del subsuelo. Los principales son los sistemas de filtros por vacío (*wellpoint*) y los pozos de drenaje convencionales. El sistema elegido es función de las características específicas del terreno y de la obra a realizar, así como también de la permeabilidad del acuífero, la profundidad inicial del nivel freático, y el sistema de contención de la excavación que se realizará o el descenso que se busca

conseguir.

En este trabajo final de máster se aplica la modelación numérica del flujo de agua subterránea a un problema habitual de la ingeniería civil: la necesidad de mantener los niveles piezométricos por debajo de una determinada cota para poder realizar las excavaciones necesarias y la construcción de una obra en seco. Para ello se utiliza el código MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1984) y la interfaz gráfica de usuario ModelMuse (Winston, R. B., 2009), ambas del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS).

La obra analizada se ubica en el distrito de Sants-Montjuïc, en la ciudad de Barcelona. El sistema de acuíferos que se encuentra bajo la zona es el del Delta del Llobregat, cuya monitorización y control corresponde a la Agència Catalana de l'Aigua (ACA). Dicho sistema está formado por el acuífero principal o profundo del Delta del Llobregat, y por el acuífero superficial del Delta, el cual será el estudiado en este trabajo.

En este tipo de obras, el agua extraída de los acuíferos siempre se vierte al alcantarillado, con el consiguiente derroche del recurso. En este trabajo se propone la alternativa de inyectar el agua extraída a través de la construcción de unos pozos de recarga a una cierta distancia de la obra. Las dos alternativas, vertido al alcantarillado y reinyección, son valoradas económica y ambientalmente, para discernir cual es la solución más eficiente, y que garantice la mejor conservación del acuífero superficial del Delta del Llobregat.

En valenciano

La modelació matemàtica dels recursos subterranis a gran escala a través de models numèrics, és una pràctica habitual en Hidrologia des de fa dècades. No succeïx el mateix quan es tracta d'aplicar estos models a problemes geotècnics a una escala local, com és el cas del rebaixament del nivell freàtic (*dewatering*) a fi de dur a terme una obra civil, per exemple, una edificació.

El rebaixament del nivell freàtic és un procediment ingenieril que s'executa per a poder treballar amb seguretat a una certa profunditat d'excavació. L'objectiu és situar temporalment el nivell d'aigua d'un aquífer per davall de la cota mínima de l'obra, i així operar en terreny sec. Per a això s'extrau de manera constant un cert volum d'aigua. Hi ha diverses formes d'extraure l'aigua del subsòl. Els principals són els sistemes de filtres per buit (wellpoint) i els pous de drenatge convencionals. El sistema triat és funció de les característiques específiques del terreny i de l'obra a realitzar, així com també de la permeabilitat de l'aquífer, la profunditat inicial del nivell freàtic, i el sistema de contenció de l'excavació que es realitzarà o el descens que es busca aconseguir.

En este treball final de màster s'aplica la modelació numèrica del flux d'aigua subterrània a un problema habitual de l'enginyeria civil: la necessitat de mantindre els nivells piezomètrics per davall d'una determinada cota per a poder realitzar les excavacions necessàries i la construcció d'una obra en sec. Per a això s'utilitza el codi MODFLOW (McDonald i Harbaugh, 1984) i la interfície gràfica d'usuari ModelMuse (Winston, R. B., 2009), ambdós del Servei Geològic dels Estats Units (USGS).

L'obra analitzada s'ubica en el districte de Sants-Montjuïc, en la ciutat de Barcelona. El sistema d'aqüífers que es troba davall la zona és el del Delta del Llobregat, la monitorització i control del qual correspon a l'Agència Catalana de l'Aigua (ACA). El dit sistema està format per l'aqüífer principal o profund del Delta del Llobregat, i per l'aqüífer superficial del Delta, el qual serà l'estudiat en este treball.

En este tipus d'obres, l'aigua extreta dels aqüífers sempre s'aboca al clavegueram, amb el consegüent malbaratament del recurs. En este treball es proposa l'alternativa d'injectar l'aigua extreta a través de la construcció d'uns pous de recarrega a una certa distància de l'obra. Les dos alternatives, abocament al clavegueram i reinjecció, són valorades econòmica i ambientalment, per a discernir qual és la solució més eficient, i que garantisca la millor conservació de l'aqüífer superficial del Delta del Llobregat.

En inglés

Mathematical modelling of large-scale groundwater resources using numerical models, it's a common practice in Hydrology from many years. However, the same cannot be said about applying these models to local-scale geotechnical problems, such as dewatering projects to make a civil work, for example a building.

Dewatering is an engineering method that is executed to work safely in large digging depths. The target is to temporally locate the water level of an aquifer below the lowest level of the foundations to be able to work in dry conditions. For that purpose, the water is constantly extracted from the groundwater by different ways. The main alternatives are the wellpoint system and the conventional drainage wells. The chosen system is function of the specific land features and the work to be carried out, as well as the hydraulic conductivity of the aquifer, the start depth of the water table, the containment system of the excavation or the desired drawdown.

In this Master's Thesis, the numerical groundwater flow modelling to a common civil engineering problem is applied: the requirement to maintain the piezometric levels below a specific height in order to execute dry a construction work. For that purpose, the MODFLOW code (McDonald y Harbaugh, 1984), a finite difference method which resolves the groundwater flux equation, and the Graphical User Interface ModelMuse (Winston, R.

B., 2009) are used, both of them from the United States Geological Survey (USGS).

The analyzed construction is located in Sants-Montjuïc district, in the city of Barcelona, Spain. The groundwater system which contains the studied area is the Llobregat Delta aquifers system. This system is formed by 2 aquifers, a confined one (the main or deep Llobregat Delta aquifer), and an unconfined one (the superficial aquifer of the delta). The second one will be the aquifer studied in this project. Monitoring and control of the system belongs to the institution Agència Catalana de l'Aigua.

In this kind of works, the extracted water from aquifers always is discharged into the sewerage system which means, a wasted resource. The alternative proposal in this project, is to re-inject the extracted water to aquifers through recharge wells built some distance away of the future excavation. Both ways, discharging in the sewerage system and re-injecting, have been evaluated in an environmental and economically facet, to discern which is the most efficient solution, and which one guarantees the best conservation of the unconfined aquifer of the Llobregat Delta.

Palabras clave español: Modelación matemática, Aguas subterráneas, Hidrogeología, Dewatering, Delta del Llobregat

Palabras clave valenciano: Modelació matemàtica, Aigües subterrànies, Hidrogeologia, Dewatering, Delta del Llobregat

Palabras clave inglés: Mathematical modelling, Groundwater, Hydrogeology, Dewatering, Llobregat Delta

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES	1
1.1. Modelización Hidrológica.	1
1.2. Rebajamiento del nivel freático.	2
2. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	3
3. FUNDAMENTOS	7
3.1. Modelación matemática del flujo	7
3.1.1. Método numérico de diferencias finitas	9
3.1.2. Selección de código	10
3.2. Obras de <i>dewatering</i>	11
3.2.1. Sistemas <i>wellpoint</i>	12
3.2.2. Pozos de extracción.....	14
3.2.3. Sistema escogido.....	16
4. MODELO CONCEPTUAL	17
4.1. Localización y descripción de la obra.....	17
4.2. Caracterización Hidrogeológica	18
4.2.1. Composición y retrospección histórica del Delta	19
4.2.2. Balances hidrológicos del sistema	21
4.2.3. Caracterización geológica local.....	23
4.3. Modelo Hidrogeológico Conceptual del proyecto de estudio	25
4.3.1. Dimensiones y estratigrafía del modelo	25
4.3.2. Sistema de <i>dewatering</i> y de pozos de recarga.....	26
4.3.3. Resumen del modelo conceptual	27
5. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO	29
5.1. Discretización espacial.....	29
5.1.1. Límites del Modelo	29
5.1.2. Tamaño de celdas	30
5.1.3. Dimensión vertical.....	31
5.2. Discretización temporal.....	33
5.3. Condiciones de contorno	33
5.3.1. Condición de borde del modelo.....	34
5.3.1.1. Recopilación de información	34
5.3.1.2. Elaboración de mapa de alturas piezométricas e implementación.....	35

5.3.2. Recarga por precipitación	36
5.3.3. Muros Pantalla.....	36
5.4. Condición Inicial.....	37
5.5. Parámetros hidrogeológicos	38
5.5.1. Información de campo.....	38
5.5.2. Anisotropía.....	39
5.6. Dewatering.....	40
6. CALIBRACIÓN DEL MODELO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	41
6.1. Análisis de sensibilidad del modelo frente a los parámetros hidrogeológicos.....	41
6.2. Calibración en régimen estacionario	44
6.2.1. Información de calibración disponible	44
6.2.2. Calibración de las propiedades hidrogeológicas	44
6.3. Análisis de resultados en régimen estacionario	45
6.3.1. Piezometría y descensos localizados en la obra.....	45
6.3.2. Red de flujo y balance en la zona de la obra.....	47
6.3.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema	48
6.3.4. Análisis de la primera fase de calibración	49
6.4. Calibración en régimen transitorio.....	50
6.4.1. Información de calibración disponible	50
6.4.2. Calibración de las propiedades hidrogeológicas	51
6.5. Análisis de resultados del modelo en régimen transitorio	52
6.5.1. Piezometría y descensos localizados en la obra.....	52
6.5.2. Balance en la zona de la obra.....	54
6.5.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema	54
6.5.4. Análisis de la segunda fase de calibración.....	55
6.6. Ejecución del modelo en régimen permanente con los parámetros hidrogeológicos definitivos	57
6.6.1. Piezometría y descensos localizados en la obra.....	57
6.6.2. Red de flujo y balances.....	58
6.6.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema	59
7. APLICACIÓN DEL MODELO	61
7.1. Escenario I. Caudal límite teórico del sistema y tiempo de rebajamiento	61
7.1.1. Caudal límite teórico del sistema	61
7.1.2. Tiempo de rebajamiento del nivel freático.....	62

7.2. Escenario II. Fallo o rotura de pozo de bombeo.....	64
7.2.1. Fallo en el rendimiento del pozo	65
7.2.2. Colapso del pozo	65
7.3. Escenario III. Reducción del bombeo por motivos estructurales.....	68
7.4. Escenario IV. Modelo sin sistema de reinfiltración de agua	70
7.4.1. Piezometría y descensos	70
7.4.2. Red de flujo y balance.....	71
7.4.3. Descensos producidos en el sistema	72
8. VALORACIÓN ECONÓMICA Y AMBIENTAL DE LA GESTIÓN DEL AGUA	
EVACUADA.....	75
8.1. Valoración económica.....	75
8.1.1. Vertido a alcantarillado.....	76
8.1.2. Sistema de reinfiltración de agua	77
8.1.3. Comparativa económica	77
8.2. Valoración ambiental.....	79
9. CONCLUSIONES.....	81
10. BIBLIOGRAFÍA.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diferencia en la discretización mediante diferencias finitas (izquierda) y elementos finitos (derecha).....	8
Figura 2. Discretización tridimensional de un modelo numérico de diferencias finitas.	10
Figura 3. Esquema conceptual de un sistema Wellpoint.	12
Figura 4. Sistema wellpoint multiestadio	13
Figura 5. Componentes básicas de un pozo de extracción	14
Figura 6. Localización de la Obra de Estudio	17
Figura 7. Masas de agua subterránea de las cuencas internas de Catalunya delimitadas para el Plan de Cuenca 2016-2021	18
Figura 8. Composición del Sistema Vall Baixa – Delta del Llobregat	19
Figura 9. Distribución de prolongación del corte del Delta	20
Figura 10. Mapa geológico de la zona a escala 1:50.000	23
Figura 11. Estratigrafía del terreno en la zona de la obra.....	24
Figura 12. Plano de disposición de los pozos de bombeo y recarga	26
Figura 13. Límites de la obra	30
Figura 14.a. Mallado inicial uniforme del modelo y 14.b Refinamiento local en obra ...	30
Figura 15. Implementación del MDT en el modelo	31
Figura 16. Modelización de la componente vertical del modelo	32
Figura 17. Mapa de alturas piezométricas de la obra.....	36
Figura 18. Muro pantalla de la obra en vista lateral del modelo	37
Figura 19. Implementación de los pozos del sistema de dewatering.....	40
Figura 20. Vista frontal del modelo.....	46
Figura 21. Isolíneas del modelo tras la primera calibración.....	46
Figura 22. Vistas de la red de flujo advectiva	47
Figura 23. Descensos producidos a escala de obra.....	48
Figura 24. Variación del nivel freático en la obra a lo largo del periodo transitorio	52
Figura 25. Isolíneas del modelo a las dos horas de puesta en marcha del sistema	53
Figura 26. Isolíneas del modelo tras la finalización del periodo transitorio de estudio .	53
Figura 27. Descensos producidos al finalizar el periodo transitorio	55
Figura 28. Isolíneas del modelo con los valores aceptados	57
Figura 29. Vista frontal del modelo con los parámetros definitivos del modelo.....	58
Figura 30. Vistas de la red de flujo advectiva	59
Figura 31. Descensos producidos en las inmediaciones de la obra	59
Figura 32. Descensos totales producidos en el modelo	60
Figura 33. Representación del nivel freático con el caudal límite teórico del sistema..	62
Figura 34. Ubicación del pozo P2	64
Figura 35. Vista frontal del modelo con fallo en rendimiento del pozo.....	65
Figura 36. Vista frontal del modelo tras colapso del pozo P2. Vista pozo P1 y P2.	66
Figura 37. Vista frontal del modelo tras colapso del pozo P2. Vista pozos P3, P4 y P5	66
Figura 38. Evolución del nivel freático con las nuevas condiciones. Vista pozo P1 y P2	67
Figura 39. Evolución del nivel freático con las nuevas condiciones. Vista pozo P3, P4 y P5	67
Figura 40. Situación del nivel freático tras la reducción del caudal de explotación. Vista pozo P1 y P2.	68
Figura 41. Situación del nivel freático tras la reducción del caudal de explotación. Vista pozo P3, P4 y P5	69
Figura 42. Isolíneas del modelo sin pozos de reinfiltración	70

Figura 43. Vista frontal del modelo sin reinfiltración	71
Figura 44. Vistas de la red de flujo advectiva	71
Figura 45. Descensos producidos en las inmediaciones de la obra sin reinfiltración...	72
Figura 46. Descensos totales en el sistema sin reinfiltración	73
Figura 47. Comparativa económica de soluciones del agua extraída.....	78
Figura 48. Diferencias de altura piezométricas entre alternativas de gestión	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparativa entre los dos métodos numéricos de modelización hidrológica subterránea más empleados.....	8
Tabla 2. Comparativa entre sistemas de dewatering para la obra de estudio	16
Tabla 3. Descripción de los acuíferos del Sistema Vall Baixa – Delta del Llobregat....	19
Tabla 4. Balance de entradas y salidas del recurso anual subterráneo disponible	22
Tabla 5. Balance hídrico del sistema respecto a las demandas e índice de Sobreexplotación	22
Tabla 6. Tabla resumen del modelo conceptual.....	27
Tabla 7. Información de la piezometría del acuífero.....	35
Tabla 8. Características de los sondeos de los suelos arenosos	39
Tabla 9. Valores Iniciales asumidos para los parámetros hidrogeológicos del modelo	39
Tabla 10. Pumping rates del modelo.....	40
Tabla 11. Sensibilidad relativa del modelo frente a los parámetros hidrogeológicos ...	43
Tabla 12. Valores escogidos tras calibración del modelo en régimen estacionario	45
Tabla 13. Balance en el área de la obra de estudio. Fuente.	48
Tabla 14. Periodos temporales considerados en el modelo transitorio.....	50
Tabla 15. Valores escogidos tras calibración del modelo en régimen estacionario	51
Tabla 16. Balance en el área de la obra de estudio	54
Tabla 17. Balance en el área de la obra de estudio	58
Tabla 18. Caudal límite del modelo.....	61
Tabla 19. Tiempos de rebajamiento.....	63
Tabla 20. Balance sin efecto de la reinfiltración	72
Tabla 21. Costes canon de vertido red de alcantarillado.....	76
Tabla 22. Coste presupuestado del sistema de reinfiltración	77
Tabla 23. Costes alternativas gestión del agua evacuada	77

1. ANTECEDENTES

1.1. Modelización Hidrológica.

La modelación matemática en el ámbito de los recursos hídricos lleva décadas empleándose, incluyendo los sistemas de agua subterránea. Dada la gran variabilidad que el flujo y el transporte del agua en el subsuelo presenta se han ido mejorando las metodologías de análisis, con el fin de representar de la manera más fidedigna posible el funcionamiento de un sistema subterráneo o acuífero.

Existen dos procedimientos por los cuales se persigue este objetivo: los métodos analíticos y los métodos numéricos. Los primeros son aquellos que consiguen una solución exacta para las ecuaciones que gobiernan el flujo de agua subterránea. No obstante, para poder encontrar dichas soluciones se deben de asumir varias hipótesis significativas que acotan en gran medida el ámbito de aplicación a casos teóricos e ideales, abandonando la alta variabilidad (se asume medio continuo e isótropo en todo el acuífero) que presentan los sistemas subterráneos, y fijando las condiciones específicas del acuífero o condiciones de contorno invariables con el tiempo.

Por otra parte, se encuentra la modelación y análisis de acuíferos por medio de métodos numéricos. A diferencia de los modelos por métodos analíticos, los modelos numéricos renuncian a conocer cuál es la solución exacta de la ecuación diferencial, a cambio de poder encontrar una aproximación a ésta, y de transformar una ecuación diferencial en un conjunto de ecuaciones algebraicas con posibilidad resolutive. Esta metodología permite el análisis de cualquier escenario y condiciones variables posibles (siempre que se respeten las consideraciones introducidas, sea un modelo con solución convergente válida y no genere problemas numéricos) y, dada la progresiva y exorbitante mejora computacional que se está viviendo en la sociedad, son los métodos más empleados y los que otorgan unos resultados más fiables. Posteriormente se desarrollará con mayor detalle el funcionamiento de estos procedimientos, y las características y consideraciones que conlleva el método escogido para el proyecto de aplicación.

Si bien en la actualidad para la modelización y control de un sistema de aguas subterráneas se emplean modelos basados en métodos numéricos, conviene matizar el uso que se les dan a los mismos, así como su escala de aplicación. Generalmente, la modelación numérica de una masa de agua subterránea se emplea a la hora de simular el funcionamiento como conjunto de ésta, para su conveniente monitorización y control posterior, y permitir el análisis predictivo (evaluación de escenarios) que puede ocurrir en el mismo. Dicha simulación se realiza a escala de acuífero, por lo que la extensión de dichos modelos alcanza grandes superficies, del orden de miles de km², y discretizaciones espaciales originando celdas de cientos de metros.

En cuanto a la aplicación de modelos numéricos a escala regional y/o local, el uso se reduce, y además presenta varios matices. Cuando existe una diferencia de escala significativa, sistemas que a escalas de pequeño detalle podrían ser considerados como un conjunto, puede que se deban de dividir si se evalúan bajo una escala con mayor detalle, puesto que la influencia de los parámetros del sistema ahora es mucho mayor y/o presentan una alta variabilidad.

1.2. Rebajamiento del nivel freático.

El rebajamiento del nivel freático (también conocido como *dewatering*) es un procedimiento ingenieril que consiste en la depresión del nivel estático de agua del terreno, en zonas donde el acuífero de superficie se encuentra por encima de una determinada cota de interés (generalmente la cota de máxima excavación de la futura obra a realizar), con la finalidad de que todo ese volumen de tierras se encuentre seco, para poder operar de una manera segura en la excavación. Dependiendo de factores como la profundidad inicial, el descenso deseado, el tipo de terreno o el sistema de contención planificado para la obra, el procedimiento de *dewatering* idóneo varía entre varias opciones, de las que destacan principalmente el uso de sistemas de filtro por vacío (conocidos como sistemas *wellpoint*), y el empleo de pozos convencionales de drenaje. Por medio de estos sistemas se evacúa el agua del acuífero produciendo un descenso localizado en la zona de la obra, permitiendo así el drenaje para la operación del terreno en seco.

Tradicionalmente, siempre que se ha efectuado un procedimiento de *dewatering* todo ese volumen de agua subterránea evacuada, independientemente de su calidad química, y que sea o no apta para determinados usos, ha sido vertida a la red de alcantarillado, desconectándola del sistema hídrico con el consiguiente desperdicio del recurso. Esta decisión siempre se ha tomado por cuestiones de comodidad y, por encima del resto, por costes, si bien existen alternativas al vertido por el alcantarillado que son económicamente viables y son más eficientes, como se evaluará posteriormente en este documento.

2. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El empleo de métodos matemáticos para la resolución de sistemas reales de elevada complejidad es una práctica habitual en los últimos años, debido a que son capaces de representar prácticamente cualquier tipo de situación posible y, junto al progresivo avance computacional de la sociedad, permite que estos procedimientos se puedan evaluar con los medios adecuados. En el ámbito de la hidrología subterránea este empleo de modelos matemáticos tiene principalmente una aplicación: la modelización de grandes sistemas de acuíferos a gran escala, para poder evaluar así la respuesta que sufriría el sistema ante cambios inesperados (evaluar su capacidad predictiva). Sin embargo, también existen problemas relacionados con los modelos de agua subterránea que se deben de evaluar a una escala con un nivel de detalle mayor.

Las diferencias entre diseñar un modelo a una escala u otra son muy importantes. Si se está modelizando un acuífero cuya extensión es del orden de miles de kilómetros cuadrados y, por ejemplo, el terreno está compuesto por dos tipos de materiales arenosos en su totalidad y no es demasiado profundo, carece de sentido que se modelice considerando distintos estratos, puesto que al presentar características similares entre ellos puede evaluarse todo el acuífero como un conjunto de los dos. No obstante, no ocurre lo mismo cuando se evalúan modelos a escala local o regional, ya que al tratarse de unas dimensiones mucho más reducidas la importancia relativa de la discretización del terreno (y de las características hidráulicas que presenta) aumenta considerablemente, por lo que se debe diferenciar entre ambos niveles de arenas para así tener un mayor grado de representatividad real del medio.

El uso de modelos matemáticos a escala local y/o regional para resolver diversos problemas hidráulicos no está tan extendido como la simulación a nivel de acuífero. El desarrollo de un modelo de estas características permite evaluar las consecuencias que tendrían ciertas acciones sobre los sistemas de agua subterránea sobre los que se encuentran.

El proyecto de aplicación que se mostrará en este documento consiste en el desarrollo de un modelo matemático de dimensiones reducidas (1000 x 1050 m²), ubicado dentro del acuífero superficial del Delta del Llobregat, en la ciudad de Barcelona, en el que se verán las consecuencias que tiene un rebajamiento localizado del nivel freático mediante el empleo de pozos de bombeo. El control del sistema del Delta del Llobregat corresponde a la Agència Catalana de l'Aigua (ACA). Respecto al modelo, éste será evaluado con el código numérico en diferencias finitas MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1984), y la interfaz gráfica de usuario ModelMuse (Winston, R. B., 2009), ambas del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS).

El rebajamiento del nivel freático o *dewatering* es un proceso del ámbito de la Ingeniería Civil que permite, mediante las técnicas adecuadas para el emplazamiento estudiado, la evacuación del agua presente en ella y el consiguiente descenso de nivel estático del acuífero, para poder realizar la cimentación de la obra en condiciones secas, y por tanto más seguras desde el punto de vista constructivo.

Debido a que el acuífero de estudio es un acuífero libre costero y que por su posición estratégica se ha explotado intensamente a lo largo de los años, se debe de buscar una optimización del sistema de *dewatering* para que no esté sobredimensionado y así extraer el mínimo recurso hídrico posible del mismo, minimizando los descensos en el sistema. Además, casi en la totalidad de las obras de rebajamiento de nivel freático realizadas, todo el volumen de agua evacuado se ha vertido al sistema de alcantarillado, lo que ha conllevado a la “desconexión” del recurso del sistema. En esta obra se valoraron diferentes alternativas de gestión del agua, escogiéndose la alternativa de la reinfiltración de toda esta agua evacuada en una parcela a cierta distancia de la misma, por medio de pozos de infiltración, y así devolverla al acuífero. Para finalizar, se realizará un análisis económico y ambiental de las dos soluciones, la tradicional o vertido a alcantarillado, y la reinfiltración, para poder concluir cual es la alternativa óptima para el acuífero.

Con la realización de este Trabajo Final de Máster se buscan alcanzar varios objetivos:

1. Elaborar un modelo matemático que, por medio del análisis de la ecuación del flujo mediante el método numérico de diferencias finitas, sea capaz de representar adecuadamente el comportamiento del acuífero cuando sobre él se aplica una obra de rebajamiento del nivel freático mediante pozos de extracción, para emplear este modelo como herramienta de control, optimización y apoyo para la toma de decisiones.
2. Conocer las características hidráulicas del acuífero en el ámbito local del modelo, y la importancia relativa que presentan entre las distintas componentes del mismo.
3. Analizar la predicción del modelo. Que ocurre en él cuando es evaluado bajo escenarios futuros posibles.
4. Presentar una valoración económica y ambiental con el fin de encontrar la opción de gestión del agua que ha sido extraída que sea más eficiente con el medio.

Este documento, además de la presente introducción, está estructurado en otros 8 capítulos:

- El capítulo de *Antecedentes*, que contextualiza brevemente la situación de la modelación subterránea y de las obras de *dewatering* previamente al desarrollo del modelo.
- El capítulo de *Fundamentos*, que describe los fundamentos físicos del código empleado, y de aplicación de las técnicas de *dewatering*, además de escoger en ambos el método adecuado de acuerdo a las singularidades del proyecto.
- El capítulo *Modelo conceptual* donde se ubica el emplazamiento del modelo a desarrollar y se caracteriza, es decir, se exponen las singularidades y aspectos fundamentales del proyecto de *dewatering*.
- El capítulo *Implementación del modelo*, donde se diseña la geometría del modelo, y se traslada toda la información de la obra relativa a características específicas y condiciones de contorno del proyecto al modelo en desarrollo.
- El capítulo *Calibración*, donde se ajusta mediante la información conocida al modelo para que represente la realidad de la manera más fidedigna posible, y se cuantifica la influencia que presentan los parámetros en el modelo.
- El capítulo *Aplicación del modelo* donde con el modelo ya calibrado se evalúan posibles escenarios para ver como respondería el sistema de ocurrir en la realidad. También se genera un modelo alternativo que servirá para la posterior valoración ambiental.
- El capítulo *Valoración de alternativas*, donde se evaluarán las dos opciones de tratamiento del agua evacuada; o bien vertida a la red de alcantarillado o la reinfiltración al acuífero. Se realizará un análisis económico acompañado de una valoración ambiental para clarificar cuál es la mejor alternativa de gestión.
- Por último, en el capítulo de *Conclusiones* se expondrá si los objetivos perseguidos por el proyecto se han alcanzado y cuáles son las principales conclusiones a destacar.

3. FUNDAMENTOS

En este capítulo se explicarán las bases del modelo matemático que se pretende desarrollar, y se presentarán los principales procedimientos empleados en el rebajamiento del nivel freático, con su funcionamiento y características principales que, si bien no es objeto de estudio de este trabajo final de máster ayuda a comprender mejor la creación del modelo.

3.1. Modelación matemática del flujo

El modelo matemático de flujo subterráneo que va a desarrollarse a lo largo de esta tesis no puede ser evaluado de una manera analítica, debido a las características y conceptualización del mismo. Por tanto, para poder resolver el sistema es necesario recurrir al empleo de métodos numéricos, los cuales permiten resolver la ecuación del flujo en casi cualquier supuesto, siempre que se tenga en cuenta en todo momento que es físicamente posible y qué no. Los tres métodos numéricos más conocidos y aplicados son:

- Método de Diferencias Finitas (FDM)
- Método de Elementos Finitos (FEM)
- Método de Volúmenes Finitos (FVM)

Si bien son los más conocidos, en el ámbito de la modelación hidrogeológica se emplean los dos primeros, siendo el método de volúmenes finitos el más empleado en la actualidad en la Dinámica de Flujo Computacional o CFD.

La principal diferencia entre los modelos realizados mediante diferencias finitas y los realizados por elementos finitos reside en la forma en la que discretizan el sistema, como se observa en la figura 1. Mientras que los modelos por el método de diferencias finitas dividen el conjunto del sistema en una malla ortogonal y orientada de manera que se encuentre paralela a los ejes horizontales de transmisividad, en el método de elementos finitos no es necesario este requerimiento, pudiéndose discretizar mediante triángulos (u otra estructura poligonal) al gusto del modelador.

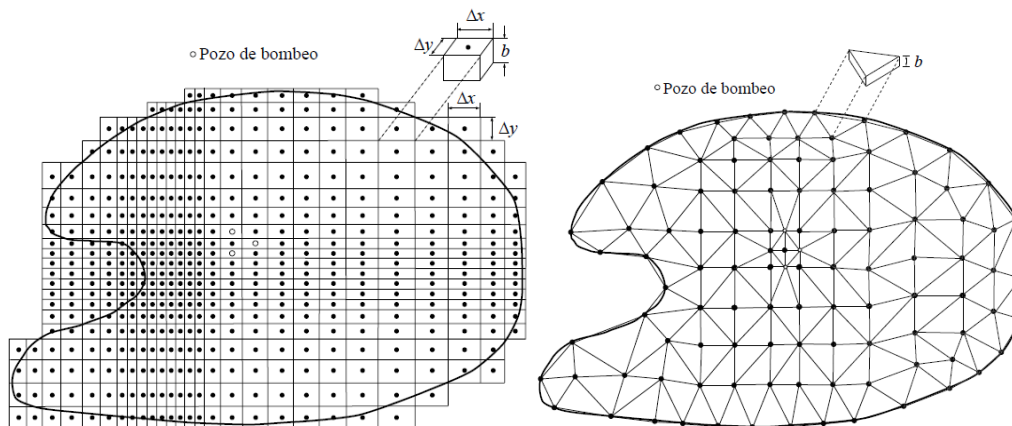


Figura 1. Diferencia en la discretización mediante diferencias finitas (izquierda) y elementos finitos (derecha). Modelos de uso conjunto de aguas superficiales y subterráneas (Sahuquillo et al., 2010).

Con ambos métodos se puede realizar un refinado en la zona de interés del modelo, en este caso donde se encuentra la presencia de pozos de bombeo. En este aspecto los modelos por elementos finitos presentan una mayor versatilidad, puesto que permiten realizar de una manera más sencilla un refinamiento local. No obstante, esta metodología tiene en su contra una mayor complejidad en la formulación del modelo y que, a diferencia del método de diferencias finitas, no se verifica en todos los elementos la ecuación de balance de masas. La tabla 1 muestra las principales ventajas y desventajas de ambos métodos:

Tabla 1. Comparativa entre los dos métodos numéricos de modelización hidrológica subterránea más empleados. Fuente: Elaboración propia.

Método de las Diferencias Finitas (FDM)	Método de los Elementos Finitos (FEM)
Limitación en discretización del modelo	Mayor versatilidad en refinamiento local
Uso muy extendido	Menor uso y poca documentación
Gran cantidad de documentación y casos aplicados	Software comercial o de poca aplicación
Existencia de software de libre acceso muy contrastado	No verifica ecuación de balance en cada elemento
Verificación de ecuación de balance en cada celda	

El sistema objeto de este estudio será modelizado con el método numérico de diferencias finitas, empleando el código MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1984). Para una mayor comodidad en el proceso de modelizado y la visualización de resultados se realizará en la interfaz gráfica de usuario ModelMuse (Winston, R. B., 2009). Ambos programas son de libre acceso, y pertenecen al Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS).

3.1.1. Método numérico de diferencias finitas

Como se ha comentado previamente, el método numérico de diferencias finitas será el empleado para la creación del modelo. Este método transforma la ecuación diferencial del flujo de agua subterránea [1] para poder resolver de este modo una aproximación a la misma.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad [1]$$

donde K hace referencia a los valores que la conductividad hidráulica presenta en las 3 direcciones (2 para las componentes horizontales y 1 para la vertical), y presentan unidades de velocidad (L/T). El término h es la altura piezométrica que presenta el medio en unidades de presión de columna de agua (L), el término W representa aquellos flujos establecidos por medio de fuentes o sumideros, con unidades inversas de tiempo (1/T), mientras que el término S_s hace referencia al almacenamiento específico que presenta la masa porosa saturada, en unidades inversas de longitud (1/L).

Para convertir esta ecuación diferencial de flujo en un medio poroso saturado, anisótropo y heterogéneo en función del tiempo a una ecuación que presente una aproximación fidedigna de la misma, el método numérico de diferencias finitas reemplaza el espacio continuo del sistema en uno discreto por medio de un número finito de puntos a lo largo del espacio y tiempo. Por tanto, las derivadas parciales de la ecuación son reemplazadas por las diferencias entre los valores que presenten las variables en dichos puntos.

Este procedimiento lo que permite es conducir a un sistema de ecuaciones lineales con los valores de la altura piezométrica para los puntos existentes en el espacio y tiempo que han sido creados. Estos puntos o nodos se ubican en medio de lo que se denomina como celdas, las cuales discretizan el modelo en función de la resolución de las mismas. Como se aprecia en la figura 2, estas celdas son clasificadas en filas y columnas (direcciones x e y), y en capas (dirección z). Respecto a la resolución de celda, o lo que es lo mismo, el número de celdas en el sistema, se cumple la relación de que, a mayor escala o mayor número de puntos, mayor precisión en las aproximaciones que con una menor resolución y menos puntos en el mismo sistema, considerando siempre un rango de resoluciones razonables del modelo.

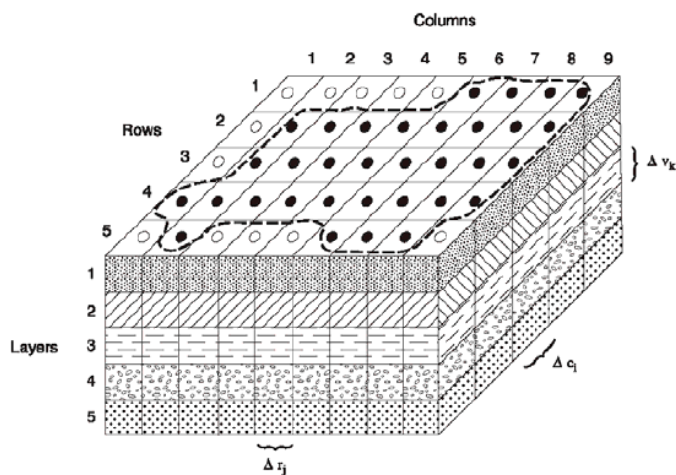


Figura 2. Discretización tridimensional de un modelo numérico de diferencias finitas.
Fuente: Manual de usuario de MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1984).

3.1.2. Selección de código

Una vez seleccionado y visto el principal fundamento del método numérico escogido se debe seleccionar un código de ejecución. El escogido es el del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) MODFLOW. Dicho código además de ser de libre acceso es el empleado en prácticamente todos los modelos de flujo subterráneo en diferencias finitas, debido a su solidez y documentación disponibles. Existen varias actualizaciones del mismo, siendo la más reciente la versión MODFLOW 2005 (Harbaugh, 2005). Esta última actualización añadió la posibilidad del refinamiento local de celdas en el modelo, mejorando de significativa manera las posibilidades de discretización.

Dentro del código MODFLOW existen los denominados “paquetes”, que permiten introducir una gran diversidad de condiciones singulares que existan en la realidad que se quiere representar con el modelo como, por ejemplo:

- Presencia de lagos y humedales en el sistema, y su afección al acuífero, e interacción con la red de cauces superficiales.
- Recarga por precipitación/retornos de riego, y evapotranspiración.
- Presencia de un acuitardo (formación semipermeable que transmite muy lentamente el agua en su interior y produce una recarga vertical al acuífero en contacto con el mismo).
- Recarga o bombeo del acuífero mediante pozos.
- Barreras naturales o artificiales que impiden el flujo horizontal.
- Drenajes al acuífero por medio artificial o por manantiales.

3.2. Obras de *dewatering*

El rebajamiento temporal del nivel freático del acuífero o *dewatering* es una técnica empleada en las obras de ingeniería civil y edificación que tiene su origen hace cientos de años, siendo un ejemplo el comienzo de uso a finales del siglo XVIII de herramientas de evacuación de agua con fines mineros en Inglaterra. Como su propio nombre indica, el procedimiento consiste en una depresión localizada del nivel estático de agua con la finalidad de dejar seco un volumen de tierras que a posteriori se excavará para construir la cimentación de la obra civil. Esta técnica lleva muchos años empleándose y abarcando un rango muy amplio de aplicaciones; desde pequeñas instalaciones con el empleo de bombas de achique para una pequeña construcción en la que apenas interfiere agua hasta grandes obras ingenieriles como la expansión del Canal de Panamá.

Acerca de las técnicas empleadas para lograr el rebajamiento deseado existen varias vías; no obstante, se suelen emplear 3:

- Sistemas de bombeo tipo sumidero (*Sump pumping*): el método más sencillo. Consiste en la excavación de una zona más profunda que el resto de la obra para que el agua subterránea conecte con el sumidero, para después bombear esta agua desde la superficie. Además de su sencillez permite ahorrar costes por ahorro energético, aunque su aplicación se restringe a profundidades no mayores de un par de metros, además de no ser posible su aplicación a terrenos con presencia de finos, puesto que pueden originar problemas de erosión.
- Sistemas de bombeo asistido por generación de vacío (*Wellpoint*): Se trata probablemente del método de *dewatering* más antiguo de los 3, datando aproximadamente del año 1920. Consiste en la instalación de un circuito cerrado donde, mediante una bomba de vacío, se aspira el agua por unos filtros hincados en el terreno. Presenta muy buenos resultados en arenas, además de permitir unas profundidades de descensos aceptables. También tiene la ventaja de poder montar varios sistemas juntos si lo requiere la obra (Sistemas *wellpoint* multiestadio).
- Pozos de extracción convencionales. Con la realización de unos pozos en el terreno se extrae el agua con bombas instaladas en los mismos. Es el que mayor rango de profundidad permite, además de ser la alternativa de *dewatering* históricamente más empleada.

A continuación, se analizará el funcionamiento de las alternativas, y se discutirá con el apoyo de una comparativa cual sistema es más idóneo para las características del proyecto. Debido a su limitado rango de aplicación se omitirá en el análisis el sistema *Sump pumping*, ya que no cumple con los requisitos de proyecto.

3.2.1. Sistemas *wellpoint*

El sistema de bombeo asistido por vacío es una técnica actualmente muy empleada para obras de *dewatering*, debido a la rapidez con la que se instala, la capacidad de extraer un gran volumen de agua en poco tiempo y la versatilidad que presenta. Se conforma de dos componentes, un circuito cerrado de tubería formando lo denominado como anillo o estadio *wellpoint*, y un conjunto de filtros inyectables o filtros *wellpoint*, que se introducen en el terreno (figura 3):

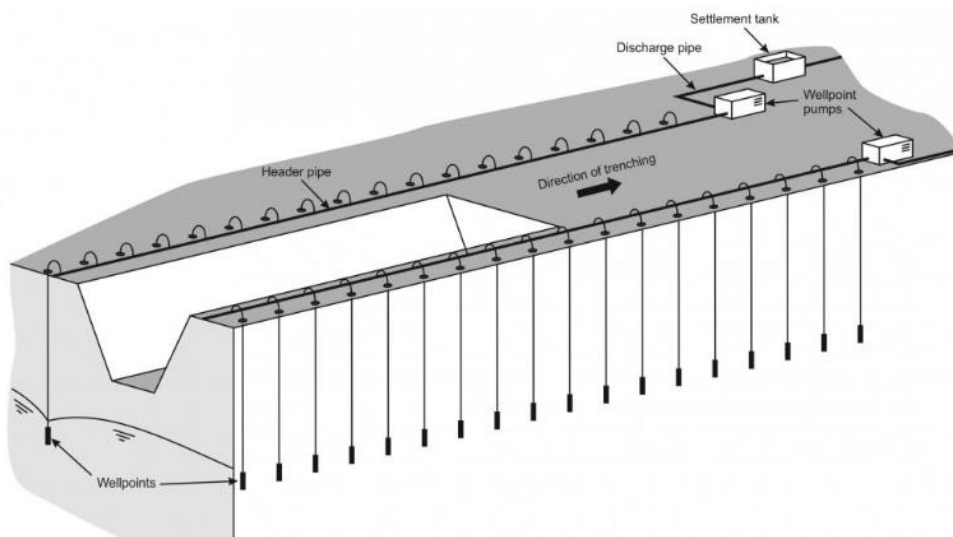


Figura 3. Esquema conceptual de un sistema *Wellpoint*. Fuente: *Groundwater Engineering PTE*.

Cuando el sistema entra en funcionamiento la bomba genera un vacío por succión haciendo que los filtros, que se encuentran por debajo del nivel freático, recojan el agua del acuífero por efecto venturi. Es muy importante que todos los filtros se encuentren por debajo, ya que si entra aire al sistema el rendimiento de la instalación se resiente significativamente. El proceso de instalación de los filtros varía en función del tipo de terreno; en terrenos arenosos, gravosos, limosos y arcillosos poco compactados se emplean los filtros *wellpoint* auto inyectables. Si el terreno presenta una mayor compacidad o son terrenos muy duros se hincan por medio de una perforadora.

En el caso de que con un único sistema no se pudiese conseguir el descenso deseado se puede añadir un segundo estadio como se puede ver en la figura 4. Para ello, los sistemas *wellpoint* multiestadio se efectúan de manera escalada:

- Primero se coloca el primer anillo exterior en el perímetro de la obra.
- Una vez se ha alcanzado la depresión hasta una determinada cota, se excava y se instala el segundo circuito, permitiendo así deprimir el nivel de agua a mayor profundidad.

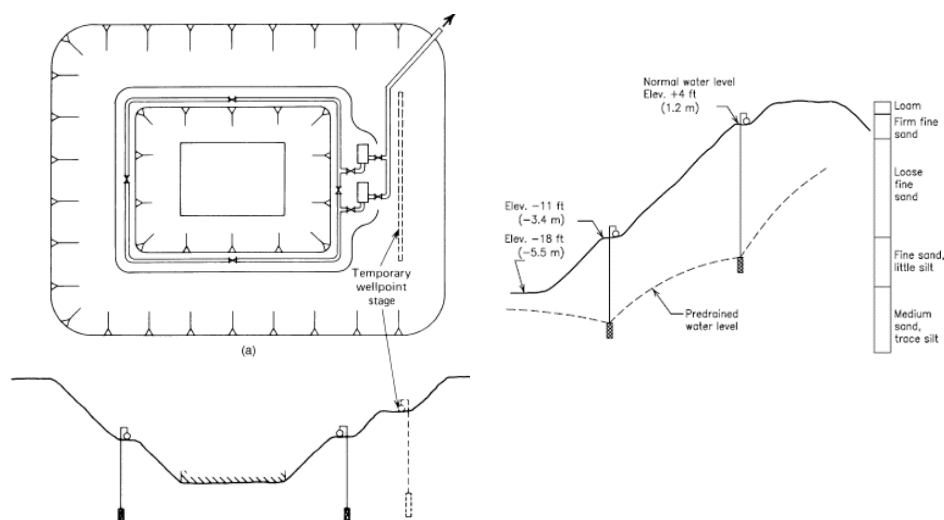


Figura 4. Sistema *wellpoint* multiestadio. Fuente: *Construction Dewatering and Groundwater Control* (Powers, J.P., 2007).

La principal ventaja que presenta el sistema *wellpoint* junto a su versatilidad para funcionar en diversos terrenos reside en los gradientes generados. Al tener múltiples filtros en el sistema (el número de filtros varía en función del terreno, tamaño de la obra y caudal a extraer, pero en general se instala el número adecuado para que haya una separación de 1 y 2 metros por filtro), los gradientes hidráulicos son muy pequeños puesto que se recoge agua desde muchos puntos, lo que es muy bueno y garantiza la estabilidad del flujo del acuífero.

Sin embargo, también presenta varios inconvenientes importantes. El primero es debido al diseño del sistema *wellpoint*, y es que al ocupar un gran espacio hay tareas de la obra en cuestión que quizás no puedan realizarse. El otro problema reside en el sistema de excavación y posterior contención del terreno. Si bien en excavaciones a cielo abierto y de poca o media profundidad es el sistema idóneo, en obras con excavaciones a grandes profundidades y en las que el nivel freático se encuentra próximo a la superficie, o en terrenos que presentan una baja conductividad hidráulica su empleo no es viable.

3.2.2. Pozos de extracción

Los pozos de drenaje se han empleado históricamente en las aguas subterráneas, principalmente para extraer recurso hídrico de acuíferos con el fin de poder aprovecharlo para el beneficio de la sociedad, aunque también sirven como herramienta para rebajar temporalmente el nivel freático de una zona en concreto.

En la figura 5 se puede observar las componentes básicas de un sistema de este tipo. Se perfora en el terreno el pozo a la profundidad deseada, y se coloca en su interior una bomba sumergible, que será la encargada de impulsar hacia arriba el agua. Esta será conducida a través de una tubería de impulsión (generalmente de polietileno) hasta la superficie, donde pasará a la red de descarga del sistema. La instalación hidráulica incluye medidores de las variables de interés (manómetro para ver la presión que presenta el agua en la conducción y un caudalímetro para el caudal evacuado), y una válvula de regulación para poder controlar el caudal de extracción del pozo.

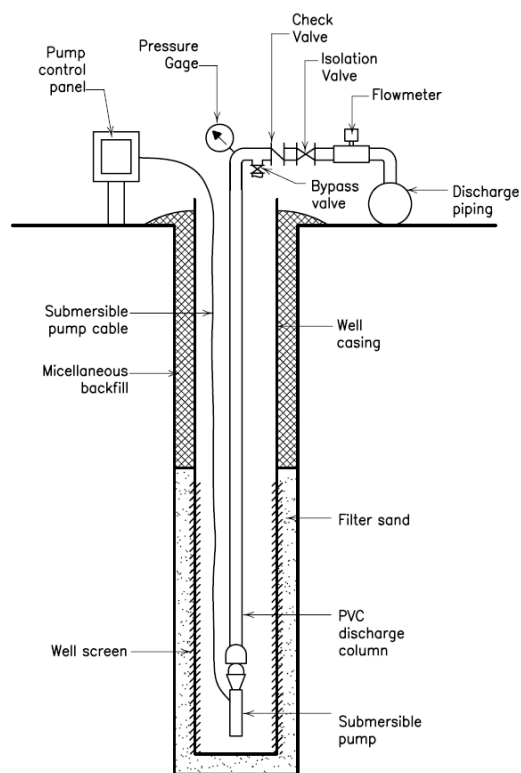


Figura 5. Componentes básicas de un pozo de extracción. Fuente: *Construction Dewatering and Groundwater Control* (Powers, J.P., 2007).

El pozo ejecutado debe de disponer del conocido como filtro de gravas. Este debe de ser correctamente diseñado puesto que al estar extrayendo agua del subsuelo se debe de poner especial hincapié en extraer el mínimo volumen de sedimentos posibles, ya que además de dañar la continuidad del sistema también puede originar problemas de

inestabilidades en el terreno (levantamiento de fondo en terrenos cohesivos como arcillas y limos, y sifonamiento en terrenos arenosos). Según el report R113 de la CIRIA (*Construction Industry Research and Information Association, 1986*), el filtro de grava de un pozo debe:

- Rellenar el espacio alrededor de la rejilla para prevenir un posible colapso de las paredes del pozo.
- Retener un volumen suficiente de suelo natural y prevenir que los finos sean bombeados de manera continua.
- Durante el desarrollo del pozo permitir pasar una parte de finos, y transmitir libremente el agua desde el terreno natural a la rejilla durante el bombeo.

La profundidad del pozo, al igual que el diámetro del mismo, es función de varios factores, que son la permeabilidad del terreno, el área de la obra objeto de *dewatering* y el descenso deseado. A mayor permeabilidad del terreno y mayor descenso, un mayor bombeo será necesario, así como un mayor diámetro de tubería y una mayor profundidad. Esta relación sirve para introducir el concepto de los pozos de baja capacidad (*Low Capacity Wells*). La particularidad que presentan los sistemas con este tipo de pozos consiste en que, en vez de bombear un único pozo a mucho caudal en el centro de la obra, se distribuye el mismo caudal en un número mayor de pozos de pequeño diámetro. Esto permite una distribución de los descensos más óptima que el primer enfoque, ya que el gradiente generado es menor, influyendo directamente en la seguridad de la excavación por problema de inestabilidad de terrenos.

El sistema de *dewatering* mediante pozos profundos presenta el máximo rango de aplicación. Se puede aplicar a casi cualquier profundidad (si bien a profundidades reducidas existen alternativas económicamente más viables), y con la adecuada ejecución del pozo a prácticamente todos los tipos de terrenos. En obras con sistemas de contención del terreno como muros pantalla (como la obra de estudio) siempre se suele escoger su aplicación por ocupar poco espacio en comparación con otras alternativas. Además, sus costes energéticos son menores a los sistemas *wellpoint* debido a una mayor eficiencia de la propia instalación.

Los dos problemas principales del sistema de extracción mediante pozos de drenaje son el coste inicial del sistema y el diseño óptimo del mismo. La problemática de este último reside en la variabilidad que presenta el terreno, siendo necesario un ensayo previo para poder caracterizar el mismo. También debe de tenerse en cuenta que, en caso de emplear en el sistema más de un pozo de drenaje, el impacto que cada pozo tiene en los descensos del nivel piezométrico no será idéntico al resto, al igual que la interrelación entre pozos. Estas relaciones pueden

llevar a una interpretación y dimensionamiento del sistema de *dewatering* errónea (este error ocurre en el proyecto de estudio, como se verá después. Se estimó un caudal de drenaje en el ensayo hidrogeológico mucho mayor al que en realidad era necesario).

3.2.3. Sistema escogido

La obra de estudio de este proyecto se encuentra sobre un acuífero libre de materiales arenosos. El sistema de contención del terreno se realiza mediante muros pantalla de hormigón hasta una profundidad de 16 metros, y en su interior se busca rebajar el nivel estático original, que se encuentra a 4.5 metros de la superficie hasta una profundidad de 9.25 metros, por lo que se trata de un descenso de casi 5 metros. En la tabla 2 se puede observar la comparativa de idoneidad de ambos sistemas para las características del proyecto:

Tabla 2. Comparativa entre sistemas de dewatering para la obra de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Método de las Diferencias Finitas (FDM)	Método de los Elementos Finitos (FEM)
Limitación en discretización del modelo	Mayor versatilidad en refinamiento local
Uso muy extendido Gran cantidad de documentación y casos aplicados	Menor uso y poca documentación
Existencia de software de libre acceso muy contrastado	Software comercial o de poca aplicación
Verificación de ecuación de balance en cada celda	No verifica ecuación de balance en cada elemento

El sistema de *dewatering* elegido por el Departamento de Estudios del proyecto fue un sistema formado por 5 pozos de bombeo de pequeño diámetro efectivo (244 mm) distribuido uniformemente en el interior de la obra. El tiempo de ejecución de la obra de *dewatering* será de 4 meses, tras el que según la programación de la obra ya se habrá completado la construcción e impermeabilización de la cimentación profunda de la misma, y se finalizarán los trabajos de bombeo.

4. MODELO CONCEPTUAL

En este capítulo se presenta el modelo que se va a desarrollar a lo largo de este trabajo, contextualizándolo geográfica e hidrogeológicamente y, realizando un análisis cualitativo del funcionamiento del mismo, para comprender que se busca representar y de que datos se dispone para ello.

4.1. Localización y descripción de la obra

La obra de estudio se ubica en el carrer de Sovelles, en el distrito de Sants – Montjuïc de la ciudad de Barcelona (figura 6). Se trata de un recinto en el que va a construirse una edificación de 64 viviendas de 8 alturas por parte de una promotora privada. Esta edificación tendrá además dos sótanos, con una profundidad de máxima excavación de 9.25 metros, que es donde descansará la cara inferior del hormigón de limpieza previo a la losa de cimentación del edificio, y que será la profundidad a la que se deba descender el nivel freático de forma temporal para poder realizar la excavación en seco.



Figura 6. Localización de la Obra de Estudio. Ortofoto de 2015 extraída del Plan Nacional de Ortofotografía Aérea del Instituto Geográfico Nacional (IGN, 2015).

Para la contención de la excavación, debido a la gran profundidad que ésta presenta, se empleará un sistema basado en muros pantalla de hormigón armado con un espesor de 45 centímetros en el perímetro de la obra. Estos muros ejercerán al modelo un efecto de barrera horizontal al flujo, por lo que se deben de incluir en la conceptualización del mismo.

El procedimiento de *dewatering* que se empleará, de acuerdo al criterio escogido por el departamento de estudios de la obra, será por pozos de bombeo de baja capacidad colocados en el interior de la obra. Se estimó que el sistema debería estar compuesto por 5 pozos de bombeo, de 244 mm de diámetro efectivo. El caudal total de la instalación en régimen estacionario, estimado en fase de proyecto de acuerdo a la información facilitada por el estudio hidrogeológico y geotécnico, y de la situación inicial del nivel freático y el descenso deseado fue de 100 m³/hora, si bien luego se discutirá acerca de la validez de esta decisión. El radio de influencia del bombeo, es decir, la longitud a partir de la cual las alturas piezométricas del terreno no sufren alteraciones debido a los efectos del bombeo, es del entorno de 350 m, según las estimaciones previas realizadas.

4.2. Caracterización Hidrogeológica

La obra se ubica sobre el conjunto de acuíferos del Delta del Llobregat, enmarcado dentro de la demarcación hidrográfica del Districte de Conca Hidrogràfica o Fluvial de Catalunya (también conocida como cuencas internas de Catalunya). Esta demarcación hidrográfica abarca un total de 37 masas de agua subterráneas (figura 7) delimitadas por la Agència Catalana de l'Aigua en su *Pla de Gestió del districte de conca fluvial de Catalunya* para el ciclo 2016 – 2021 (Agència Catalana de l'Aigua, 2013). El sistema de estudio es la masa de agua subterránea nº 39, Vall Baixa y Delta del Llobregat. Anteriormente el Delta era un sistema propio, pero debido a que el estado del acuífero de la Vall Baixa estaba muy relacionado al del Delta, se unificaron en un mismo sistema de explotación subterráneo.

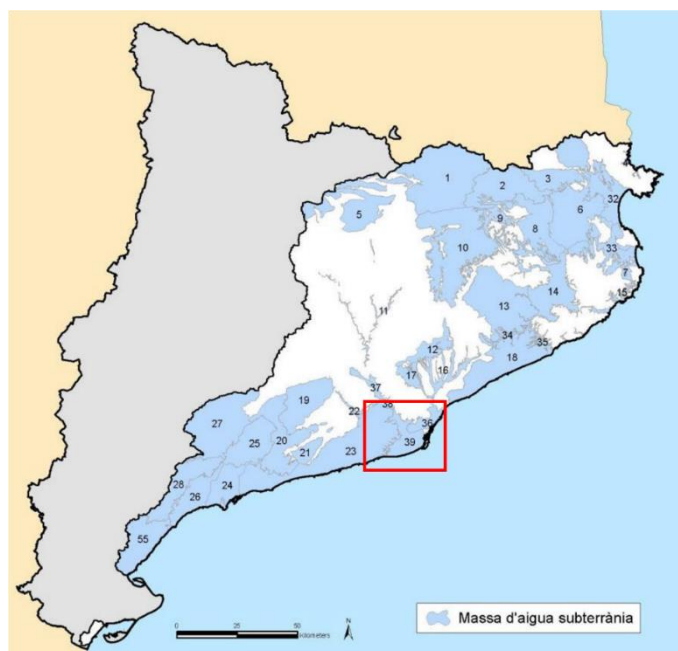


Figura 7. Masas de agua subterránea de las cuencas internas de Catalunya delimitadas para el Plan de Cuenca 2016-2021. Fuente: Agència Catalana de l'Aigua.

4.2.1. Composición y retrospección histórica del Delta

El Delta del Llobregat conforma la segunda cuenca con mayor aportación hídrica de la demarcación, con un promedio de 650 hm³/año en el periodo de 1940 hasta 2008. Como se observa en la figura 8, a su vez el sistema está compuesto por tres acuíferos (mostrados en la tabla 3); los acuíferos superficiales de la Vall Baixa (código de acuífero 405A13) y Delta del Llobregat (405A14), y el acuífero profundo del Delta del Llobregat (405A21):

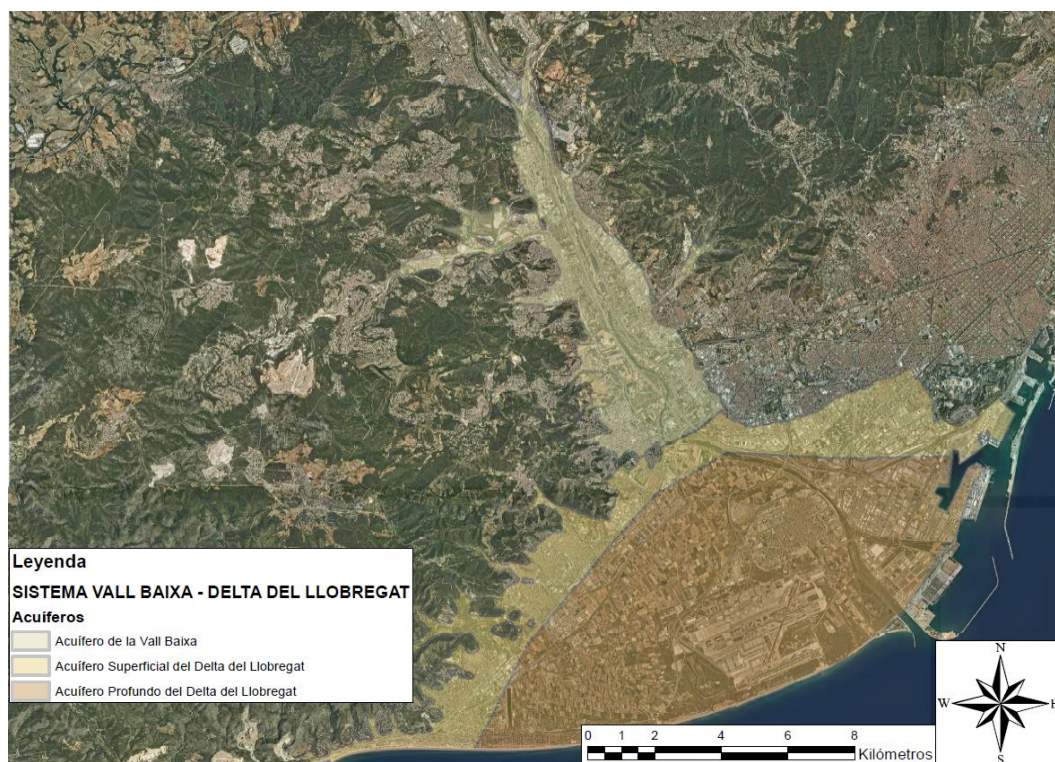


Figura 8. Composición del Sistema Vall Baixa – Delta del Llobregat. Fuente: Elaboración propia. Información de las divisorias de acuíferos obtenida de la ACA, y ortofoto de máxima actualidad del IGN.

Tabla 3. Descripción de los acuíferos del Sistema Vall Baixa – Delta del Llobregat. Fuente: Elaboración propia con información del plan hidrológico de cuenca 2016 – 2021 de la ACA.

Masa de Agua Subterránea	Extensión (Km ²)	Funcionamiento	Tipología Acuífero
Acuífero Aluvial de la Vall Baixa	31	Libre	Depósitos Cuaternarios recientes (Holoceno), deltaicos y planas costeras
Acuífero Superficial del Delta del Llobregat	114	Libre	
Acuífero Profundo del Delta del Llobregat	78	Confinado	Depósitos Cuaternarios antiguos (Pleistoceno), formando un acuífero confinado

Los tres acuíferos están formados por materiales arenosos, arcillosos y gravosos, con la diferencia de que los acuíferos superficiales están formados por depósitos cuaternarios recientes (de época del Holoceno), y el acuífero profundo del Delta del Llobregat por materiales más antiguos (Pleistoceno). Entre el acuífero superficial y el profundo existe una capa de materiales que algunos autores (Custodio, E., 2007) definen como un acuitardo de espesor creciente en dirección a la costa, como se aprecia en la figura 9:

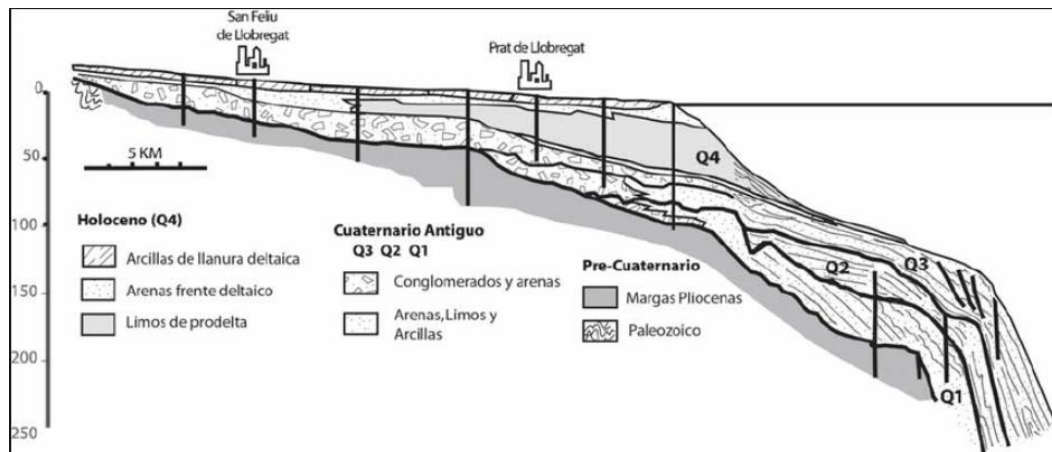


Figura 9. Distribución de prolongación del corte del Delta. Fuente: Gámez, 2007.

El Delta del Llobregat históricamente ha sido un sistema subterráneo que, debido a su ubicación, tiene un gran valor estratégico para garantizar el abastecimiento del recurso hídrico para las demandas necesarias. Es por ello por lo que desde inicios de los años 70 en el acuífero del Delta se ha estado produciendo un descenso piezométrico generalizado en toda la masa de agua subterránea debido al efecto antrópico (Custodio, 1987; Custodio et al. 1976; Custodio et al. 1989), y concretamente a dos fenómenos: la sobreexplotación del acuífero y las excavaciones en la construcción del puerto. Esto además ha propiciado que en el acuífero profundo o principal del Delta se haya producido un episodio de intrusión salina.

Para contrarrestar el efecto de la intrusión salina, o al menos contenerla, se puso en marcha el proyecto de la barrera hidráulica contra la intrusión salina. El fundamento de este proyecto consiste en la elevación del nivel de agua por medio de la infiltración de grandes volúmenes de agua a través de equipos de bombeo situados en la costa entre la desembocadura del río Llobregat y el puerto, de manera que eleve el nivel de agua del acuífero cerca de la costa y evitando que el agua salada penetre tierra adentro. El proyecto lleva en marcha a pleno rendimiento desde el año 2010, y ha evitado que la cuña siga adentrándose en el terreno del Delta, además de producir mejoría local de los niveles piezométricos en las zonas próximas a los pozos de infiltración.

4.2.2. Balances hidrológicos del sistema

De acuerdo al anejo IV “Recursos subterranis i la seva explotació” del plan de cuenca para el segundo ciclo de planificación hidrológica de la ACA, para el balance hidrológico se evalúa el de la Vall Baixa - Delta del Llobregat en conjunto. La ACA calcula los recursos subterráneos naturales a través de un balance de la precipitación y las entradas y salidas laterales y desde ríos [2]:

$$\text{Recursos Subterráneos Naturales} = I_P + B_R + B_{FL} \quad [2]$$

donde I_P es la infiltración que se produce por la precipitación (según el Plan de Cuenca la precipitación en el sistema es de aproximadamente unos 695 mm/año, de los cuales 118 mm/año se infiltran al mismo); B_R y B_{FL} son, respectivamente, el balance entre las entradas y salidas entre el sistema subterráneo y el superficial, y el balance de entradas y salidas por flujo lateral desde o hacia otros sistemas.

Este balance natural generalmente se evalúa en unidades de $\text{hm}^3/\text{año}$, y al que se le añaden los posibles retornos de regadío y se le descuenta la demanda ambiental para poder obtener el volumen de recursos anuales disponibles [3].

$$R. \text{Subterráneos Anuales Disponibles} = I_P + I_R + R_R - D_A \pm T_{FL} - S_M \quad [3]$$

donde I_P es la infiltración que se produce por la precipitación, mientras que I_R es la infiltración que aportan al sistema las redes superficiales de cauces; R_R es la infiltración debida a retornos de riegos, fugas o pérdidas de las redes de abastecimiento; D_A es la demanda ambiental, es decir, los valores que han de proveer los acuíferos a los ríos que discurren en ellos para garantizar el mantenimiento de los ecosistemas vinculados a ellos; T_{FL} son las entradas o salidas debidas a la transferencia entre distintos sistemas (el sistema de estudio al ser costero sólo recibe entradas) y S_M son las salidas al mar.

El plan de cuenca también considera la posibilidad de que se trate de un año especialmente seco. Este año anómalo se calcularía aplicando un coeficiente reductor de 0.4 a las entradas totales de agua, transferencias de otras masas y salidas al mar. En la tabla 4 se recogen todos los valores de las componentes hídricas y el volumen anual disponible del sistema para un año normal y un año seco. En cuanto a las extracciones antrópicas se estudiarán las demandas urbana, agrícola e industrial/ganadera, que son las que más presión ejercen sobre el sistema. Con ello se obtiene la demanda total y así el balance hídrico total, pudiéndose calcular el Índice de Sobreexplotación del sistema como el cociente entre el recurso natural disponible y las demandas totales. En la tabla 5 se muestra el balance hídrico completo:

Tabla 4. Balance de entradas y salidas del recurso anual subterráneo disponible. Fuente: Elaboración propia con datos del Plan Hidrológico de Cuenca (ACA, 2013).

Estado	ENTRADAS				SALIDAS		TOTAL (Hm ₃ /año)
	I _P (Hm ₃ /año)	I _R (Hm ₃ /año)	T _{FL} (Hm ₃ /año)	R _R (Hm ₃ /año)	D _A (Hm ₃ /año)	S _M (Hm ₃ /año)	
Año normal	6	16.8	25.1	14	2	10	49.9
Año seco	3.6	10.08	15.06	8.4		6	31.14

Tabla 5. Balance hídrico del sistema respecto a las demandas e índice de Sobreexplotación. Fuente: Elaboración propia con datos del Plan Hidrológico de Cuenca (ACA, 2013).

Estado	RECURSO NATURAL DISPONIBLE	DEMANDAS (Hm ³ /año)				BALANCE HÍDRICO (Hm ³ /año)	I _s
		Urbana	Agrícola	Ganadera	Industrial		
Año normal	49.9	32.4	1.09	0.03	9.63	6.75	0.86
Año seco	29.1					-14.05	1.48

4.2.3. Caracterización geológica local

De acuerdo al estudio geotécnico del terreno se puede describir geológicamente la zona de la obra. Como se aprecia en la figura 10 la zona de estudio se encuentra en la Serralada Litoral Catalana, constituida como se ha comentado previamente en el análisis hidrogeológico de materiales cuaternarios formados por depósitos deltaicos y fluviales, asociados a la dinámica del río Llobregat, y que limitan con los materiales terciarios que forman la montaña de Montjuic.

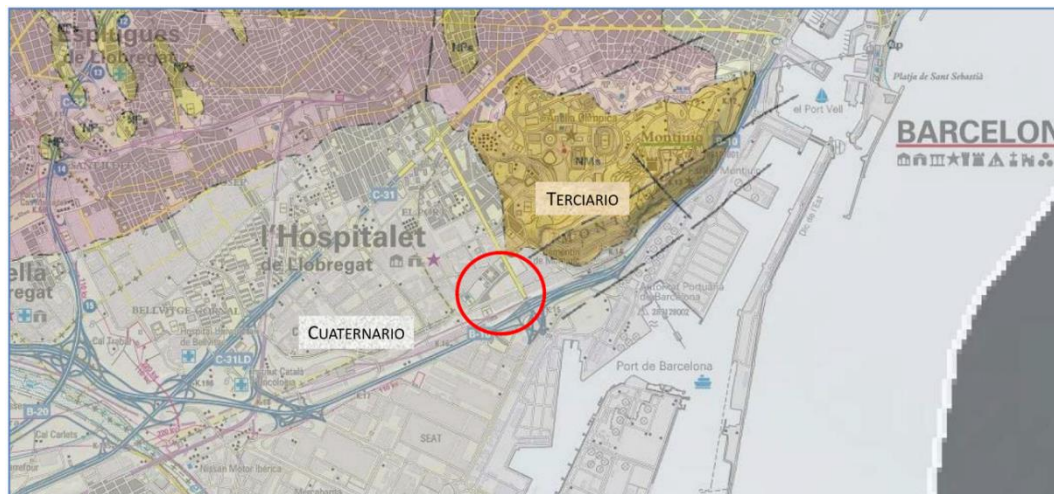


Figura 10. Mapa geológico de la zona a escala 1:50.000. Fuente: Insititut Cartogràfic de Catalunya.

Según la información arrojada por 3 sondeos realizados por la empresa encargada de la redacción del informe geotécnico la obra tiene 5 niveles estratigráficos diferentes (figura 11). Estos están depositados de manera horizontal y paralela, descritos a continuación por orden descendente desde la rasante altura del terreno en la obra (Referencia de obra 0.0; cota aproximada +4.85 msnm):

- I. Suelo removido y/o pavimento. De profundidad en torno a 1.5 metros, se trata de un terreno muy alterado y heterogéneo.
- II. Arcillas arenosas de color marrón claro. Este estrato presenta un pequeño espesor (cerca de 1.3 metros), siendo de grano fino.
- III. Arenas finas de color marrón ocre. Presentan una composición de arenas de grano fino junto a otras de tamaño de grano medio, y a intervalos aparece una mezcla de arenas finas con gravilla. Su muro se encuentra a los 9 metros de profundidad.

- IV. Arenas medias de color marrón grisáceo. Este nivel tiene un contenido variable en gravas y gravillas, y se encuentra seccionado en dos tramos debido a que a 17.4 metros de profundidad existe una pequeña capa de arcillas arenosas. Su muro se puede localizar en torno a los 25 metros.
- V. Arcillas arenosas. De composición muy similar al paquete II, se trata de un paquete de arcillas de espesor reducido (60 cm), pero que presenta una baja permeabilidad.



Figura 11. Estratigrafía del terreno en la zona de la obra. Fuente: Elaboración propia.

El nivel estático de agua en la localización de la obra se encontraba a una profundidad de 4.5 metros desde la superficie, por lo que la presencia de terreno saturado se situaba a partir del nivel III. También se aprecia que todos los terrenos se encuentran en el acuífero superficial del Delta, por lo que el modelo desarrollado se centrará en él.

4.3. Modelo Hidrogeológico Conceptual del proyecto de estudio

Visto el balance hídrico del sistema de la Vall Baixa – Delta del Llobregat se puede concluir que existe una gran explotación del recurso subterráneo, con un estrecho margen entre las demandas hídrica al mismo respecto al volumen disponible de las masas de agua subterránea, y superior si el año hidrológico ha sido seco, tendencia habitual en los últimos tiempos. Por tanto, se ha de buscar la optimización de cualquier proceso que extraiga recurso subterráneo ya que, asumiendo que las demandas no van a disminuir y el sistema va a seguir teniendo una explotación elevada, con mejores eficiencias se vela por la conservación natural de los acuíferos.

El proyecto de estudio consistía en el rebajamiento de la cota inicial o nivel estático del terreno por debajo de la cota de máxima excavación del futuro emplazamiento. Para esta finalidad se instaló un equipo de 5 bombas de pequeña potencia, con el fin de rebajar ese nivel estático inicial (que según el informe geotécnico se encontraba a 4.5 metros de la superficie del terreno) a una profundidad de 9.25 metros, es decir, producir en el recinto de la obra un descenso generalizado del orden de 4.75 metros.

Inicialmente en la fase de estudio del proyecto, de acuerdo a la información disponible del estudio geotécnico y del informe hidrogeológico de la obra, se propuso un caudal de extracción total de la instalación de 100 m³/hora, alrededor de 27.75 l/s. No obstante, la empresa encargada de realizar el proyecto de *dewatering*, y por medio de ensayos en obra previos al arranque inicial del sistema, comprobó que el comportamiento del terreno era significativamente distinto al estudiado, puesto que para obtener el descenso deseado en la obra en un régimen cuasi permanente bastaba un caudal total de 8 l/s o 28.8 m³/h, 3.5 veces menos. Con esta información de campo, se procederá a conceptualizar el modelo matemático de flujo del modelo.

4.3.1. Dimensiones y estratigrafía del modelo

A la hora de delimitar la extensión del modelo a realizar se debe de aplicar una hipótesis respecto al flujo en el sistema. Esta hipótesis es la siguiente: el efecto que tiene un bombeo sobre un acuífero de estudio tiene un área de influencia determinado, por lo que a partir de esa distancia la masa de agua subterránea no sufre afecciones por el mismo.

De acuerdo a la hipótesis adoptada las dimensiones mínimas del modelo serán aquellas que sobrepasen el área de influencia que podría tener el bombeo en el sistema, el cual se puede obtener un valor aproximado inicial, y después mediante el modelo matemático desarrollado comprobar de manera más exacta el comportamiento de los descensos en el sistema.

Respecto a la estratigrafía del modelo se extrapolará la composición del terreno en la obra, puesto que, además de tener el modelo unas dimensiones reducidas, no se dispone de más información próxima, mientras que la cota de superficie del terreno se obtendrá mediante el modelo digital del terreno de acceso público del Instituto Geográfico Nacional.

4.3.2. Sistema de *dewatering* y de pozos de recarga

Como se ha comentado previamente, el sistema de bombeo consiste en una instalación de 5 bombas, ubicadas en el interior del recinto de la obra. No obstante, el agua evacuada a diferencia de la gran mayoría de obras de este tipo es reintroducida en el terreno en un solar perteneciente también a la empresa promotora de la obra, y que se encuentra a una distancia de unos 100 metros aproximadamente. El agua extraída de los pozos de bombeo se envía por medio de una red de descarga hasta los pozos de recarga, que por gravedad infiltran al terreno el recurso hídrico. En la figura 12 se observa el plano de situación del proyecto:

PLANTA GENERAL DE LA INSTALACIÓN
Escala 1:450

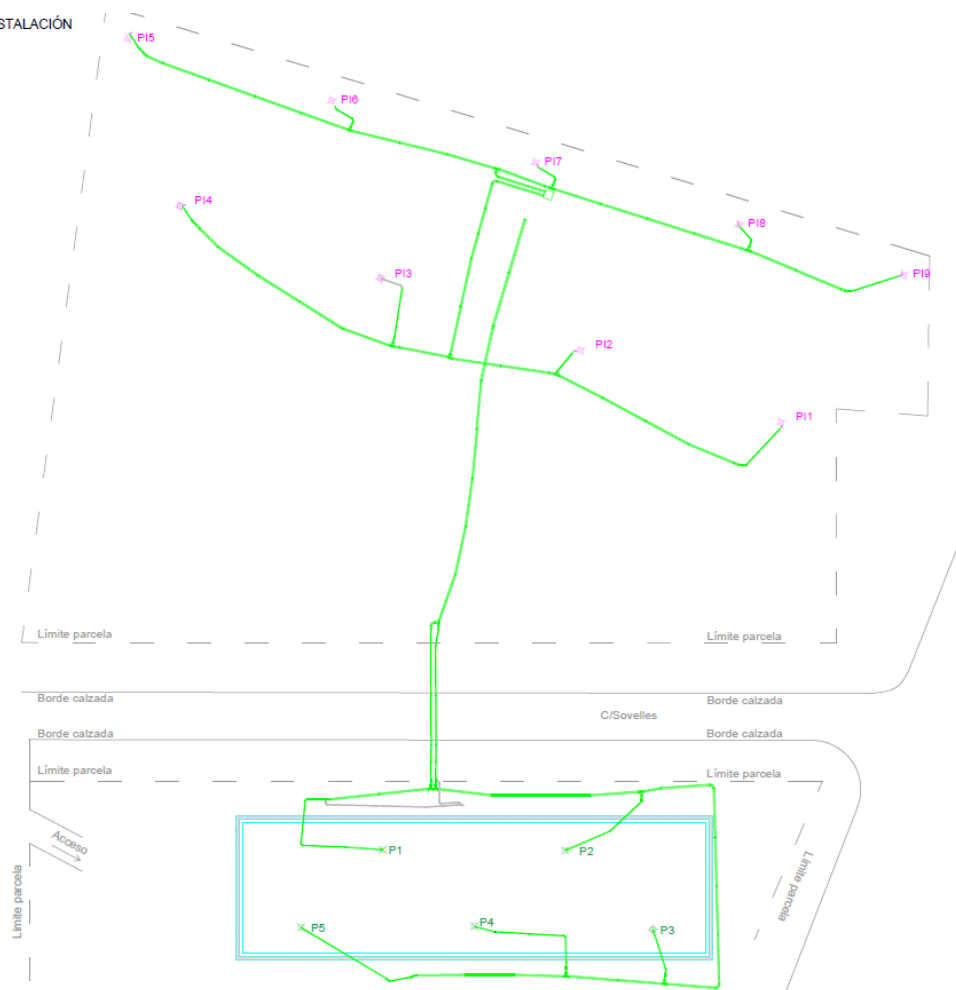


Figura 12. Plano de disposición de los pozos de bombeo y recarga. Fuente: FERRER, SL.

El modelo será calibrado con este esquema de funcionamiento, y con el caudal total de la instalación igual al real que se ha producido en obra para lograr el descenso requerido. En cuanto a la red de descarga se asume que no existen fugas y que todo el volumen evacuado se infiltrará posteriormente.

4.3.3. Resumen del modelo conceptual

Por último, en la tabla 6 se presenta un resumen de las características más relevantes para realizar el modelo matemático hidrogeológico. Se deben de tener todas estas consideraciones en cuenta para que el futuro modelo represente de manera adecuada la realidad del proyecto:

Tabla 6. Tabla resumen del modelo conceptual. Fuente: Elaboración propia.

MODELO HIDROLÓGICO CONCEPTUAL	
Acuífero de Aplicación	Acuífero Superficial del Delta del Llobregat
Profundidad acuífero	25 metros (varios estratos)
Salidas del sistema	5 pozos Bombeo
Entradas al sistema	Recarga por precipitación, 9 Pozos Recarga
Singularidades	Sistema de contención de muros pantallas
Profundidad Nivel Freático Inicial en obra	4.5 metros (Cota +0.35 msnm)
Nivel Objetivo Obra (Máxima Excavación)	9.25 metros (Cota -4.4 msnm)
Descenso Objetivo	4.75 metros
$Q_{\text{diseño}}$ total sistema	27.75 litros/segundo
$Q_{\text{funcionamiento}}$ total sistema	8 litros/segundo

5. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO

Después de la descripción del proyecto realizadas, así como su identificación de relaciones y características más importantes, se ha de transferir toda esa información al modelo matemático. En este capítulo se presenta la forma en la que se traslada la conceptualización del modelo al código MODFLOW mediante la interfaz ModelMuse.

5.1. Discretización espacial

Al realizar la discretización del modelo se deben considerar dos aspectos distintos, pero que se encuentran relacionados entre ellos: las dimensiones exteriores del modelo y el tamaño de celdas considerado. Teniendo en cuenta las dimensiones y características del sistema, se evaluará la discretización vertical o eje Z de manera distinta a los ejes horizontales X e Y.

5.1.1. Límites del Modelo

Como se ha explicado en el capítulo 4, las dimensiones del modelo deberán ser, como mínimo, mayores al área de influencia que se generará en el sistema subterráneo por la acción del bombeo.

De acuerdo a la información facilitada por la dirección de proyecto esta distancia estaría entre 300 y 350 metros. Este valor ha sido obtenido vía la aproximación empírica de Sichardt (Kirieleis-Sichardt, 1930), descrita en [4]:

$$R = 3000 * S_w * \sqrt{K} \quad [4]$$

donde R es el radio de influencia en unidades de longitud (L); S_w el descenso deseado, en unidades de longitud (L) y K es la permeabilidad del acuífero en unidades de velocidad (L/T).

Sin embargo, existe una incertidumbre significativa en este valor, puesto que no se tiene en cuenta el efecto que tiene la reintroducción del recurso en el terreno (lo que reducirá el área que sufre descenso de nivel piezométrico en el sistema), además de que considera todo el acuífero como un único estrato y un único bombeo en vez de su distribución en 5 pozos localizados. De todas formas, y desde el punto de vista de la robustez y seguridad del modelo, los límites serán los correspondientes a un radio de influencia de 500 metros, pudiéndose apreciar su magnitud en la figura 13. Por tanto, las dimensiones en superficie del modelo serán de 1050 x 1000 m².

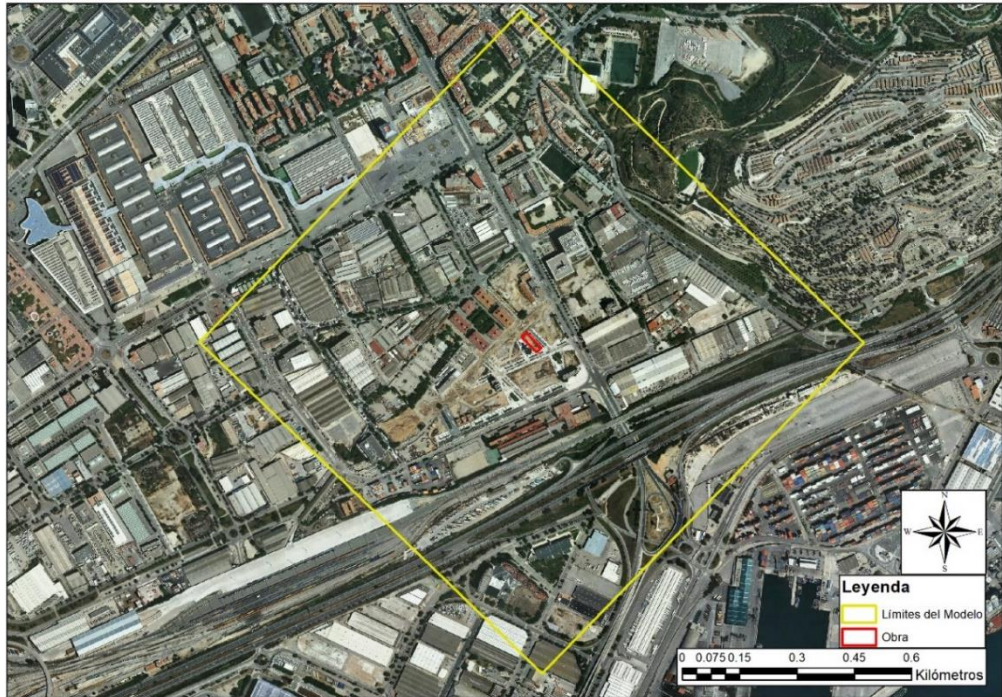


Figura 13. Límites de la obra. Fuente: Elaboración propia.

5.1.2. Tamaño de celdas

Conocidas las dimensiones del modelo se establecerá un tamaño de celdas adecuado. Se han considerado unas dimensiones horizontales generales de celda de 50 metros, lo que generaría una malla de 20 filas y 21 columnas (figura 14.a). Además, teniendo en cuenta que en el centro es donde se encuentra la obra, y por tanto la zona de mayor interés del modelo se ha refinado el tamaño de celda local a 5 metros. Para evitar errores numéricos por grandes saltos entre tamaños diferentes de celdas se ha suavizado la transición en el modelo con un factor de 1.2, como se aprecia en la figura 14.b, originando finalmente un mallado de 32 filas y 42 columnas.

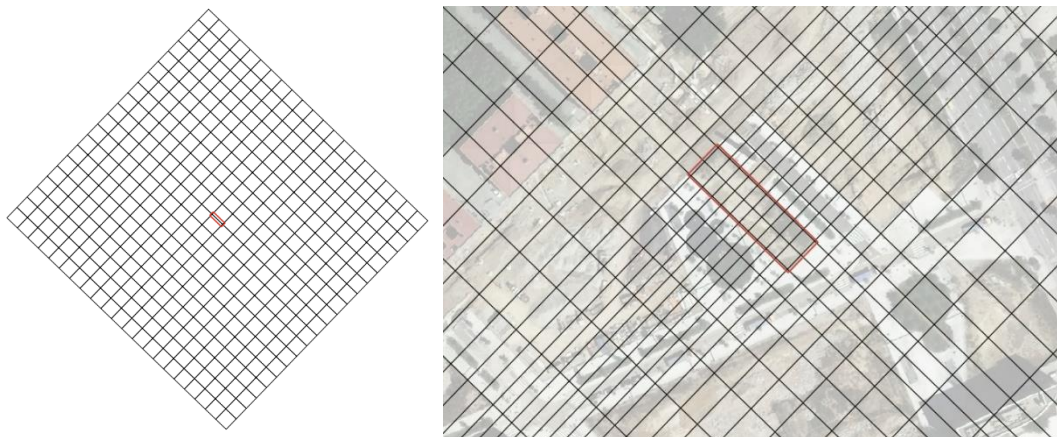


Figura 14.a. Mallado inicial uniforme del modelo y 14.b Refinamiento local en obra. Fuente: Elaboración propia.

5.1.3. Dimensión vertical

La altimetría implementada ha sido obtenida del modelo digital del terreno del Instituto Geográfico Nacional (*Centro Nacional de Información Geográfica, 2017*). Se ha empleado el MDT de 5 metros de paso de malla, para poder representar con exactitud las alturas de las celdas locales de la obra, como se aprecia en la figura 15, que muestra la cota del terreno en todo el sistema del Delta y en el modelo de la obra, respectivamente.

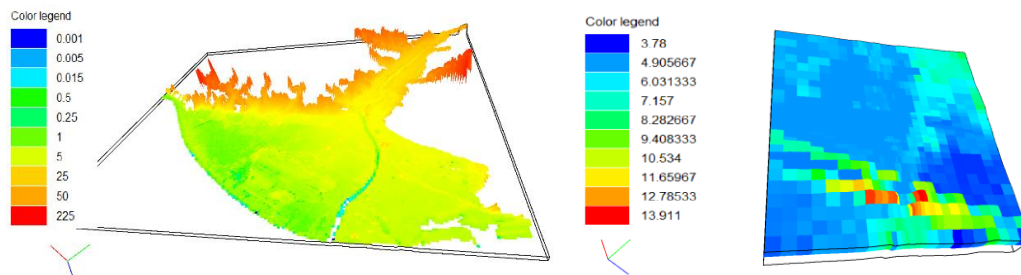


Figura 15. Implementación del MDT en el modelo. Fuente: Elaboración propia con información MDT del IGN.

Acerca de la variabilidad que presenta en profundidad del sistema, tal y como se ha expuesto en el Capítulo 4, el terreno se encuentra compuesto por un total de 5 niveles estratigráficos. No obstante, a la hora de implementar esta información en el modelo, se han tenido en cuenta varias consideraciones, con el fin de aumentar la robustez del modelo y que represente de una manera adecuada el sistema real:

- Los niveles I y II se encuentran en todo momento secos, debido a la profundidad inicial del nivel freático y el poco espesor que tienen estos. Es por lo que no es necesario su modelizado, aumentando de esta manera la robustez del modelo evitando fallos por secado completo de alguna capa en el modelo.
- En la zona de la obra la profundidad que el acuífero superficial del Delta del Llobregat tiene es entre 20 y 25 metros. Asumiendo que, al tratarse de un modelo de pequeña extensión, en todo el mismo las capas son de espesor constante y paralelas entre sí, con una profundidad de 25 metros.
- El Nivel IV ó Arenas Medias a su vez se subdividirá en varias capas. La primera se encontrará a una profundidad de 0.25 metros desde el techo de la capa, correspondiente al nivel objetivo que se desea rebajar el nivel freático inicial. Después, se ubicará otro subnivel para apoyarse a la hora

de calibrar el modelo (para que el modelo calibrado tenga un descenso similar al real, entre 9,25 y 9,50 metros). A una profundidad de 14 metros desde la superficie del terreno se creará otro subnivel para identificar dónde se encuentran los pies de los pozos de extracción y bombeo, y por último a una profundidad de 16 otro, correspondiente al pie del muro pantalla de la obra.

En la figura 16 se puede observar la discretización vertical final que presentará el modelo:



Figura 16. Modelización de la componente vertical del modelo. Fuente: Elaboración propia.

5.2. Discretización temporal

El modelo se desarrollará con una discretización temporal en segundos. Esta consideración es consistente con el hecho de que se trata de un acuífero de elevada permeabilidad, y por tanto el descenso buscado se consiguió en un intervalo corto de tiempo.

Mientras que a la hora de calibrar y evaluar el modelo en régimen estacionario no se tiene en cuenta la influencia de los periodos de tiempo, para la evaluación del modelo bajo situación transitoria o régimen influenciado se modelizarán dos intervalos de tiempo o periodos de esfuerzo. El primer intervalo comienza con el arranque del sistema y tiene una duración de dos horas, mientras que el segundo intervalo comienza al finalizar el primer intervalo y acaba tras la segunda medición en la obra, que se produce a las 24 horas de arranque del bombeo. Este apartado se expondrá con mayor detalle en el Capítulo 6.

5.3. Condiciones de contorno

Para caracterizar el modelo con el fin de que guarde las relaciones presentes en el sistema real se introducen una serie de condiciones de contorno. Existen 3 tipos de condiciones de contorno para un modelo de flujo:

- De tipo I o de Dirichlet. Este tipo de condiciones de borde imponen la existencia de unas alturas piezométricas o potenciales hidráulicos preescritos.
- De tipo II o de Neumann, de flujo preescrito. Estas condiciones de contorno simulan un flujo constante en el modelo, y sirven para simular las entradas y salidas principales del sistema.
- De tipo III o de Cauchy, de borde semipermeable o condición mixta, que presenta características de las otras dos y sirve para simular la interacción con otras masas de agua, como lagos o ríos.

Ante la ausencia de masas de agua superficiales próximas al modelo (el río Llobregat se encuentra a la suficiente distancia para no influir en la obra, y por tanto fuera de los límites del modelo), únicamente se emplearán condiciones de contorno de tipo I y II, consistentes en explicar las hipótesis tomadas para la elección de las dimensiones del modelo, y las entradas y salidas del sistema.

5.3.1. Condición de borde del modelo

5.3.1.1. Recopilación de información

Como se ha explicado en la discretización espacial (apartado 5.1.), se han escogido unas dimensiones del modelo tales que a esa distancia el bombeo producido no tenga efecto sobre las alturas piezométricas iniciales del sistema. La problemática reside a la hora de obtener unas alturas piezométricas razonables en los contornos del modelo. Si bien el sistema subterráneo del Delta del Llobregat ha sido numerosas veces objeto de estudio debido a su problemática por la intrusión salina, el análisis se ha centrado principalmente en el estudio del acuífero profundo o principal, el cual se ha visto más afectado por este problema.

De este modo se comenzó con una recopilación de datos acerca de nivel piezométrico que el acuífero presenta. Como criterios principales de validación de una fuente se han tenido en cuenta la fecha de las mediciones, que el punto de control no se encontrase muy alejado de la zona modelada, y que esta se haya hecho únicamente en el acuífero superficial. Tras un análisis de esta información y bajo estos criterios, se aceptaron 2 fuentes de información:

- I. Información obtenida de la red de piezómetros de control de la Agència Catalana de l'Aigua (ACA, 2017). A diferencia del acuífero principal del Delta del Llobregat donde sí existían más piezómetros de control, en el acuífero superficial únicamente se disponía de 2 piezómetros de control válidos, las estaciones 08019-0141 y 08101-0034. De ellas, se ha escogido la información más reciente a fechas de la realización del modelo (la primera a fecha de medición día 27/06, y día 25/07 para la segunda).
- II. Obras previas estudiadas por la empresa encargada de la obra de *dewatering*. A través de expedientes y estudios previos en obras por la zona de Hospitalet de Llobregat se encontraron 6 mediciones del nivel piezométrico presente. Si bien existe una variación temporal (las más antiguas datan del año 2011) por la que no se debe de asegurar con exactitud que el acuífero presenta esos niveles en la actualidad, sí aporta una idea del estado de este. Estas mediciones consisten en sondeos ejecutados por empresas externas (contratadas por la dirección facultativa de

cada obra) en las que se mide la profundidad a la que se encuentra el nivel freático en el acuífero libre.

Por tanto, a la información del nivel freático de la obra de estudio se le añaden 8 nuevos puntos, mostrándose toda la información en la tabla 7:

Tabla 7. Información de la piezometría del acuífero. Fuente: Elaboración propia.

INFORMACIÓN DE LA PIEZOMETRÍA DEL ACUÍFERO				
Origen	Fecha Medición	Cota terreno (MDT, msnm)	Profundidad NF (m)	NIVEL PIEZ (msnm)
Obra de Estudio	01/08/2017	2.854	4.50	0.354
ACA (08019-0141)	27/06/2017	-	-	0.53
ACA (08101-0034)	25/07/2017	-	-	-0.34
Obra 2	2011	4.7316	5.25	-0.518
Obra 3	2011	6.786	6.4	0.386
Obra 4	2014	6.469	6.25	0.219
Obra 5	2014	10.0312	10.80	-0.769
Obra 6	2014	6.469	6.3	0.169
Obra 7	2017	8.4486	9.5	-1.051

5.3.1.2. Elaboración de mapa de alturas piezométricas e implementación

Con la información de la tabla 7, y conociendo los límites del mar (que a su vez es también una condición de borde en que el nivel del acuífero es 0 msnm), se realizó una interpolación ráster con la finalidad de conseguir un mapa de alturas piezométricas de la zona (figura 17). Este mapa se calculó con un valor de celda de 5 metros, en concordancia al tamaño mínimo de celda del modelo.

Una vez calculado, se introdujo al modelo por medio de la imposición de una condición de contorno de Dirichlet para el borde exterior del modelo, de manera que así las celdas exteriores tengan de altura piezométrica prescrita los valores del mapa generado. Se empleó el paquete de MODFLOW CHD (*Time-Variant Specified-Head*), asignando el valor asociado al mapa generado tanto para el comienzo como el final de la simulación.

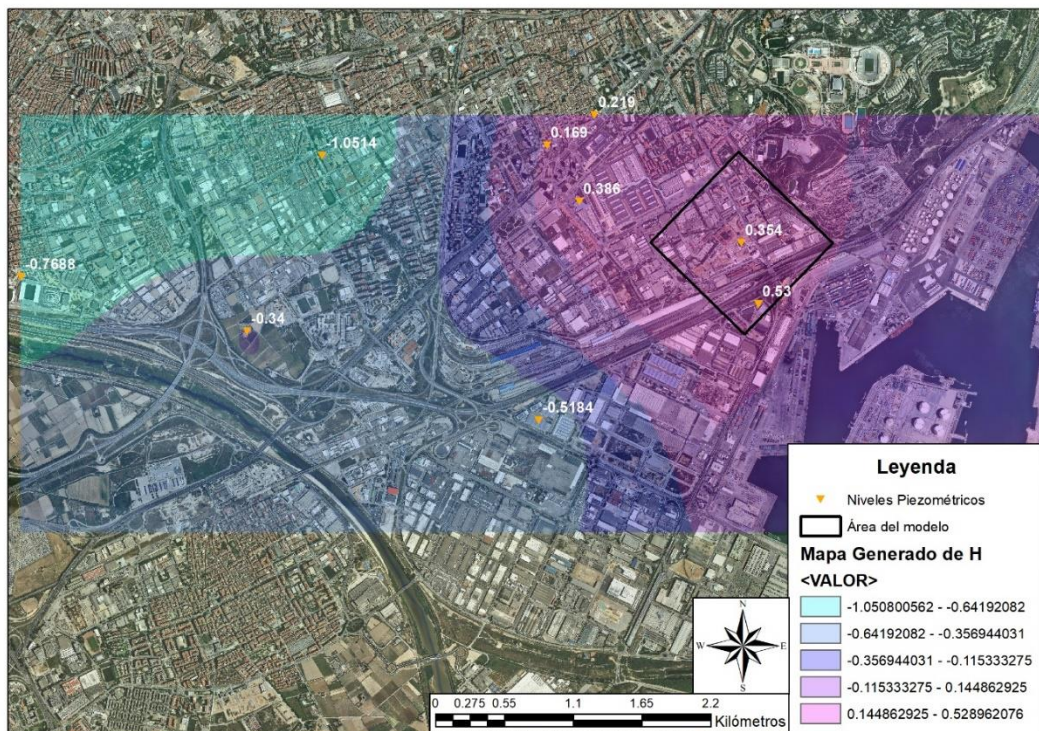


Figura 17. Mapa de alturas piezométricas de la obra. Fuente: Elaboración propia.

5.3.2. Recarga por precipitación

Al modelo se le ha introducido una recarga uniforme en toda su extensión. Esta recarga se introduce mediante una condición de contorno de tipo II o de Flujo prescrito (paquete de MODFLOW *Recharge*), y se aplica desde la superficie asumiendo que todo el valor es infiltrado. El valor que se ha escogido es el que la ACA estima en el Plan Hidrológico para el ciclo 2016-2021, visto previamente en el capítulo 4 y que es un valor de 118 mm/año, o lo que es lo mismo, 118 litros anuales por m² de superficie. Convertido a las unidades del modelo resulta un valor de $3.71 \cdot 10^{-9}$ m/s.

5.3.3. Muros Pantalla

Si bien no es una condición de contorno recogida en los 3 tipos, sí caracteriza en gran medida el modelo la presencia de muros como elemento de contención del terreno, puesto que al ser de un material impermeable como es el hormigón estos muros generan un impedimento al flujo horizontal en la zona de afección.

Para introducirlos al modelo se generará un objeto hueco que tenga 16 metros de profundidad desde la superficie del terreno (el pie de pantalla descansará sobre la subcapa creada para tal fin, como se ve en la figura 18), y se le asignará el paquete HFB (*Horizontal Flow Barrier*). Este

paquete sirve para representar la presencia de estratos verticales cuasi impermeables como roca, y también es válido para su modelación. La información que pide para introducir la barrera al sistema es el espesor de la misma (45 cm) y la conductividad hidráulica que presenta, que al ser de hormigón se introducirá un valor de permeabilidad muy reducido, como es $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

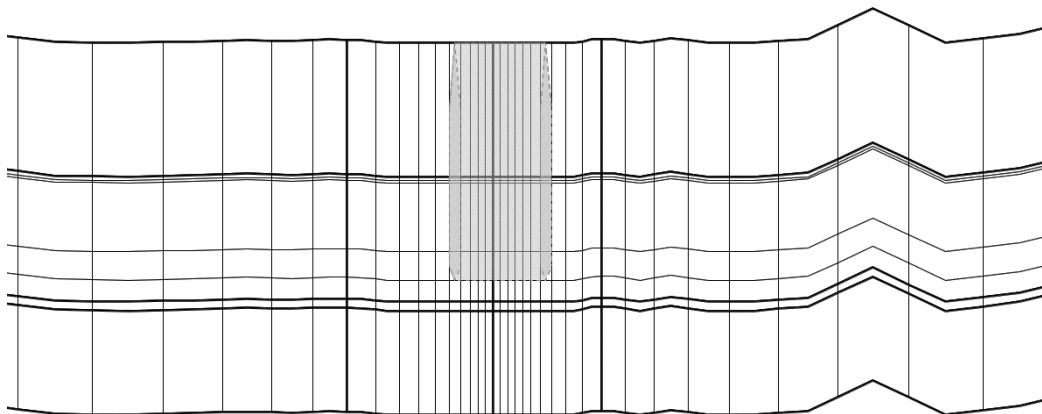


Figura 18. Muro pantalla de la obra en vista lateral del modelo. Fuente: Elaboración propia.

5.4. Condición Inicial

Respecto a la condición inicial del modelo, para la resolución en estado estacionario se escogerán las cotas del terreno, puesto que en la resolución de este estado no es influyente el nivel, únicamente se necesita que se encuentre próximo a los valores reales. En cambio, en el estudio en situación transitoria la condición inicial del acuífero es muy importante, por tanto, para introducir una condición inicial razonable se añadirá en el modelo transitorio un estado inicial en régimen estacionario.

Este periodo simulará el estado natural previo, es decir, una fase de “precalentamiento” del modelo sin bombeo ni recarga mediante pozos. Por tanto, las alturas piezométricas resultantes servirán como la condición inicial del periodo transitorio.

5.5. Parámetros hidrogeológicos

Aunque los parámetros hidrogeológicos asignado en este estado de la modelación, sean posteriormente modificados en el proceso de calibración, es conveniente introducir aquí unos valores iniciales razonables consistentes con los materiales que forman el acuífero. Estas estimaciones iniciales de las características hidrogeológicas del acuífero se obtendrán en función a la información del terreno disponible en los datos de campo.

5.5.1. Información de campo

En los informes del terreno aparecen ensayos de análisis granulométrico de la composición de los suelos por tamizado para los niveles de arenas finas y arenas medias, pudiéndose extraer de ellos información sobre sus diámetros de grano característicos. Para el cálculo de las permeabilidades de los dos niveles de arenas se emplearán 3 métodos analíticos empíricos, que son las fórmulas de Hazen [5], Kozeny [6] y Breyev [7]:

$$K = \frac{g}{\nu} C_h f(n) d_{10}^2 z \quad [5]; \quad K = \frac{g}{\nu} C_k f(n) d_{10}^2 \quad [6]; \quad K = \frac{g}{\nu} C_b d_{10}^2 \quad [7]$$

donde K es la conductividad hidráulica del suelo en unidades de velocidad $[L/T]$; g la aceleración de la gravedad $[L/T^2]$, ν la viscosidad cinemática del agua $[L^2/T]$; se considera un valor de $1.14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ asumiendo que se encuentra a 15°C , $f(n)$ es $(1+10(n-0,26))$ siendo n la porosidad del suelo (se considerará un 35%), d_{10} es el diámetro efectivo de grano en unidades de longitud, y C_h , C_k y C_b son unos coeficientes adimensionales que valen $6 \cdot 10^{-4}$, $8.3 \cdot 10^{-4}$ y $6 \cdot 10^{-4} \log(500/C_u)$, respectivamente.

Cada método es más apto en función del tipo de terreno para el que fue propuesto:

- El método de Hazen es bueno para suelos granulares que presentan un coeficiente de uniformidad menor a 5, y un tamaño efectivo de grano comprendido entre 0.1 y 3 mm.
- El método de Kozeny presenta mejores resultados principalmente en arenas medias/gruesas.
- El método de Breyev funciona bien para suelos pobremente ordenados, es decir, que tienen un alto coeficiente de uniformidad, y un tamaño de grano pequeño (en torno a 0.06 mm).

Para los suelos arenosos presentes en el modelo la aproximación más convincente será la de Kozeny, puesto que como se aprecia en la tabla 8, tienen un alto coeficiente de uniformidad, pero su tamaño efectivo de grano es superior a 0.06 mm. No obstante, a priori con la información disponible de campo parecen unos valores de k poco permeables, por lo que es posible que tras su calibración los parámetros definitivos del suelo sean mayores.

Tabla 8. Características de los sondeos de los suelos arenosos. Fuente: Elaboración propia.

Terreno	SONDEO Nº	Profundidad (m)	Diámetros característicos (mm)			CU	Porosidad	ESTIMACIÓN DE K (m/s)		
			D60	D50	D10			Hazen	Kozeny	Breyev
Arenas Finas	S-1	7.20-7.80	0.156	0.14	0.082	1.902	0.35	6.59E-05	4.87E-05	8.40E-05
	S-2	3-3.60	0.806	0.34	0.082	9.829	0.35	6.59E-05	4.87E-05	5.92E-05
	S-2	6-6.60	0.304	0.19	< 0.08	3.800	0.35	6.28E-05	4.64E-05	7.00E-05
	S-3	3-3.60	1.29	0.80	0.089	14.494	0.35	7.77E-05	5.74E-05	6.29E-05
Arenas Medias	S-1	12.60-13.20	1.16	0.79	0.1	11.600	0.35	9.81E-05	7.25E-05	8.44E-05
	S-1	19.20-19.80	1.3	0.90	0.11	11.818	0.35	1.19E-04	8.77E-05	1.02E-04
	S-2	9-9.60	1.09	0.69	< 0.08	13.625	0.35	6.28E-05	4.64E-05	5.17E-05
	S-3	15-15.60	0.54	0.34	0.09	6.000	0.35	7.94E-05	5.87E-05	8.03E-05

Para finalizar con la información de campo se dispone de la estimación de la permeabilidad que se realizó en el ensayo hidrogeológico del acuífero en la zona de la obra, que es del orden de 1050 m²/día. Si bien no se va a aceptar este valor como válido sí que servirá después de la calibración del modelo para ver si el rango de transmisividad simulado es similar a este valor estimado.

5.5.2. Anisotropía

Al encontrarse estratificado el terreno se asume que las componentes horizontales del flujo X e Y son iguales, no obstante, la componente vertical del flujo es mucho menor, por lo que se ha considerado anisotropía vertical en el modelo. El valor asumido de la componente vertical Z del flujo es de un 10% las componentes horizontales, por lo que en la tabla 9 quedan resumidos las estimaciones de entrada de los parámetros hidrogeológicos del modelo:

Tabla 9. Valores Iniciales asumidos para los parámetros hidrogeológicos del modelo. Fuente: Elaboración propia.

VALORES INICIALES PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS			
Nivel	Kxx, Kyy (m/s)	Kzz (m/s)	Rendimiento Específico Sy
I: Arenas Finas	4.87E-05	4.87E-06	0.25
II: Arenas Medias	6.63E-05	6.63E-06	
III: Arcilla Arenosa	5.00E-06	5.00E-07	0.15

5.6. Dewatering

Por último, se implementará en el modelo el sistema de *dewatering*, que como se ha visto en el capítulo 4 consiste en 5 pozos de bombeo, y 9 pozos de infiltración. Los 14 pozos se introducirán al modelo como una condición de contorno de Neumann o de flujo prescrito, siendo un flujo negativo los pozos de bombeo y uno positivo los de infiltración. La localización en el modelo está referenciada a la real en obra (figura 19):

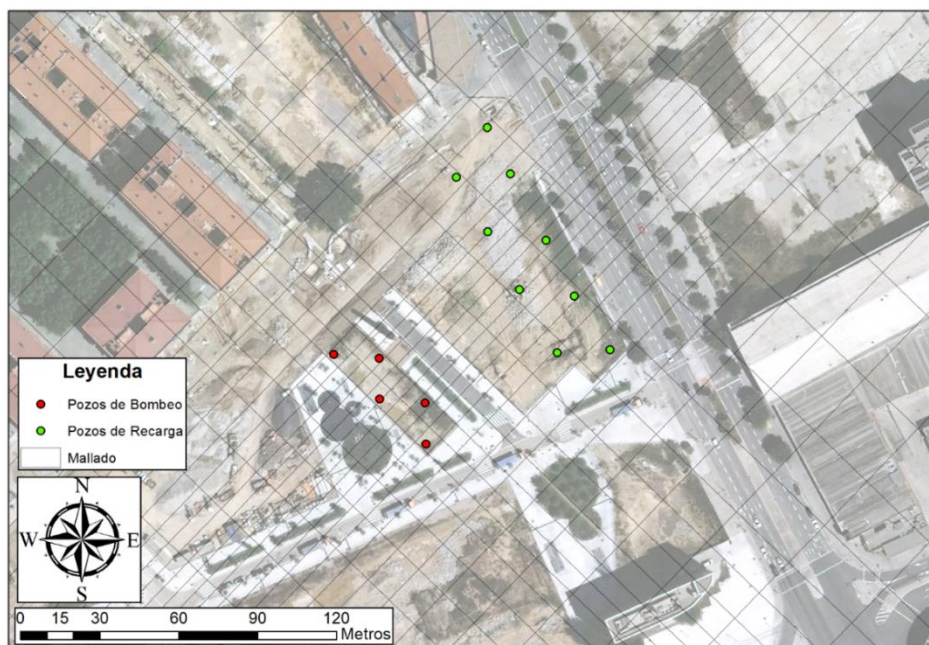


Figura 19. Implementación de los pozos del sistema de dewatering. Fuente: Elaboración propia.

Acerca de la tasa de bombeo aplicada, en la tabla 10 se resumen los valores introducidos. Se asume que no existen pérdidas en la red de descarga que conduce el agua desde el bombeo a la infiltración, y la instalación extrae un volumen de 8 l/s en régimen estacionario.

En la puesta en marcha del sistema se extrajo un volumen variable en función del tiempo que será evaluado en situación transitoria, puesto que los bombes durante ese corto periodo fueron de mayor intensidad que en el periodo estacionario.

Tabla 10. Pumping rates del modelo. Fuente: Elaboración propia.

Sistema	Nº Pozos	CAUDALES DE FUNCIONAMIENTO SISTEMA DEWATERING (l/s)					
		RÉGIMEN ESTACIONARIO		RÉGIMEN TRANSITORIO			
		Q por pozo	Q total Sistema	Time-Step 1 (0-2 h)		Time-Step 2 (2-24 h)	
				Q por pozo	Q total Sistema	Q por pozo	Q total Sistema
BOMBEO	5	-1.6	-8.0	-4.6	-23.0	-2.96	-14.8
INFILTRACIÓN	9	0.89	8.0	2.55	23.0	1.640	14.8

6. CALIBRACIÓN DEL MODELO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Este capítulo presenta el proceso llevado a cabo para calibrar el modelo, es decir, el ajuste de los parámetros para que represente la realidad de la forma más cercana posible. Para poder realizar este ajuste se debe de disponer de al menos un conjunto de datos observados para poder compararlos con los resultados del modelo. En este proceso debido a las características del modelo únicamente se modificarán las permeabilidades del terreno, asumiendo que la recarga y límites laterales del mismo son válidos.

Para la comparativa entre valores observados y simulados se emplearán las mediciones de nivel piezométrico tomadas en la obra. Estas mediciones se centran en los pozos de bombeo, teniéndose en cuenta también que en todo el recinto apantallado de la obra se había rebajado el nivel freático por debajo de la profundidad de proyecto, que eran 9.25 metros.

Se han realizado dos calibraciones, una inicial con un régimen no influenciado por el tiempo, teniendo únicamente en cuenta el descenso de proyecto, y una segunda etapa de calibración en régimen transitorio de acuerdo a las mediciones de nivel piezométrico tomadas en un periodo de 24 horas.

El algoritmo de resolución seleccionado ha sido el método PCGN (*Preconditioned Conjugate Gradient Solver with Improved Nonlinear Control*). Se ha impuesto como número máximo de iteraciones un valor de 100, y como criterio de convergencia para la diferencia de alturas un 0.001.

6.1. Análisis de sensibilidad del modelo frente a los parámetros hidrogeológicos

El proceso de calibración que se va a realizar en el modelo desarrollado consiste en una calibración de ajuste manual. El modelo subterráneo está a su vez formado por 3 niveles estratigráficos de los que inicialmente se desconoce la importancia relativa de cada uno de ellos sobre el modelo, es decir, cuál de los tres es más influyente sobre el comportamiento del mismo.

El objetivo de este análisis de sensibilidad es conocer el impacto que genera cada nivel al modelo, para así diagnosticar cuales parámetros interesa ajustar con mayor exactitud y para cuales no es necesario tanto grado de detalle.

Para averiguarlo se realizará un análisis de sensibilidad univariado, es decir, modificando de manera individual cada parámetro y observando así el impacto de cada uno, mediante el cálculo de la conocida como sensibilidad relativa, denominada S_c (Hopkins, 1983), que se calcula según la ecuación [8]:

$$S_c = \frac{\frac{\Delta c}{c}}{\frac{\Delta k}{k}} \quad [8]$$

donde S_c es la sensibilidad relativa; c es la variable de estado del modelo estudiada y k es el parámetro del cual se quiere averiguar su influencia. Para este análisis se considerará como variable de estado la altura piezométrica del acuífero, y los parámetros evaluados serán las conductividades hidráulicas de cada uno de los niveles del modelo. Se variarán los valores originales un $\pm 50\%$ y un $\pm 25\%$.

Los 9 puntos de control de los niveles piezométricos empleados han sido las celdas en superficie de los pozos de infiltración, ya que se encuentran a poca distancia de la obra y es un buen número de muestras. A raíz de los resultados producidos en ellos (y mostrados en la tabla 11) se pueden extraer varias conclusiones de importante valor:

- El parámetro hidrogeológico más influyente pertenece a la conductividad hidráulica de las arenas medias o $K_{\text{Arenas Medias}}$, puesto que presenta los valores más grandes de sensibilidad relativa. La importancia entre las conductividades de las arenas finas y las arcillas arenosas es similar, aunque la segunda influye un poco más.
- Se comprueba que las estimaciones iniciales de los parámetros de conductividad hidráulica (escogidas en el capítulo 5) son erróneas, puesto que con esos valores los resultados del modelo no son coherentes con las mediciones de campo, resultando un descenso en el modelo inferior al real.
- Como se había comentado también en el capítulo 5, las estimaciones indicaban unas permeabilidades del terreno inferiores a la realidad. Cuando se ha incrementado en un 50% el valor de las conductividades se ha comprobado que se producía una reducción del nivel freático significativa. Por tanto y, a nivel cualitativo, en la fase de calibración se probará a aumentar las permeabilidades (especialmente la del nivel II), aproximándose así a un resultado más veraz.

Tabla 11. Sensibilidad relativa del modelo frente a los parámetros hidrogeológicos. Fuente: Elaboración propia

ΔK	K Evaluada	Valores de Nivel Piezométrico en pozos de infiltración (mca)									SK Promedio
		Pozo 1	Pozo 2	Pozo 3	Pozo 4	Pozo 5	Pozo 6	Pozo 7	Pozo 8	Pozo 9	
+50%	K Arenas Finas	0.455	0.533	0.529	0.505	0.534	0.556	0.552	0.524	0.489	0.0149
	K Arenas Medias	0.416	0.470	0.468	0.452	0.472	0.487	0.483	0.464	0.440	0.2371
	K Arcillas Arenosas	0.455	0.532	0.528	0.504	0.532	0.554	0.549	0.524	0.488	0.0193
+25%	K Arenas Finas	0.456	0.535	0.531	0.507	0.536	0.558	0.554	0.526	0.490	0.0077
	K Arenas Medias	0.432	0.498	0.495	0.475	0.498	0.517	0.513	0.490	0.460	0.1413
	K Arcillas Arenosas	0.456	0.535	0.531	0.506	0.535	0.557	0.552	0.526	0.490	0.0104
0	-	0.458	0.537	0.533	0.509	0.538	0.561	0.556	0.528	0.492	-
-25%	K Arenas Finas	0.459	0.540	0.536	0.511	0.541	0.563	0.558	0.531	0.494	-0.0087
	K Arenas Medias	0.569	0.671	0.667	0.632	0.660	0.691	0.685	0.657	0.603	-0.4763
	K Arcillas Arenosas	0.459	0.541	0.537	0.512	0.543	0.565	0.561	0.532	0.495	-0.0129
-50%	K Arenas Finas	0.462	0.543	0.539	0.514	0.544	0.567	0.561	0.534	0.496	-0.0197
	K Arenas Medias	0.458	0.537	0.533	0.509	0.538	0.561	0.556	0.528	0.492	-3.4272
	K Arcillas Arenosas	0.461	0.545	0.541	0.516	0.548	0.572	0.567	0.536	0.499	-0.0299

6.2. Calibración en régimen estacionario

Teniendo en cuenta lo anterior se comenzará la calibración del modelo en régimen estacionario. El objetivo en este punto es encontrar unos valores de K que permitan que el modelo se comporte de manera similar al sistema real, aunque no se considere la variación de las características del modelo respecto al tiempo, por lo que se considerará un único caudal de extracción constante en el modelo.

6.2.1. Información de calibración disponible

Para el análisis del flujo en el modelo en régimen estacionario o no influenciado se dispone de dos datos de nivel piezométrico:

- El descenso del nivel freático por debajo de la profundidad máxima de la obra, 9.25 metros desde la superficie del terreno.
- El sistema funciona al caudal de funcionamiento o de explotación global medido en obra, que corresponde a 8 litros por segundo. Este caudal se está extrayendo uniformemente en los 5 pozos, por lo que no existe una diferencia de caudales entre los distintos pozos, siendo de 1.6 l/s en cada uno de ellos.
- Respecto al sistema de infiltración en el terreno el caudal total es de 8 litros por segundo, idéntico al de extracción (se asume que no hay pérdidas de caudal en la red de descarga), y también distribuido de igual manera en los 9 pozos de infiltración, por lo que el caudal unitario de cada pozo es de 0.89 l/s.

6.2.2. Calibración de las propiedades hidrogeológicas

En base a la información recopilada, con las conclusiones del funcionamiento del modelo a través del análisis de sensibilidad, y a expensas de la posterior calibración en régimen transitorio, se determina la primera calibración válida modificando el valor de los parámetros K, principalmente el del nivel II, ya que es el que presenta una mayor influencia en el modelo. Después en la calibración en régimen transitorio se encontrará un valor adecuado para la conductividad del nivel I, y se ajustarán las conductividades del nivel II, con el fin de mejorar la fiabilidad del modelo y la representación de la realidad. Respecto al valor de la permeabilidad hidráulica del nivel III, sí se ha modificado en esta primera

fase para mejorar el funcionamiento del sistema ya que el valor escogido inicialmente era una estimación bibliográfica. Los valores resultantes tras esta primera fase de calibración son los mostrados en la tabla 12:

Tabla 12. Valores escogidos tras calibración del modelo en régimen estacionario.
Fuente: Elaboración propia

CALIBRACIÓN RÉGIMEN ESTACIONARIO		
Nivel	K _{xx} , K _{yy} (m/s)	K _{zz} (m/s)
I: Arenas Finas	4.87E-05	4.87E-06
II: Arenas Medias	8.79E-04	8.79E-05
III: Arcilla Arenosa	1.00E-07	1.00E-08

6.3. Análisis de resultados en régimen estacionario

Una vez se han escogido los valores adecuados de las conductividades hidráulicas del modelo es momento de analizar los resultados que este arroja, y compararlos con la información de obra disponible. Se evaluará: a) el comportamiento del nivel freático con el bombeo realizado, b) las redes de flujo formadas por el bombeo y por la infiltración, c) el balance producido en el sistema y d) un análisis de los descensos y ascensos producidos en el entorno de la obra.

6.3.1. Piezometría y descensos localizados en la obra

El primer paso en el análisis de la calibración será observar que niveles piezométricos se han producido en el sistema. En la figura 20 se muestra una sección frontal del modelo en la obra, y la evolución del nivel freático en el mismo, mientras que en la figura 21 se representan las isolíneas generadas en el modelo en vista aérea, o curvas de nivel piezométrico en el modelo. En todo el capítulo se mostrará la vista frontal que pasa por los pozos P3, P4 y P5, siendo los resultados en la vista frontal de los pozos P1 y P2 muy similares.

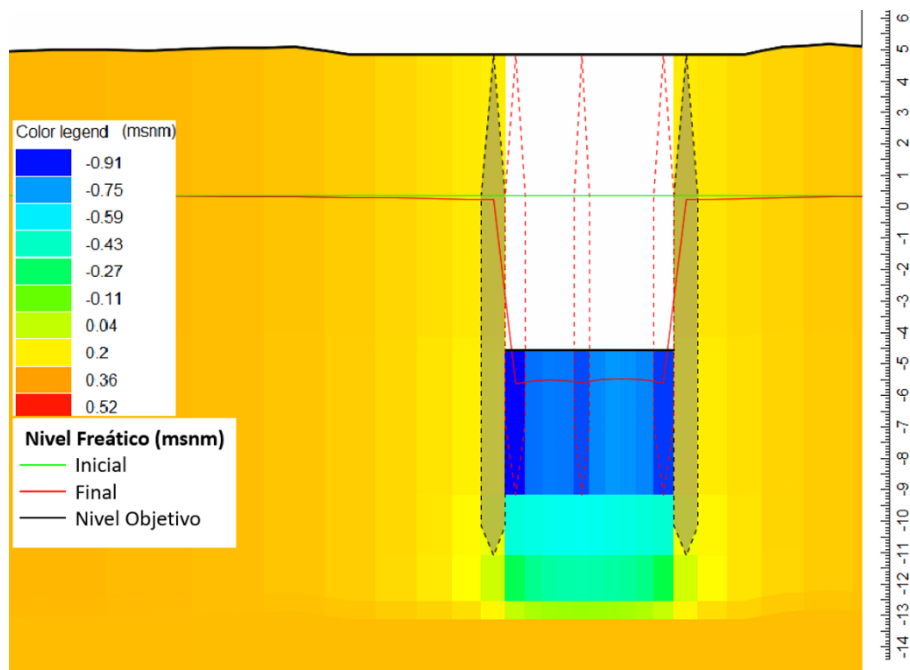


Figura 20. Vista frontal del modelo. Fuente: Elaboración propia.

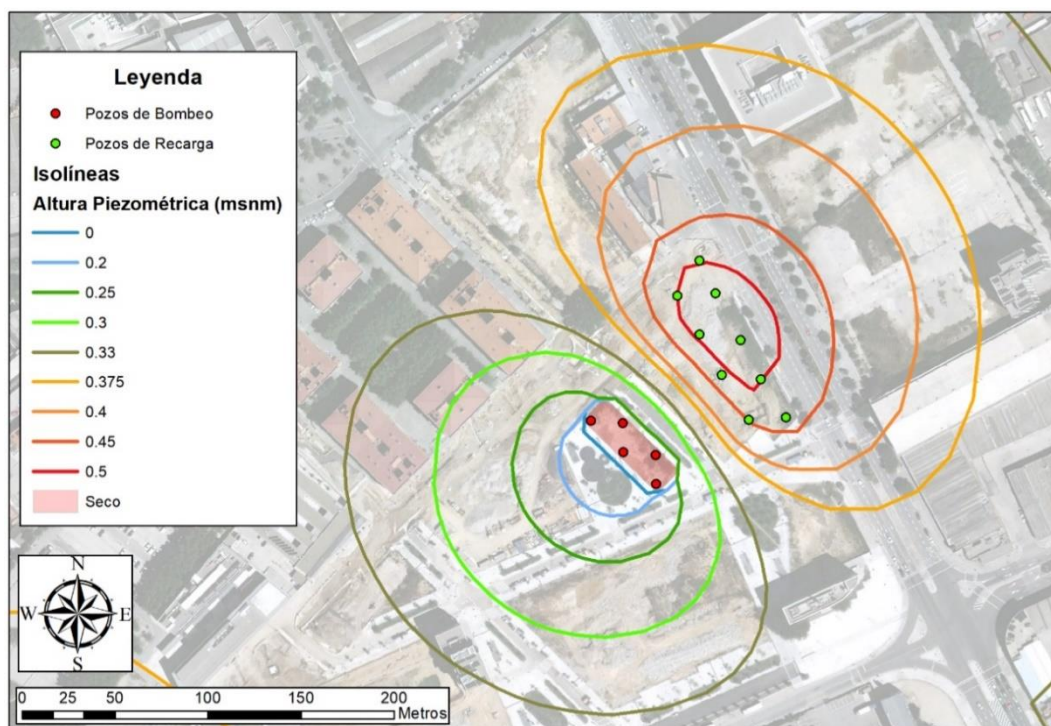


Figura 21. Isolíneas del modelo tras la primera calibración. Fuente: Elaboración propia

Se comprueba que se ha logrado el descenso deseado, pues en superficie las celdas del modelo se encuentran secas. Comparando niveles iniciales y finales se deduce que existe un aumento generalizado de los mismos excepto en el recinto de la obra. Esto ocurre por el efecto de los muros pantalla de la obra, ejerciendo un efecto barrera al flujo horizontal.

6.3.2. Red de flujo y balance en la zona de la obra

Para evaluar la red advectiva de flujo en el modelo, y así conocer cómo se reparte el agua reinfiltrada, se empleará el código MODPATH (Pollock, D. W., 2016). Se trata de un modelo de código abierto que genera el transporte advectivo en el sistema, para después introducirlo en la interfaz de postprocesado ModelViewer (Hsieh, P. A. y Winston, R. B., 2002) y ver los resultados en 3D. Ambos programas son del departamento geológico de los Estados Unidos (USGS).

En la figura 22 se observa el movimiento del flujo desde la infiltración en el pozo a lo largo del modelo. El flujo se reparte por todas direcciones, aunque principalmente se dirige hacia la zona donde se encuentra el sistema de bombeo. Este hecho demuestra lo importante que es la reinfiltración del agua extraída, ya que evita que en los alrededores de la obra se produzcan descensos importantes.

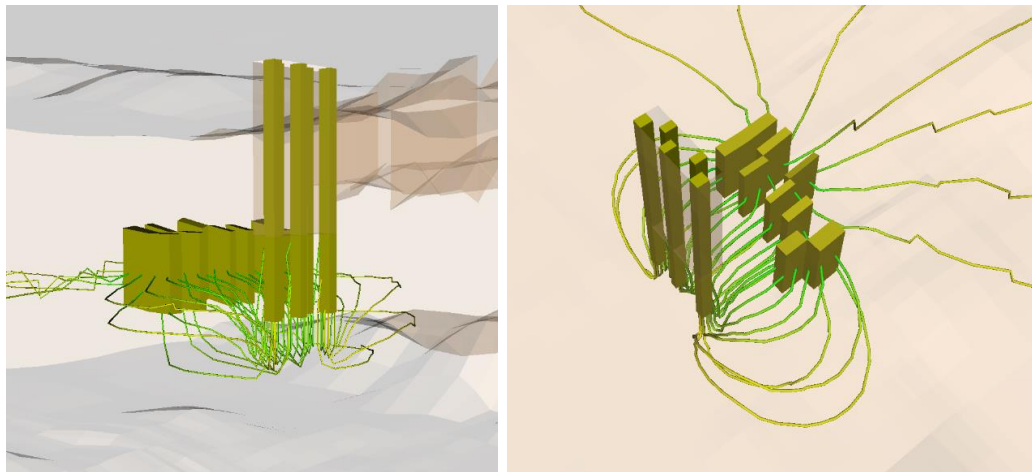


Figura 22. Vistas de la red de flujo advectiva. Fuente: Elaboración propia y postprocesado con ModelViewer (Hsieh, P. A. y Winston, R. B., 2002).

Respecto al balance que se produce en el modelo de flujo subterráneo en la obra, se evaluará mediante el código ZONEBUDGET (Harbaugh, A., W., 1990), diseñado para poder calcular subregiones concretas y focalizar la zona de bombeo (la zona de interés del proyecto). Los resultados de balance aportados para la subregión de la obra apantallada se muestran en la tabla 13:

Tabla 13. Balance en el área de la obra de estudio. Fuente: Elaboración propia.

BALANCE EN LA OBRA (m ³ /día)		
ENTRADAS	Flujo lateral	696.470
	Recarga	0.859
	Total	697.329
SALIDAS	Flujo lateral	6.475
	Pozos	691.200
	Total	697.675
BALANCE	Entradas - Salidas	-0.346
	Discrepancia (%)	-0.05

Gracias al balance se puede comprobar el poco impacto relativo que presenta la recarga y, que tras la extracción de 691.2 m³/día (con el sistema funcionando sin interrupciones con un caudal de funcionamiento de 8 litros por segundo), se genera un flujo en el resto del modelo hacia la zona de la obra. En términos globales el volumen de agua saliente de la obra es ligeramente mayor al entrante por los laterales.

6.3.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema

Tras la primera calibración, para poder visualizar el efecto que tienen los bombeos y recarga en el sistema se ha representado un mapa de isolíneas de descensos y ascensos producidos en el entorno de la obra (figura 23):

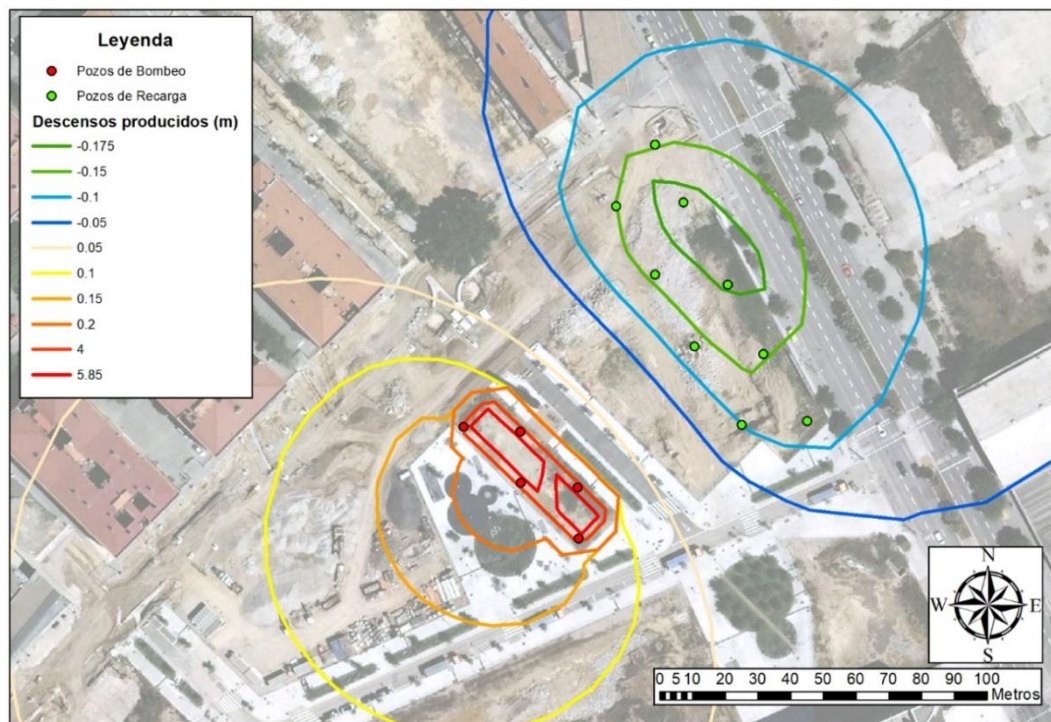


Figura 23. Descensos producidos a escala de obra. Fuente: Elaboración propia.

A la hora de escoger un rango de tolerancia para los resultados se han limitado los resultados a unos ascensos y/o descensos superiores a 1 cm, ya que afecciones más pequeñas pierden interés debido a la magnitud de los elementos restantes del modelo.

6.3.4. Análisis de la primera fase de calibración

Con la generación de resultados tras la primera fase de calibración en el modelo se pueden analizar varios aspectos:

- Se alcanza un descenso del nivel freático en la obra entre 5.5 y 5.85 metros, por lo que se consigue mantener seco el nivel de máxima excavación requerido.
- Analizando tanto las isolíneas piezométricas que están presentes y los descensos producidos, se diferencian de manera muy clara dos zonas en el modelo; una zona suroeste donde se producen descensos y donde se reduce el nivel piezométrico y una segunda zona con orientación noreste donde ocurre lo opuesto, se producen ascensos y el consiguiente aumento de nivel piezométrico en el terreno. Como hay un mayor número de pozos de infiltración que de bombeo, es decir, se encuentra más distribuido el caudal de infiltración que el de extracción, las isolíneas de los ascensos tienen una forma más ovalada que las isolíneas de los descensos producidos.
- Desde el centro de la obra se produce un radio de influencia del bombeo (que solo afecta a la zona suroeste) de 385 metros; así mismo la distancia de afección máxima en la zona de infiltración se encuentra entre 330 y 350 metros, por lo que por el momento la aproximación del radio de influencia en el sistema era acertado. Los límites del modelo son adecuados puesto que los descensos y ascensos tienen un radio de afección menor, entre 120-150 metros.

6.4. Calibración en régimen transitorio

Aunque un proyecto de *dewatering* está diseñado para funcionar en régimen permanente también se debe de considerar su análisis en régimen transitorio. Principalmente existen dos factores que condicionan el diseño y explotación de una obra: las características que presenta el terreno de proyecto, y las condiciones inicial y final (descenso deseado) del nivel freático en la zona de la obra. En localizaciones donde existan terrenos muy poco permeables o que haya que evacuar una gran cantidad de agua, es una práctica habitual aumentar el caudal inicial de extracción durante varias horas o incluso días para, una vez alcanzado el descenso deseado, reducir el caudal a los valores de diseño y continuar con la explotación de agua de manera acorde a la fase de diseño.

Si bien el terreno del proyecto de estudio presenta una alta permeabilidad, sí que va a ejecutarse un descenso de nivel freático importante, por lo que durante las 24 horas iniciales se aumentó considerablemente el caudal total de extracción con el fin de agilizar el proceso inicial. Por tanto, se aprovechará esta información para realizar la segunda fase de calibración (complementando a los resultados obtenidos en la primera fase) para intentar acercarse de una manera más exacta al comportamiento real que tiene el sistema de estudio.

6.4.1. Información de calibración disponible

En la ejecución del proyecto de *dewatering* se aumentaron los caudales del sistema respecto a los de diseño en un periodo de 24 horas. Durante el mismo, que a su vez se puede dividir en dos subperiodos (uno inicial de 2 horas, y el segundo las 22 horas restantes), se aumentó el caudal a 23 y 14.8 litros por segundo, respectivamente. En la tabla 14 se resumen los distintos Q unitarios y totales para los distintos pasos de tiempo considerados, incluido el periodo estacionario simulando el régimen natural del sistema sin afecciones externas.

Tabla 14. Periodos temporales considerados en el modelo transitorio Fuente: Elaboración propia.

Periodo temporal	Subperiodo	T inicial	T final	Duración (s)	Q _{unitario bomba} (l/s)	Q _{sistema} (l/s)	Q _{unitario recarga} (l/s)	Q'/Q _{diseño}
Pre calentamiento		-1	0	1	0	0	0	-
Transitorio	1	0	7200	7200	4.6	23	2.56	2.875
	2	7200	86400	79200	2.96	14.8	1.64	1.850

Respecto a las alturas piezométricas en el sistema, se midió en obra el nivel freático en los pozos de bombeo, y se constató que en todos ellos el nivel de agua había descendido a una profundidad de 12.80 metros. Después de medir este valor, se decidió reducir el caudal de bombeo a 8 litros por segundo, y comprobando que con este valor se conseguía mantener el nivel freático por debajo de la cota de máxima excavación.

6.4.2. Calibración de las propiedades hidrogeológicas

Con la información disponible, se genera el modelo en régimen transitorio. Comienza entonces un proceso iterativo manual modificando los valores obtenidos en la fase I de calibración con el fin de que el modelo reproduzca de la mejor manera esta nueva información.

En la Tabla 15 se adjuntan los valores correspondientes a los parámetros hidrogeológicos del terreno que mejor permiten la reproducción del sistema. Se ha modificado principalmente el valor de la permeabilidad del nivel I (arenas finas), y se ha ajustado levemente el valor del nivel II (arenas medias). No ha sido necesario modificar el valor del nivel de arcillas arenosas (nivel III):

*Tabla 15. Valores escogidos tras calibración del modelo en régimen estacionario.
Fuente: Elaboración propia.*

CALIBRACIÓN RÉGIMEN TRANSITORIO		
Nivel	K_{xx}, K_{yy} (m/s)	K_{zz} (m/s)
I: Arenas Finas	4.14E-04	4.14E-05
II: Arenas Medias	9.25E-04	9.25E-05
III: Arcilla Arenosa	1.00E-07	1.00E-08

6.5. Análisis de resultados del modelo en régimen transitorio

Los resultados que se producen en el modelo son los siguientes:

6.5.1. Piezometría y descensos localizados en la obra

En la figura 24 se muestra la evolución del nivel freático a lo largo del período transitorio; desde la situación inicial hasta la conclusión de este:

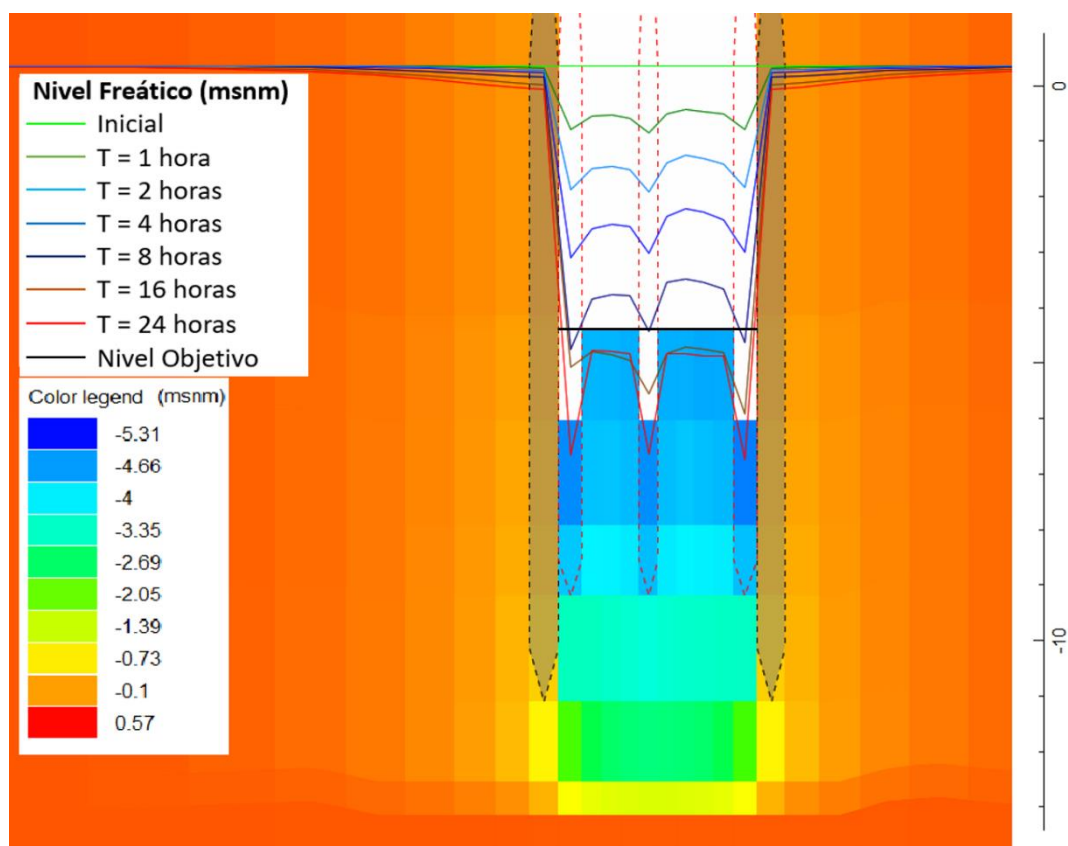


Figura 24. Variación del nivel freático en la obra a lo largo del período de simulación transitorio. Fuente: Elaboración propia.

Respecto a los valores de los niveles piezométricos en el modelo se muestran en las figuras 25 y 26. En la figura 25 se representa al final del subperíodo 1, es decir, a las dos horas de comenzar el bombeo; y en la figura 26 se muestran las isolíneas al acabar el período transitorio analizado de duración de 24 horas:

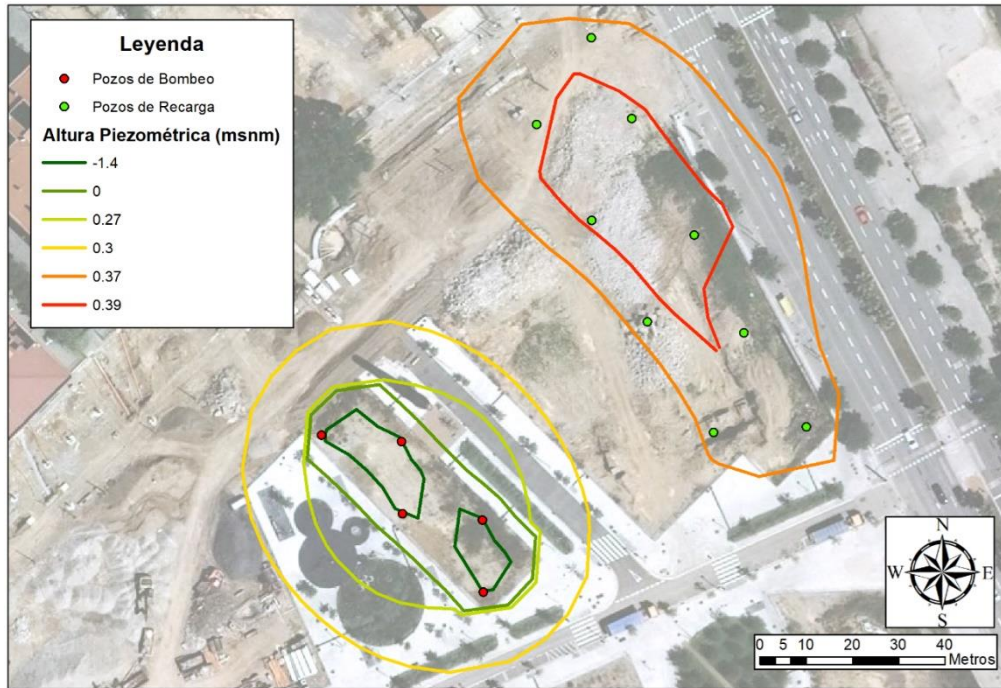


Figura 25. Isótopos del modelo a las dos horas de puesta en marcha del sistema.
Fuente: Elaboración propia.

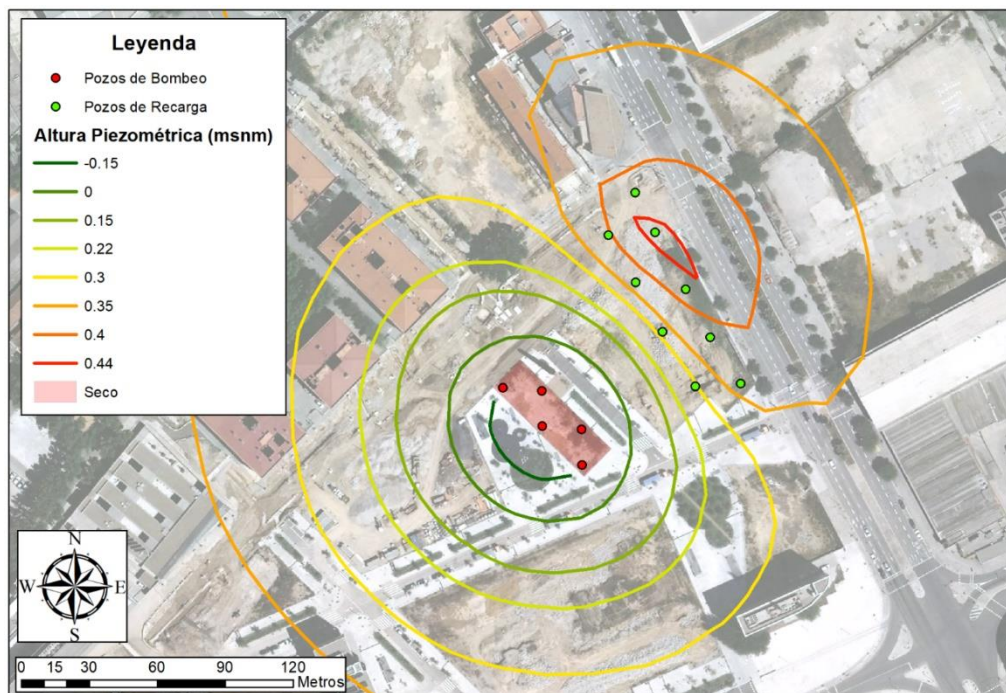


Figura 26. Isótopos del modelo tras la finalización del periodo transitorio de estudio.
Fuente: Elaboración propia.

Es importante recalcar que al final del periodo transitorio el interior de la obra ya se encuentra seco en superficie y por debajo de la cota de máxima excavación, de ahí que en la figura 26 ese espacio se represente como seco.

6.5.2. Balance en la zona de la obra

Gracias al código ZONEBUDGET se puede extraer el balance realizado en el modelo para cada intervalo de tiempo evaluado. En la tabla 16 se muestran los resultados para los instantes finales de las 2 subdivisiones de tiempo transitorias (2 y 24 horas, respectivamente):

Tabla 16. Balance en el área de la obra de estudio. Fuente: Elaboración propia.

BALANCE EN LA OBRA (litros/segundo)		T = 2 Horas	T= 24 Horas
ENTRADAS	Flujo lateral	30.939	34.427
	Almacenamiento	61.118	1.066
	Recarga	0.010	0.010
	Total	92.067	35.503
SALIDAS	Flujo lateral	0.072	0.062
	Almacenamiento	0.000	2.880
	Pozos	92.000	32.560
	Total	92.072	35.502
BALANCE	Entradas - Salidas	-0.005	0.001
	Discrepancia (%)	-0.01	0.00

Se comprueba que, al descender de manera significativa el ratio de bombeo en el segundo periodo, el volumen de agua será mucho menor. También se nota un leve aumento de las entradas por flujo lateral a la zona de obra, debido posiblemente al aumento de los niveles piezométricos en la zona noroeste del modelo por el sistema de reinfiltración de agua.

6.5.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema

Por último, se analizarán los descensos que se producen durante el periodo transitorio en el modelo. En la figura 27 se visualizan los descensos producidos en las cercanías de los sistemas de bombeo y reinfiltración. Se muestran los descensos producidos al final del segundo subperiodo transitorio, es decir, tras 24 horas de funcionamiento del sistema.

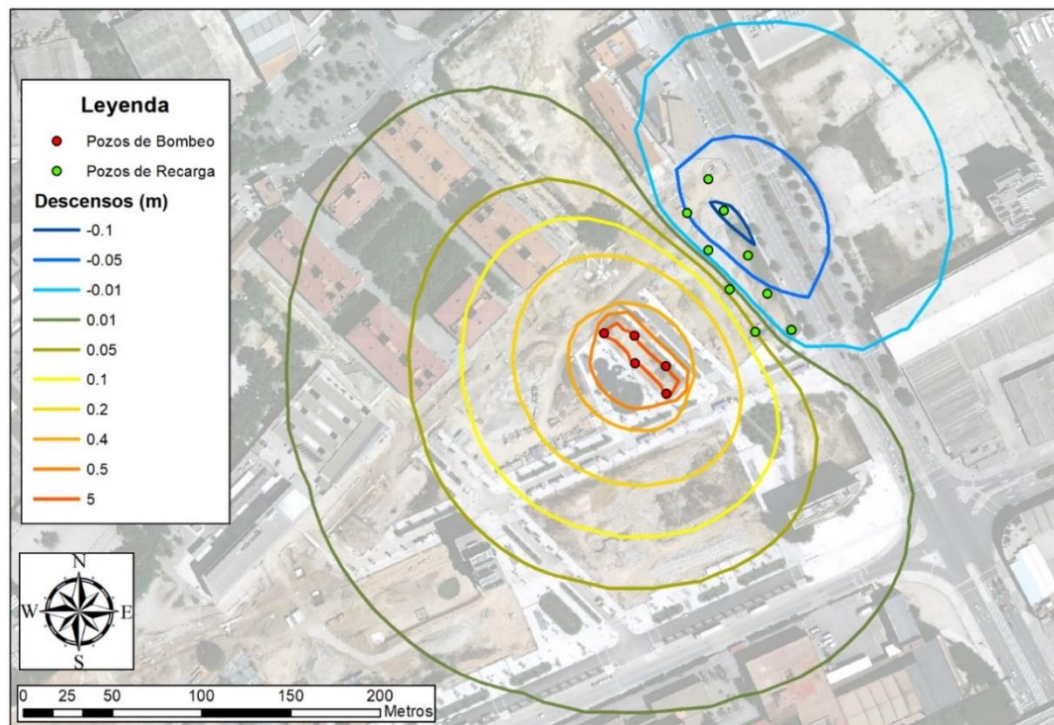


Figura 27. Descensos producidos al finalizar el periodo transitorio. Fuente: Elaboración propia.

Con ello se observa que toda la obra sufre un descenso igual o mayor a 5 metros, y por tanto supera el descenso objetivo (que eran 4.75 metros). También se distinguen claramente los efectos que tienen los dos sistemas de pozos del dewatering; por una parte, los descensos producidos por el bombeo y por el otro los ascensos debidos a la reinfiltración de esa agua evacuada.

6.5.4. Análisis de la segunda fase de calibración

Una vez expuestos todos los resultados del modelo en régimen transitorio se pueden extraer varias conclusiones:

- Con los nuevos parámetros hidrogeológicos se ha conseguido que el modelo represente de una manera adecuada los descensos producidos en los pozos, además de alcanzar en el resto de la obra el descenso requerido de 9.25 metros de profundidad.
- Se aprecia como el cono de depresión producido por el sistema de bombeo es más relevante que el producido por el sistema de reinfiltración de agua; principalmente se debe a que a igualdad de caudales de extracción e infiltración

existe un mayor número de pozos (por tanto, el caudal unitario es menor), y que estos se encuentran a una mayor distancia. La distancia máxima a la que se producen descensos en estas 24 horas son unos 250 metros en la esquina suroeste del modelo, mientras que la distancia máxima del cono de ascensos llega a 125 metros.

- Como se ve en la figura 27, en el periodo entre 8 y 16 horas se produce el secado total de la zona de excavación que interesa. Entre las 16 y 24 horas se siguen produciendo descensos considerables en los pozos, pero apenas sufre variación el resto de la obra, por lo que para ese bombeo es posible que manteniéndolo constante se alcanzase el régimen permanente poco después.

Tras las dos fases de calibración se aceptan los parámetros hidrogeológicos obtenidos en la evaluación del régimen transitorio o influenciado como los que mejor representan el sistema real. Para finalizar con el periodo de calibración y aceptación del modelo el último paso consistirá en simular el modelo en régimen estacionario con estos valores definitivos para así conocer los valores finales de la piezometría y los descensos en el sistema.

6.6. Ejecución del modelo en régimen permanente con los parámetros hidrogeológicos definitivos

En esta última simulación se representarán las alturas piezométricas en el modelo, el balance que se produce en régimen permanente en la obra y los descensos producidos.

6.6.1. Piezometría y descensos localizados en la obra

En la figura 28 se muestra la piezometría generada por el modelo:

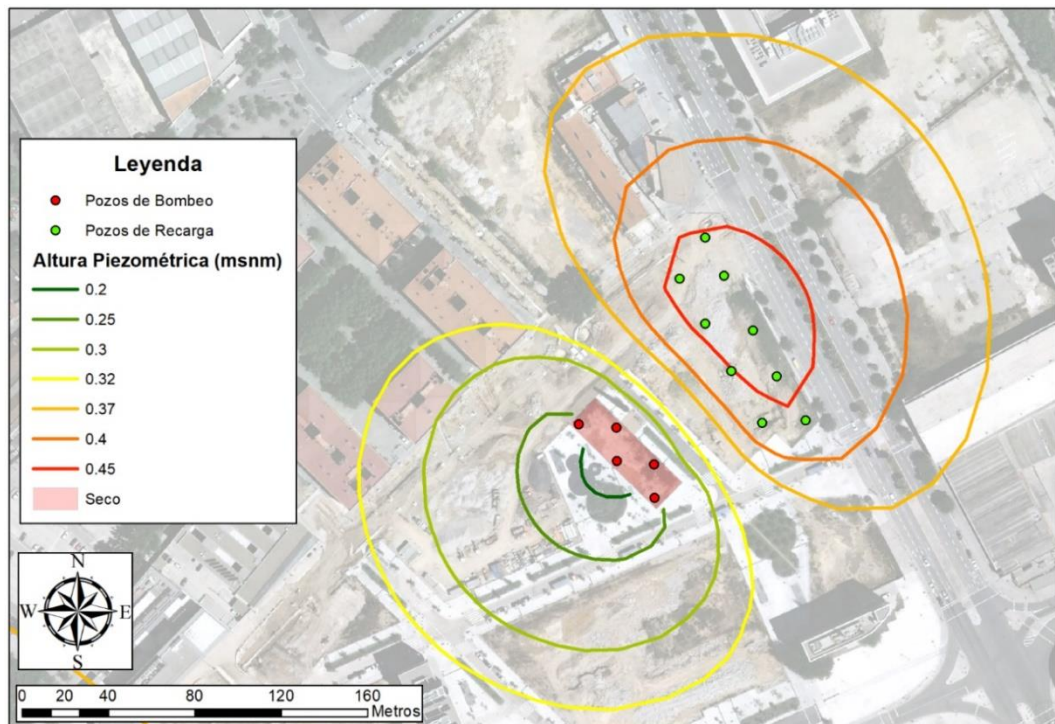


Figura 28. Isolíneas del modelo con los valores aceptados. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados son muy parecidos a los obtenidos en la fase 1, aunque la altura piezométrica en la zona de reinfiltración es algo menor, en torno a 0.10 metros, y en el borde suroeste de la obra, donde los descensos son ligeramente menores. Respecto al descenso del nivel freático en la obra, se visualiza en la figura 29. Se comprueba que se alcanza el nivel requerido en toda la obra, por lo que es válido, además de ofrecer ambos un resultado casi idéntico en el comportamiento de la línea freática.

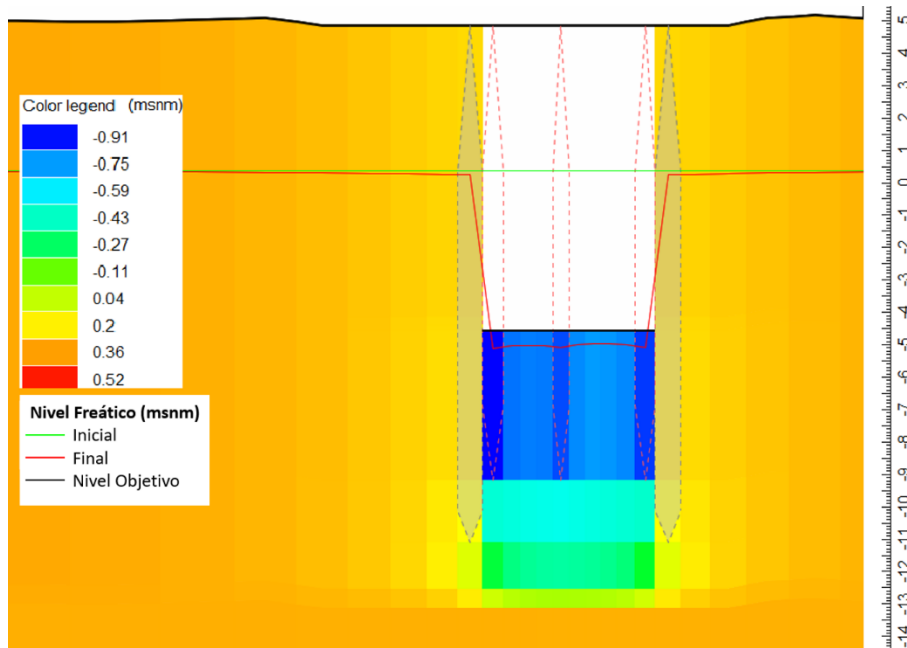


Figura 29. Vista frontal del modelo con los parámetros definitivos del modelo. Fuente: Elaboración propia.

6.6.2. Red de flujo y balances

El balance dentro de la obra, según ZONEBUDGET se muestra en la tabla 17. Los resultados son muy parecidos a los de la fase 1, aunque en este caso existe un volumen entrante de agua mayor que el saliente.

Tabla 17. Balance en el área de la obra de estudio. Fuente: Elaboración propia.

BALANCE EN LA OBRA (m ³ /día)		
ENTRADAS	Flujo lateral	698.855
	Recarga	0.859
	Total	699.714
SALIDAS	Flujo lateral	7.714
	Pozos	691.200
	Total	698.914
BALANCE	Entradas - Salidas	0.800
	Discrepancia (%)	0.11

Representando la red de flujo con el programa de postprocesado MODPATH (figura 30) se aprecia como gran parte del agua reinfiltrada se dirige a los pozos de bombeo nuevamente. Esta causa tiene dos consecuencias principales; por una parte, evita que los niveles piezométricos en la zona de infiltración asciendan considerablemente, y por otra y más importante es que este flujo entrante mitiga el efecto del bombeo y los descensos producidos sobre la parte nordeste del sistema.

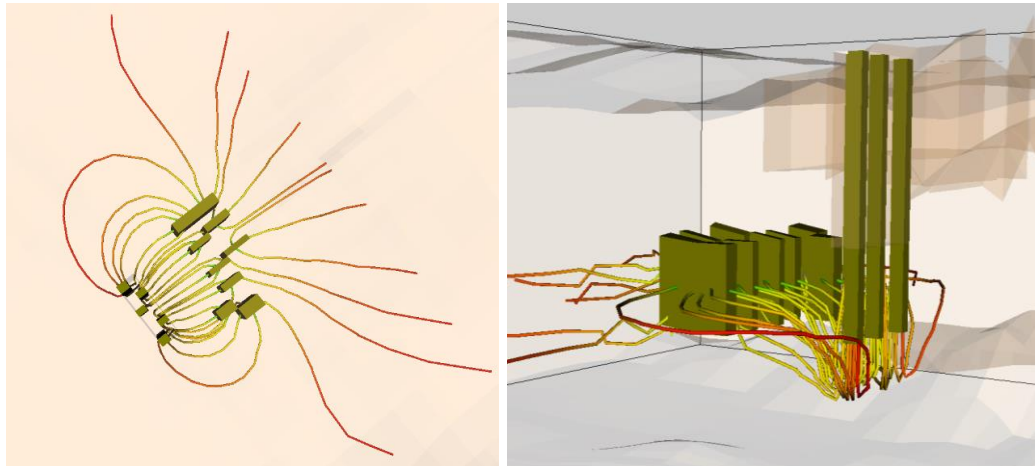


Figura 30. Vistas de la red de flujo advectiva. Fuente: Elaboración propia y postprocesado con ModelViewer (Hsieh, P. A. y Winston, R. B., 2002).

6.6.3. Evaluación de descensos producidos en el sistema

Para la representación final del área de afección del sistema de dewatering se ha optado por mostrar dos vistas; en la figura 31 se han representado los descensos en las cercanías de la obra, mientras que en la figura 32 se muestran las afecciones en todo el modelo hasta el límite establecido previamente (1 cm de descenso máximo):

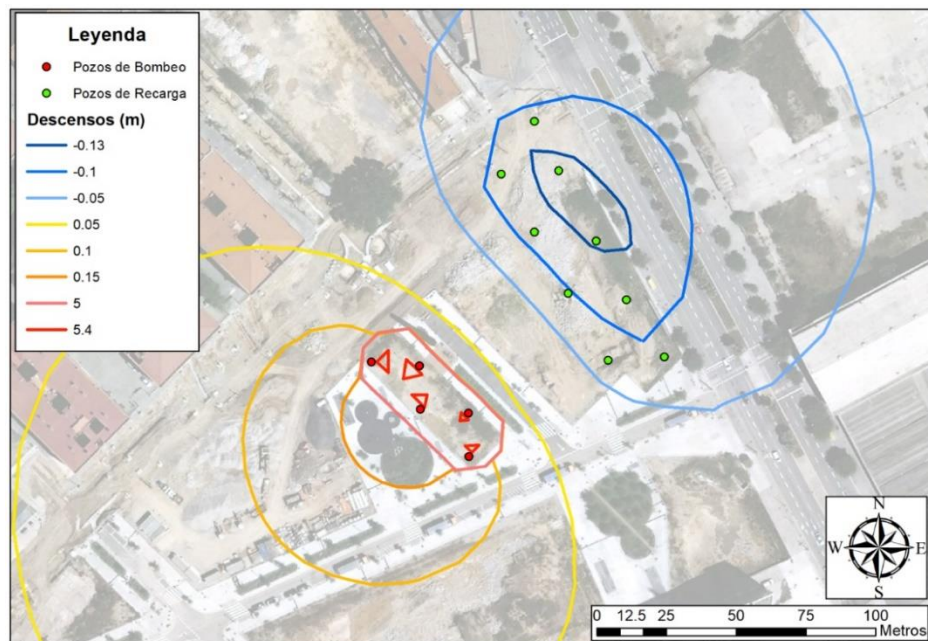


Figura 31. Descensos producidos en las inmediaciones de la obra. Fuente: Elaboración propia.

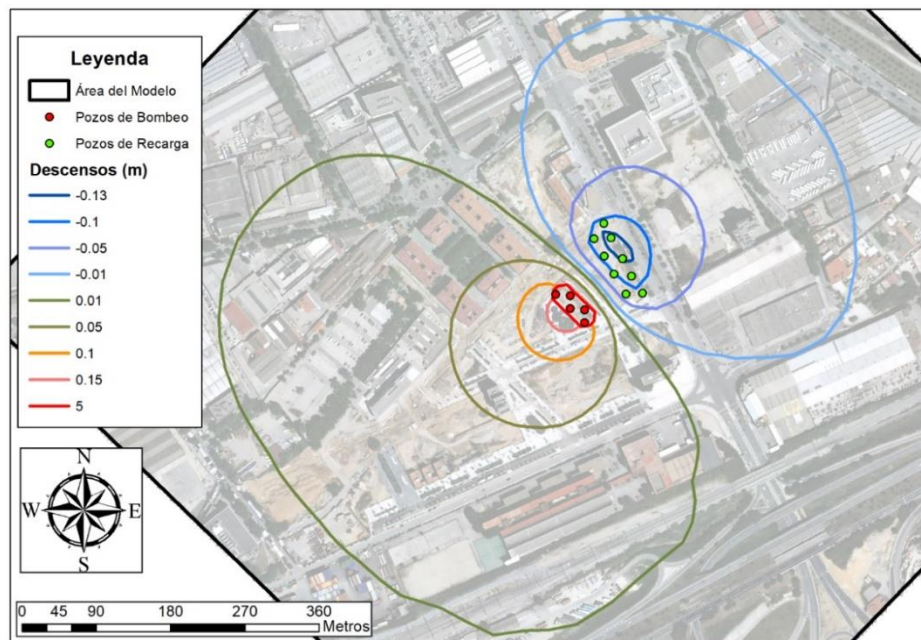


Figura 32. Descensos totales producidos en el modelo. Fuente: Elaboración propia.

Con esta visualización se aprecia lo comentado en el apartado anterior; la zona de infiltración es mucho menor que la de depresión debido a la red de flujo existente en el sistema. Respecto a los resultados de la fase 1, se aprecia como el radio de depresión en esta última simulación es sensiblemente mayor, entre 10 y 15 metros, aunque en las inmediaciones de la obra se producen unos descensos de nivel freático menores a los primeros resultados, con una variación de unos 5 cm.

El caso contrario ocurre en el área de ascensos. Este es significativamente menor, pues la distancia máxima de ascensos se reduce entre 35 y 50 metros. También los valores piezométricos en los pozos de infiltración son menores, puesto que antes se encontraba el nivel freático entre 0.10 y 0.18 msnm y tras esta última simulación se ha rebajado hasta el entorno entre 0.05 y 0.13 msnm.

Esta reducción de los valores máximos en ± 5 cm de altura piezométrica, al igual que la red de flujo definitiva, se debe al aumento de la transmisividad del nivel I, ya que ocasiona que el flujo se movilice con mayor facilidad. Asumiendo estos valores como los válidos se puede calcular una transmisividad teórica del acuífero, que resulta próxima a $1400 \text{ m}^2/\text{día}$. Este valor de transmisividad se puede comparar con el valor estimado por la empresa encargada del estudio hidrogeológico, que es de $1050 \text{ m}^2/\text{día}$. Por tanto, puede afirmarse que los valores hidrogeológicos estimados son adecuados, y así finalizar con el periodo de calibración del modelo.

7. APLICACIÓN DEL MODELO

El objetivo de este capítulo es simular una serie de escenarios, representando situaciones probables en el marco de las obras de *dewatering*, y evaluar la respuesta del sistema a los cambios que éstos imponen.

7.1. Escenario I. Caudal límite teórico del sistema y tiempo de rebajamiento

Conocidos los descensos producidos en el sistema para un caudal total en régimen estacionario de 8 l/s, en este primer escenario de aplicación se busca encontrar el caudal mínimo teórico que garantice que el terreno de la obra se encuentre seco hasta la cota máxima de excavación, que es 9.25 metros. Además, se evaluarán los distintos tiempos necesarios para obtener el descenso requerido por el proyecto.

7.1.1. Caudal límite teórico del sistema

Para el cálculo de este $Q_{\text{límite}}$ se ha asumido, al igual que en los casos previos, la distribución unitaria de los pozos que conforman el sistema, es decir, que los cinco pozos de bombeo extraen el mismo caudal. A través de un proceso de simulación manual, el caudal mínimo que debe de extraer cada pozo es de 1.4 l/s, por lo que el caudal total del sistema para permitir el descenso de nivel freático requerido es de 7 l/s. Este concepto de caudal límite tiene un valor meramente teórico, y en situación de campo con esta reducción el nivel freático es posible que ascienda algo más. El nivel freático resultante en la obra es el mostrado en la figura 33:

Tabla 18. Caudal límite del modelo. Fuente: Elaboración propia.

CAUDAL LÍMITE DEL SISTEMA (litros/segundo)		
ENTRADAS	Q_{unitario}	1.40
	Nº Bombas	5.00
	Total	7.00
SALIDAS	Q_{unitario}	0.78
	Nº Bombas	9.00
	Total	7.00

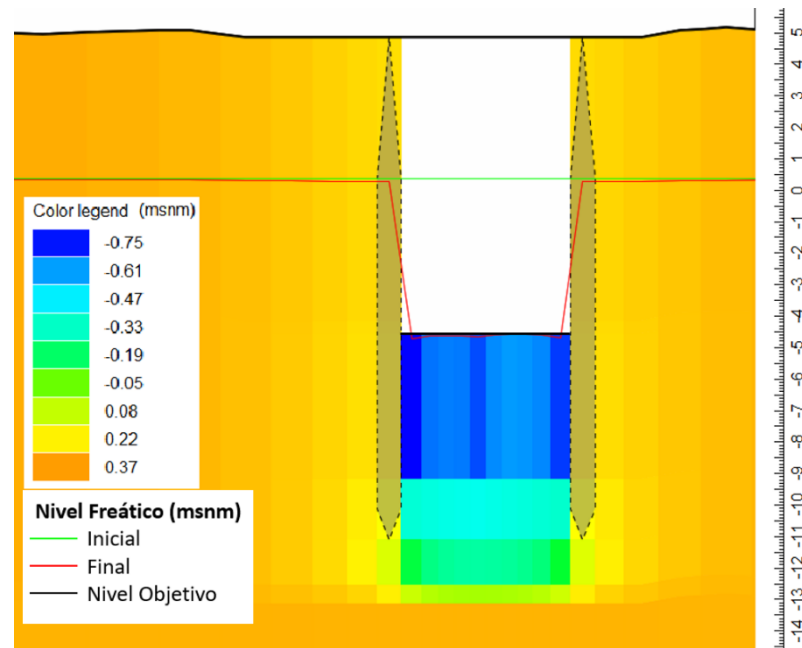


Figura 33. Representación del nivel freático con el caudal límite teórico del sistema.
Fuente: Elaboración propia.

7.1.2. Tiempo de rebajamiento del nivel freático

El otro análisis que se va a realizar en esta primera aplicación del modelo tiene que ver con los tiempos transcurridos para el rebajamiento del nivel freático en el terreno. Se evaluará el tiempo necesario para, partiendo desde una condición inicial equivalente a la cota del terreno, alcanzar la profundidad requerida. Se evaluarán 2 regímenes de extracción que corresponden a los caudales de explotación en régimen estacionario y en transitorio, respectivamente. No se evaluará el tiempo en el caso del caudal límite puesto que sus resultados son muy similares al de funcionamiento en régimen estacionario. En la Tabla 19 se recogen los tiempos resultantes para:

- El caudal real de explotación del sistema (8 l/s).
- Los 2 valores medidos, y aplicados en el modelo bajo régimen transitorio (las dos primeras horas 23 l/s, y las 22 horas restantes a 14.8 l/s).

Tabla 19. Tiempos de rebajamiento. Fuente: Elaboración propia.

CAUDAL SISTEMA	Q _{unitario} (litros/segundo)	Q _{sistema} (litros/segundo)	T necesario (horas)
Q _{explotación}	1.6	8	24
Q _{medición transitorio}	4.6 (2 horas)	23 (2 horas)	11.50
	2.96 (22 horas)	14.8 (22 horas)	

Con los resultados de la Tabla 19 se aprecia que, comparando el tiempo necesario con el caudal de explotación del sistema y con el medido de obra, la diferencia no es muy grande (teniendo en cuenta que el sistema debe de estar en funcionamiento durante un periodo de 4 meses).

Se puede afirmar por tanto que, en la zona de estudio, por sus características hidrogeológicas se podía haber bombeado desde un principio el caudal de explotación del sistema. En una zona donde las conductividades hidráulicas fuesen significativamente menores sí sería necesario el aumento temporal del caudal de extracción, ya que podría existir una diferencia de días o incluso semanas, impidiendo el desarrollo de otras tareas del proceso constructivo.

7.2. Escenario II. Fallo o rotura de pozo de bombeo

Los principales problemas que surgen en una obra de *dewatering* mediante pozos están relacionados con la operatividad y eficacia de éstos. Un pozo mal ejecutado presenta el riesgo de no ser útil (fallo en el sellado del pozo, impidiendo su uso), o problemas de rendimiento (que dicho pozo no sea capaz de extraer el mismo caudal que otro bien ejecutado bajo las mismas condiciones), alterando el estado de la obra.

En el proyecto de estudio el pozo de bombeo número 2, que se encuentra próximo a la esquina inferior derecha de la obra (figura 34), indica que fue ejecutado por la empresa que realizó el estudio hidrogeológico para la misma, y se aprovechó posteriormente como uno de los 5 que conforman el sistema de extracción de agua. Por ese motivo, se van a analizar dos supuestos que perjudican el comportamiento de ese pozo, para así analizar cuál es la respuesta del sistema frente a:

- I. Asumir que existió un fallo en la ejecución del pozo y que, posteriormente, únicamente es capaz de proporcionar la mitad de caudal que el resto.
- II. Suponer que el pozo colapsa y deja de ser capaz de evacuar agua, por lo que el sistema pasa a funcionar con 4 pozos.

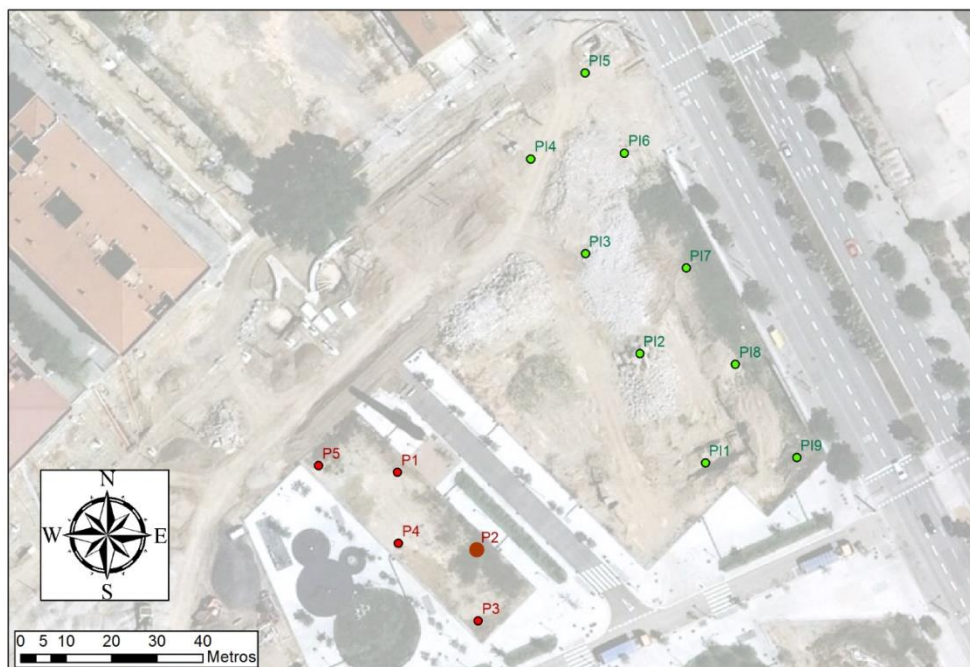


Figura 34. Ubicación del pozo P2. Fuente: Elaboración propia.

7.2.1. Fallo en el rendimiento del pozo

Considerando un fallo en el rendimiento del 50%, el pozo P2 extrae 0.8 l/s, por lo que el caudal total del sistema se reduce a 7.2 l/s. La representación del nivel freático se muestra en la figura 35:

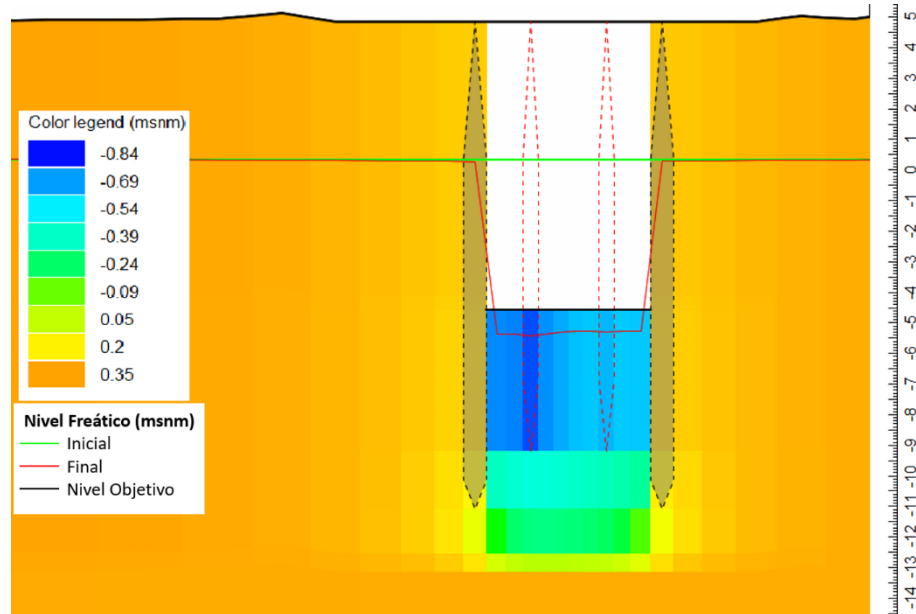


Figura 35. Vista frontal del modelo con fallo en rendimiento del pozo. Fuente: Elaboración propia.

Aunque el nivel freático se encuentra aproximadamente unos 15 cm por encima de la situación original, sigue ubicándose por debajo del punto de máxima excavación, por lo que si el pozo funcionase a la mitad del caudal de explotación el sistema seguiría cumpliendo los requisitos del proyecto. No se muestra la afección sobre los pozos P3, P4 y P5 porque no existe apenas variación respecto a la original.

7.2.2. Colapso del pozo

Suponiendo que por algún motivo (una mala ejecución en el sellado del pozo, que con el paso del tiempo colapsó, movimientos de tierras próximos, golpes en la superficie...) el pozo P2 dejase de funcionar, el sistema de bombeo pasaría a funcionar mediante cuatro bombas con un caudal total de funcionamiento de 6.4 litros/segundo. En las figuras 36 y 37 se muestra el comportamiento del sistema frente a esta reducción del número de pozos.

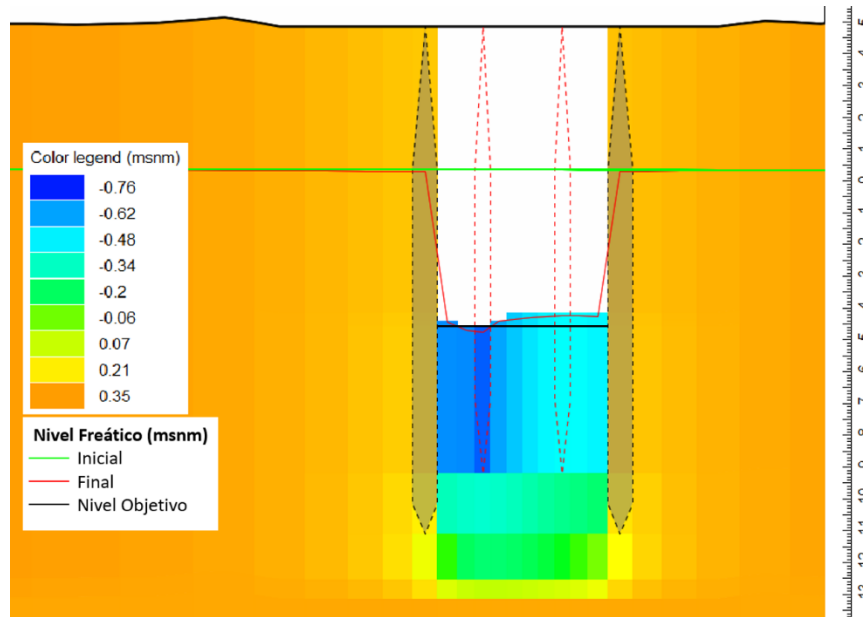


Figura 36. Vista frontal del modelo tras colapso del pozo P2. Vista pozo P1 y P2. Fuente: Elaboración propia.

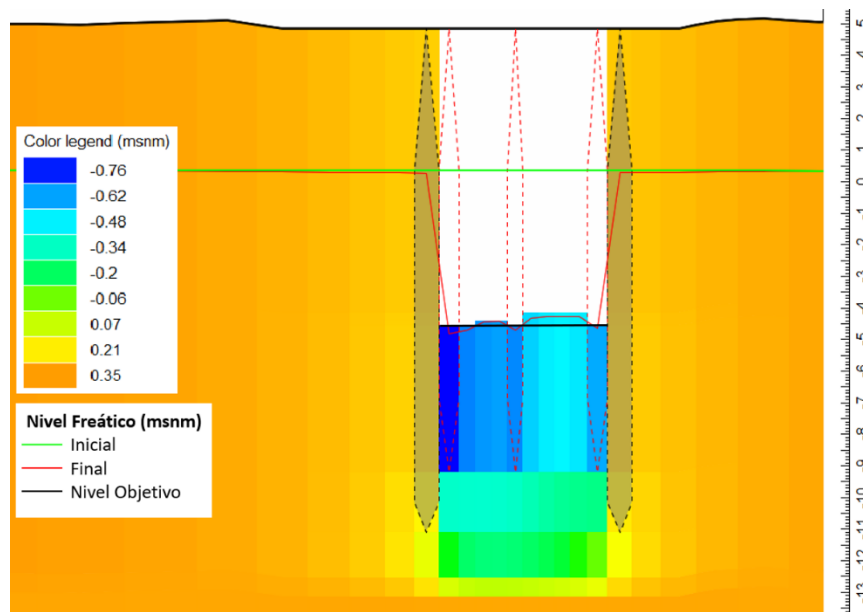


Figura 37. Vista frontal del modelo tras colapso del pozo P2. Vista pozos P3, P4 y P5. Fuente: Elaboración propia.

En esta ocasión sí ejerce un gran efecto, pues se aprecia como aumenta el nivel freático hasta medio metro, además de que se inunda la zona de máxima excavación de la obra, incumpliendo los objetivos del proyecto. La solución para poder mantener el nivel por debajo de la profundidad requerida es aumentar el caudal de los pozos restantes, para que entre ellos palien la ausencia del quinto pozo de bombeo. El caudal unitario necesario para ello resulta entre 1.9 y 2 l/s, de modo que el caudal total de la instalación pasa a ser entre 7.6 y 8 l/s. La nueva distribución del nivel freático se muestra en las figuras 38 y 39:

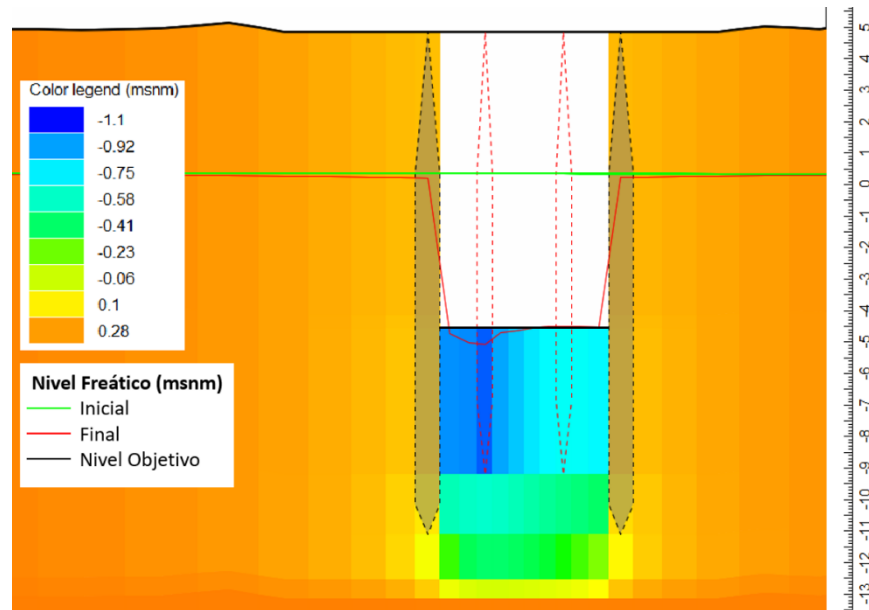


Figura 38. Evolución del nivel freático con las nuevas condiciones. Vista pozo P1 y P2.
Fuente: Elaboración propia.

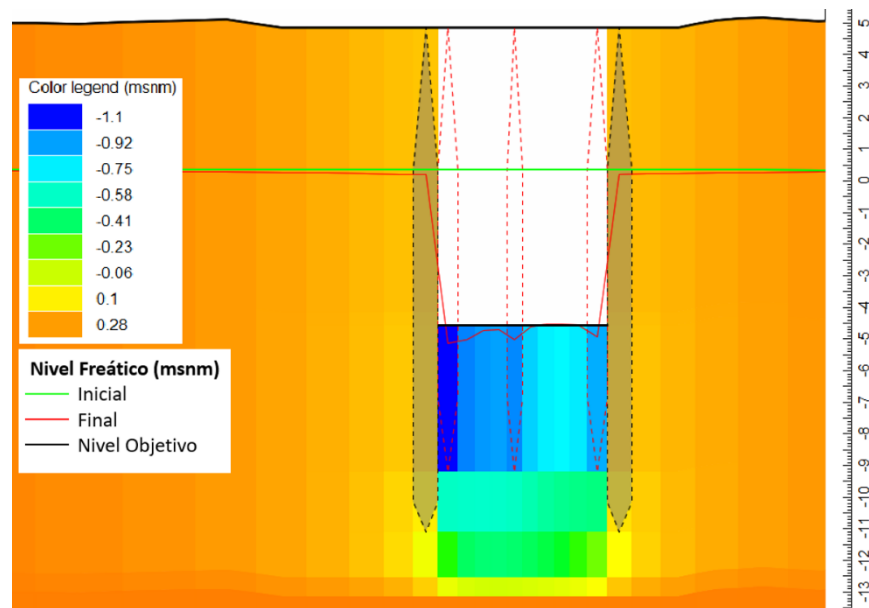


Figura 39. Evolución del nivel freático con las nuevas condiciones. Vista pozo P3, P4 y P5.
Fuente: Elaboración propia.

Con este aumento del caudal de extracción se consigue cumplir la profundidad requerida, aunque de manera muy ajustada, por lo que se debería de aumentar levemente para disponer de un mayor margen de seguridad. También se aprecia que la zona con un mayor descenso pasa a ser la próxima al pozo P3, ya que es la más alejada de P2.

7.3. Escenario III. Reducción del bombeo por motivos estructurales

Este problema surgió realmente en la ejecución de la obra. Durante la fase de proyecto de la edificación se diseñaron unas cimentaciones y unos sistemas de contención del terreno (obra con muros pantallas y losa de cimentación) acordes a la situación presente en aquel entonces, pero no se tuvo en cuenta que existiría una reducción de las fuerzas de subpresión del terreno saturado frente a los muros pantalla, hecho que podría comprometer la estabilidad de la obra durante su construcción.

De acuerdo a esta incertidumbre la dirección facultativa comunicó a la empresa que, mientras se comprobaba que esta reducción de nivel freático no afectaba a la seguridad de la edificación, se redujese temporalmente el caudal de explotación, con motivo de aumentar el nivel freático. Las mediciones tomadas indicaron que, con un caudal de explotación en torno a 5.5 l/s en el recinto de la obra el nivel freático había ascendido a 7 metros de profundidad, y algo mayor en el entorno de los pozos, sobre 8.25 y 8.5 metros.

Con esta información de campo, se redujeron los caudales en el modelo para lograr un descenso similar al del sistema real. Simulando el modelo con un $Q_{\text{explotación}}$ de 5.5 l/s no se produce el descenso medido en obra, por lo que se ha tenido que seguir descendiendo el valor del caudal hasta conseguir un comportamiento del sistema similar, tomando como referencia las cotas en los pozos de bombeo. El valor que mejor representa esta situación es de 4.4 l/s, como se puede ver en las figuras 40 y 41:

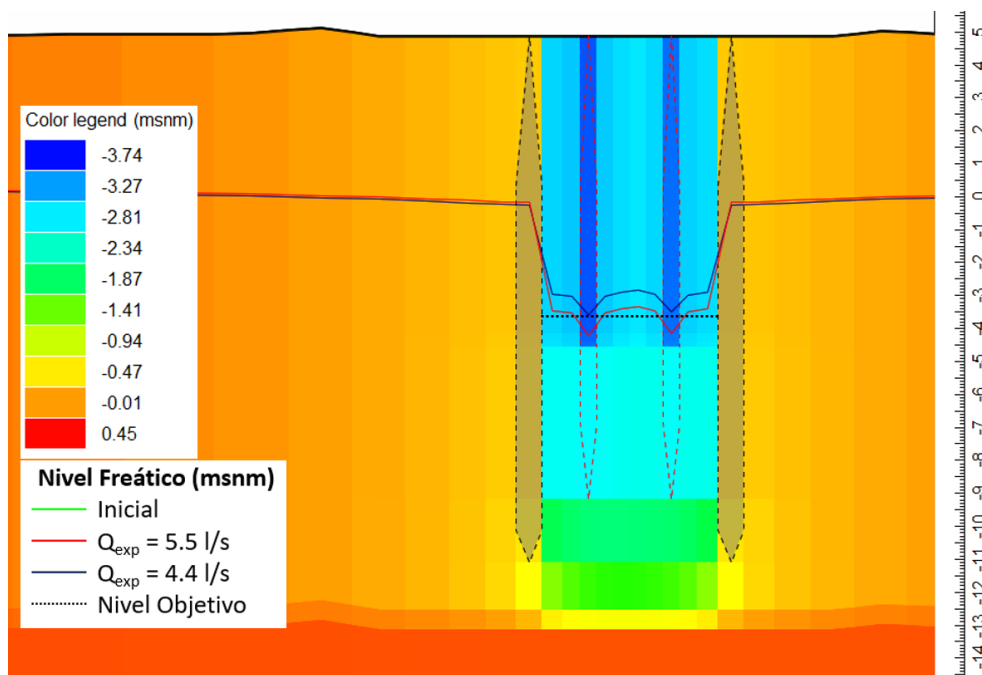


Figura 40. Situación del nivel freático tras la reducción del caudal de explotación. Vista pozo P1 y P2. Fuente: Elaboración propia.

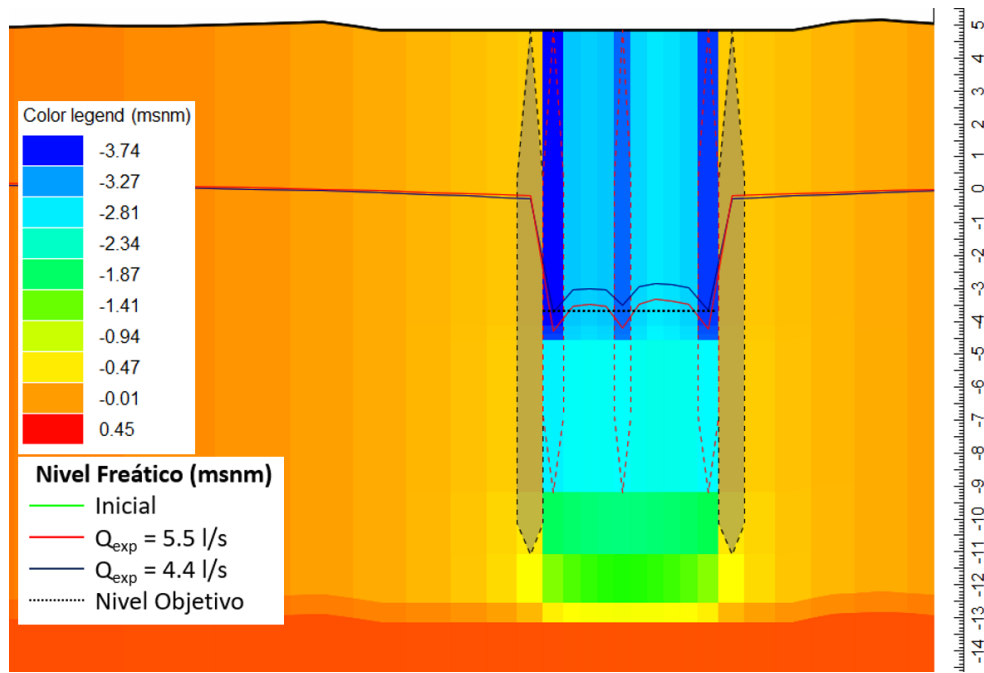


Figura 41. Situación del nivel freático tras la reducción del caudal de explotación. Vista pozo P3, P4 y P5. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a los resultados conseguidos el modelo necesita un caudal de explotación menor para que el nivel freático aumente hasta los valores medidos, puesto que con un valor de explotación de 5.5 l/s el nivel freático sigue estando demasiado bajo. Además, es diferente la variación de nivel freático de las celdas con pozos respecto a las otras celdas de la obra, ya que en la obra hay una diferencia de más de 1 metro entre la zona de los pozos y del vaso (el nivel freático se encuentra en ellos a 8.5 y 7 metros, respectivamente), y en el modelo esta diferencia es del entorno de 0.5 metros.

Estas diferencias entre la obra y el modelo se basan en la discretización espacial del mismo, puesto que se ha diseñado el modelo para mostrar unos resultados adecuados a la escala de la obra y sus alrededores. Sin embargo, a una escala con mayor detalle, representa de una manera menos exacta los resultados, más concretamente la diferencia de nivel piezométrico entre las celdas del vaso que no tienen pozos de extracción y las que sí tienen. En definitiva, el modelo en este ejemplo de aplicación es capaz de sugerir como es el comportamiento del sistema de flujo subterráneo, pero no es una representación exacta de la realidad.

7.4. Escenario IV. Modelo sin sistema de infiltración de agua

El último escenario de aplicación realizado consiste en el análisis de los descensos y piezometría que se producirían de no existir el sistema de infiltración, es decir, si el rebajamiento de nivel freático se ejecutase de la manera tradicional. En cuyo caso el agua evacuada es dirigida por la red de descarga directamente al alcantarillado, lo que significa aislarlo del sistema subterráneo.

Se obtienen y representan las isolíneas de altura piezométrica, así como el descenso que se produce dentro de la obra, aunque este último a priori no debería presentar unos resultados muy distintos a los ya simulados. También se analiza la nueva red de flujo generada, y se evalúa la nueva área de afección del bombeo al sistema. Posteriormente, este escenario se empleará para la evaluación ambiental de las alternativas que no contemplen la infiltración del agua extraída del bombeo al sistema.

7.4.1. Piezometría y descensos

Las alturas piezométricas en el entorno de la obra se muestran en la figura 42, y en la figura 43 se muestra el efecto del bombeo dentro de la obra sobre los pozos P3, P4 y P5:

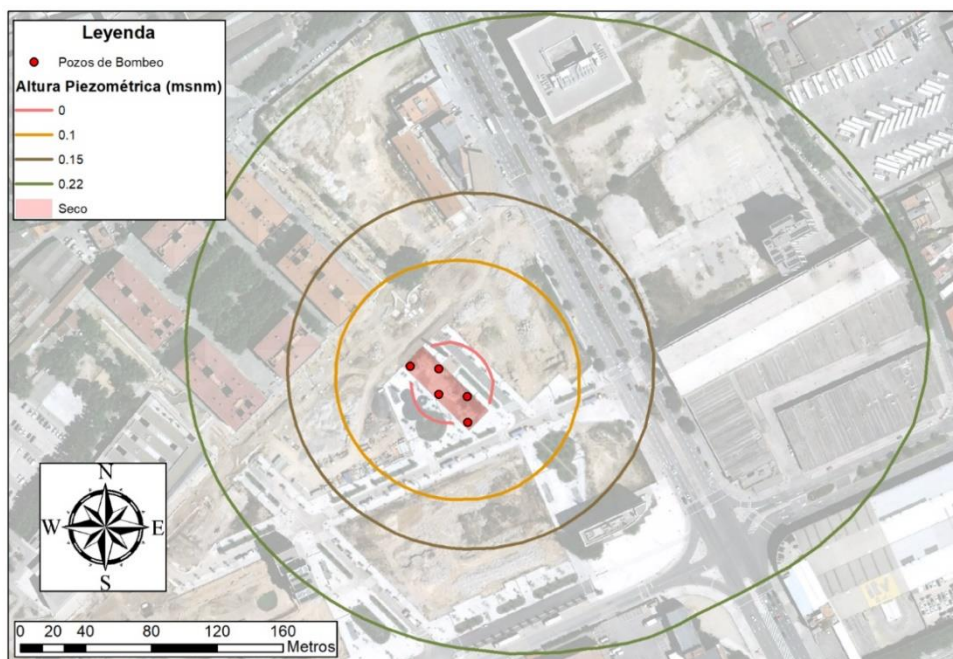


Figura 42. Isolíneas del modelo sin pozos de infiltración. Fuente: Elaboración propia.

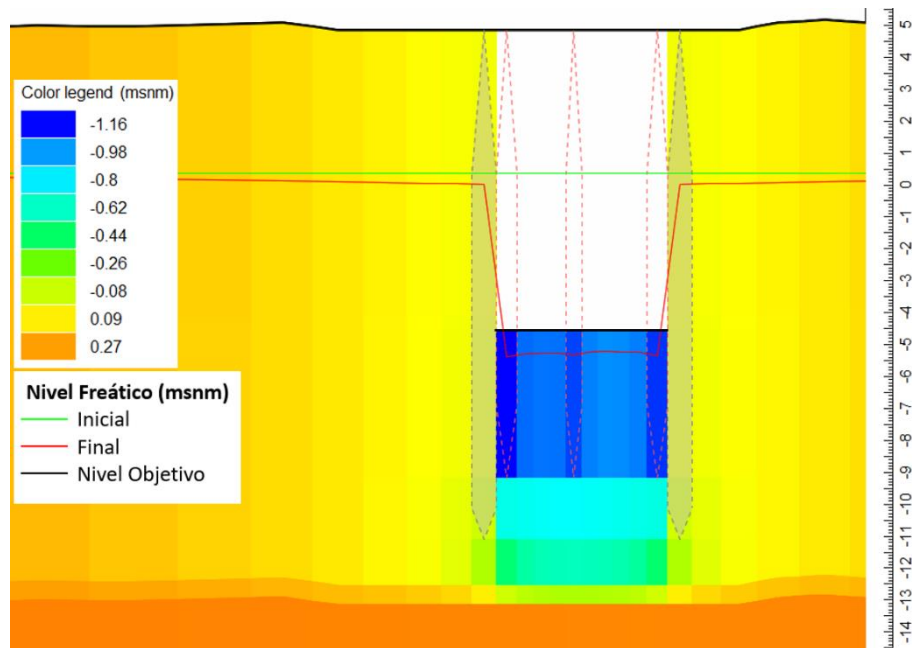


Figura 43. Vista frontal del modelo sin reinfiltración. Fuente: Elaboración propia.

Ante la falta de un sistema de reinfiltración desaparece la zona que presentaba un nivel piezométrico superior al instante inicial. No obstante, dentro de la obra el nivel freático presenta los mismos valores que en el modelo con sistema de reinfiltración.

7.4.2. Red de flujo y balance

La red de flujo representada en la figura 44 tiene un sentido opuesto del flujo; esto quiere decir que se trazan desde los pozos de bombeo el recorrido que realizan las partículas hasta llegar a ellos.



Figura 44. Vistas de la red de flujo advectiva. Fuente: Elaboración propia y postprocesado con ModelViewer (Hsieh, P. A. y Winston, R. B., 2002).

Se comprueba como la red es homogénea; el flujo generado por las extracciones de los pozos se produce desde todas las direcciones hacia la obra. Respecto al balance de masas producido en la zona de la obra, se muestra en la Tabla 20:

Tabla 20. Balance sin efecto de la infiltración. Fuente: Elaboración propia.

BALANCE EN LA OBRA (m ³ /día)		
ENTRADAS	Flujo lateral	698.103
	Recarga	0.859
	Total	698.962
SALIDAS	Flujo lateral	7.611
	Pozos	691.200
	Total	698.811
BALANCE	Entradas - Salidas	0.151
	Discrepancia (%)	0.02

El balance producido en el recinto de la obra es prácticamente idéntico con o sin sistema de infiltración. Con esta información y la representación del nivel freático de la figura 44 se puede afirmar que el efecto que tiene la infiltración dentro del recinto apantallado en la obra es residual, ya que se comporta de igual manera con o sin ella.

7.4.3. Descensos producidos en el sistema

En la figura 45 se muestran los descensos producidos en las cercanías del modelo, mientras que en la figura 46 se muestra el efecto de bombeo en todo el modelo:

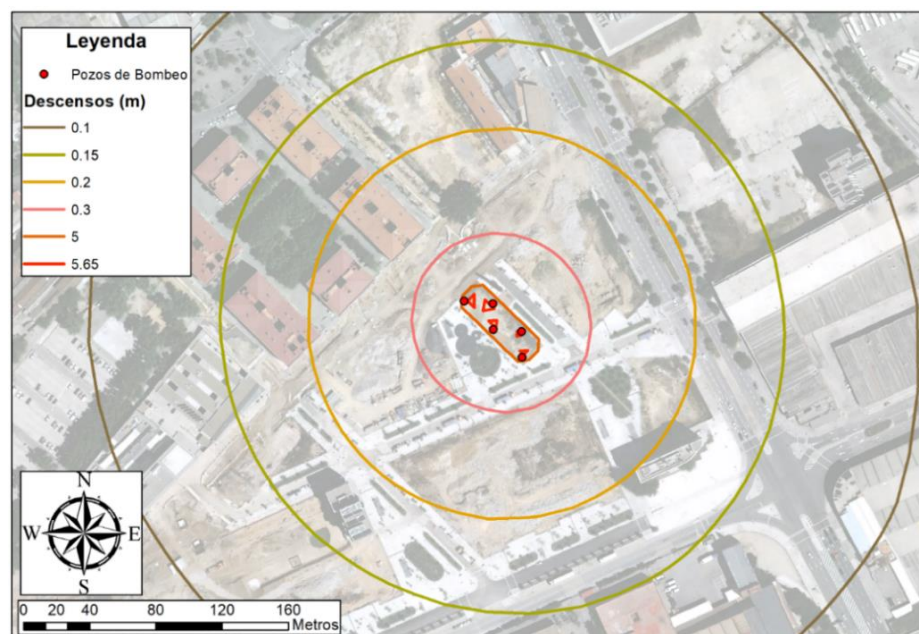


Figura 45. Descensos producidos en las inmediaciones de la obra sin infiltración. Fuente: Elaboración propia.

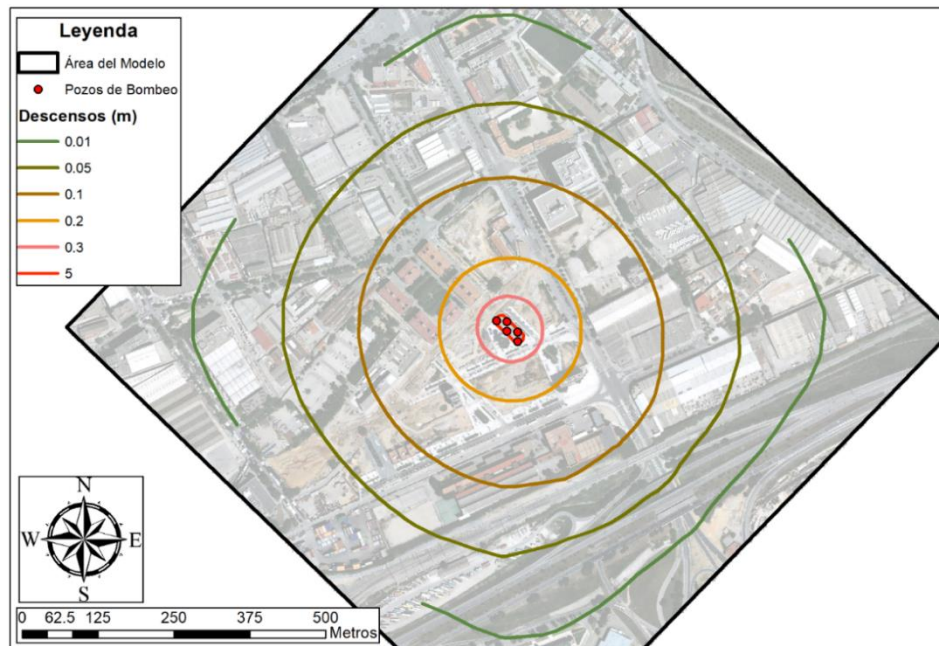


Figura 46. Descensos totales en el sistema sin infiltración. Fuente: Elaboración propia.

En comparación con los descensos producidos con el modelo en el que el sistema de infiltración sí está operativo, se observa como el efecto de los bombeos es mucho mayor, o lo que es lo mismo, los descensos son más pronunciados. En las inmediaciones de la obra se aumenta 20 cm el descenso producido con infiltración, mientras que el área de influencia del bombeo es mayor respecto al modelo con infiltración.

Con los resultados de este escenario se comprende la gran importancia que presenta el sistema de infiltración del agua extraída en términos ambientales. En el siguiente capítulo se empleará este escenario para realizar una valoración ambiental del sistema mediante la gestión tradicional del agua evacuada.

8. VALORACIÓN ECONÓMICA Y AMBIENTAL DE LA GESTIÓN DEL AGUA EVACUADA

Cuando se realiza un proyecto de rebajamiento del nivel freático o *dewatering*, no se tiene que centrar únicamente en el sistema de extracción de agua, sino que también se debe de considerar la gestión de esa agua extraída como un criterio relevante a la hora de valorar la viabilidad de una u otra alternativa de proyecto.

Tradicionalmente, en todas las obras de *dewatering*, ya sea con procedimientos de pozos de bombeo, de extracción de agua por vacío o de otros tipos de sistemas, se ha vertido toda el agua a la red de alcantarillado más próxima. Los criterios principales de esta decisión han residido siempre en el aspecto económico y técnico, puesto que era la solución más simple y económica. No obstante, esta solución ya no es indiscutiblemente la mejor ya que, además de un endurecimiento de la legislación existente (cánones de vertido, restricciones a la calidad del agua...), al fin se ha conseguido que se valore como es debido la calidad ambiental de la zona de estudio, medida que incentiva alternativas de gestión que no “desconecten” de la red subterránea ese volumen de agua.

El objetivo de este capítulo reside en intentar aportar una visión conjunta, de la que conformarán dos análisis a nivel económico y ambiental de las dos principales alternativas de gestión de agua; la ya citada solución tradicional, que consiste en el vertido a la red alcantarillado, y la alternativa que finalmente se adoptó en la obra, que es el sistema de infiltración al terreno desde pozos en una parcela próxima.

8.1. Valoración económica

Para realizar este análisis económico, se han empleado los precios presupuestados en el proyecto de *dewatering*, y la legislación tomada como referente es la de la zona de estudio, que es la Llei 4/2017, de 28 de març, de pressupostos de la Generalitat de Catalunya per al 2017 (ACA, 2017), y el decreto 130-2003 (*Diari Oficial de la Generalitat de Catalunya*, 2003).

El análisis económico, como se verá a continuación, es muy sensible a la duración total de la obra. Conforme pasen los meses el precio se incrementará, ya que se tendrá que mantener el nivel de agua por debajo del nivel objetivo hasta que se complete la excavación. Este tiempo total depende de la programación y desarrollo del proyecto de edificación, por lo que se considerará un periodo adicional al tiempo estimado de obra, que según el proyecto son 4 meses.

8.1.1. Vertido a alcantarillado

De acuerdo a lo estipulado en la Ley 4/2017, según el tipo de vertido (en función de lo contaminante que éste sea) se cobrará un impuesto de carácter general y/o específico. L'Agència Catalana de l'Aigua solicitó a la empresa una serie de análisis químicos, ya que previamente en la zona se produjo una contaminación de suelos, que posteriormente se remedió, contrastado con los resultados de los análisis. Además, la conductividad presente en el agua no debía de superar los 4000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (criterio impuesto por el Área Metropolitana de Barcelona), siendo incompatible su vertido en caso opuesto. Los valores obtenidos en los análisis fueron del rango entre 1500 y 2500 $\mu\text{S}/\text{cm}$, cumpliendo así con los criterios de vertido, por lo que se aceptó la gestión de esa agua evacuada, y clasificándola como vertido general. Para la evacuación de aguas generales, la ACA considera un canon de 0,1654 € por cada m^3 de vertido.

Es importante recalcar que se deben de diferenciar dos regímenes de caudal distintos; el primero es el caudal de diseño de la obra, que como se ha comentado previamente en el Capítulo 4, se estimó en 100 m^3/h (28 l/s). El otro caudal considerado es el real en la instalación, ya que se comprobó que, funcionando a un régimen de explotación de 8 litros por segundo, se conseguía el descenso deseado.

Con el caudal de diseño se deberían de estar extrayendo 2400 m^3 al día, mientras que en realidad lo que se sacan son 691.2 m^3 . En la Tabla 21 se resumen los distintos caudales de extracción, así como el canon impuesto por cada mes de vertido:

Tabla 21. Costes canon de vertido red de alcantarillado. Fuente: Elaboración propia.

CAUDAL SISTEMA	Q (litros/segundo)	Q ($\text{m}^3/\text{día}$)	Canon vertido (€/m ³)	Coste mensual (€)
Q _{diseño}	8	691.20	0.165	114
Q _{explotación}	27.78	2400		396.96

8.1.2. Sistema de infiltración de agua

A diferencia de las alternativas de vertido, la infiltración de agua (siempre y cuando esta tenga una calidad química aceptable y no contaminante) al terreno no está afectada por ningún canon. Sin embargo, es necesaria la construcción adicional de una red de descarga desde la obra, la construcción y ejecución de los pozos de infiltración, y de un decantador adicional para eliminar sólidos suspendidos presentes en el agua extraída. El coste del sistema de infiltración está extraído de los presupuestos del modelo, como se muestra en la Tabla 22:

Tabla 22. Coste presupuestado del sistema de infiltración. Fuente: Elaboración propia.

Medición	Coste (ud)	Unidades	Coste total (€)
Decantador	1,044.00 €	1	1,044.00 €
Pozos de Infiltración	3,080.00 €	9	27,720.00 €
Red de Descarga (ml)	14.46 €	250	3,615.00 €
TOTAL			32,379.00 €

Este es el coste presupuestado para una duración de 4 meses; en el caso de que la obra se alargase más, una vez vencido el 4º mes se incluiría un coste adicional de mantenimiento del sistema por un importe de 1200 € por cada mes que se extendiera la obra de *dewatering*.

8.1.3. Comparativa económica

Una vez descritas las alternativas, se compararán entre ellas en función del tiempo de obra transcurrido (figura 47 y tabla 23):

Tabla 23. Costes alternativas gestión del agua evacuada. Fuente: Elaboración propia.

Alternativas	COSTES (€)			
	Inversión Inicial	Duración 4 meses	Duración 6 meses	Duración 8 meses
Vertido $Q_{\text{diseño}}$	- €	48,816.55 €	72,424.56 €	96,832.83 €
Vertido $Q_{\text{explotación}}$	- €	13,947.59 €	20,692.73 €	27,666.52 €
Pozos Infiltración	32,379.00 €	32,379.00 €	34,779.00 €	37,179.00 €

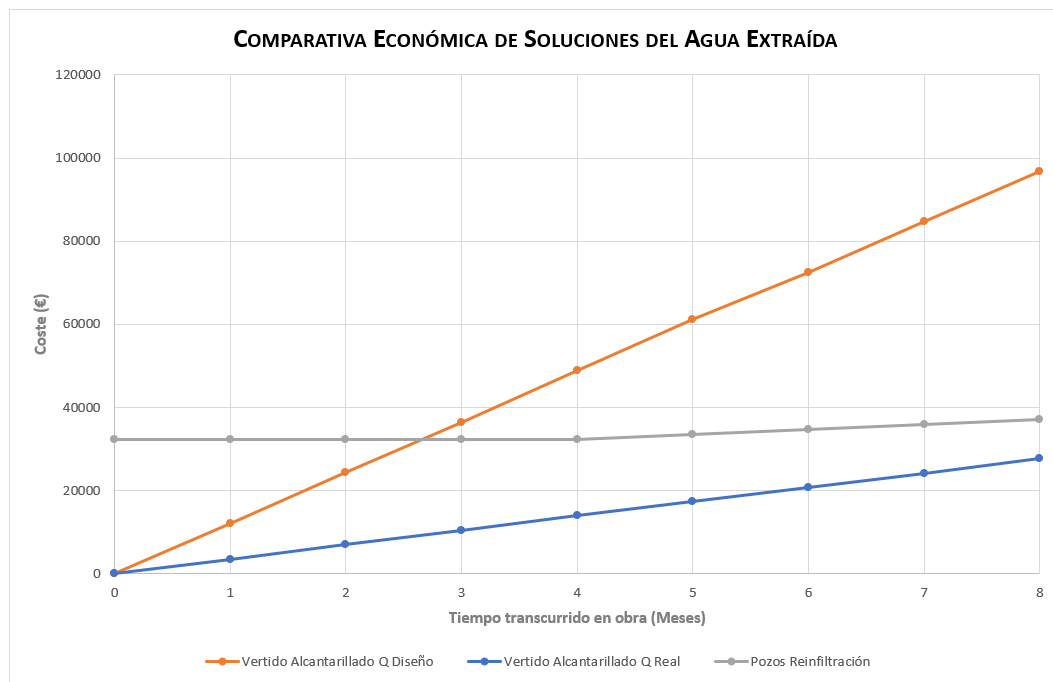


Figura 47. Comparativa económica de soluciones del agua extraída. Fuente: Elaboración propia.

A priori, y únicamente teniendo en cuenta el aspecto económico, se puede ver como la alternativa de infiltración también es una solución económicamente viable. Tomando como referencia el caudal de diseño de la obra se aprecia que a partir del tercer mes es más rentable reintroducir ese volumen de agua que evacuarlo al alcantarillado, y con una duración de 8 meses se encuentra parejo comparado con el caudal real de la obra. El sobrecoste producido en el sistema de pozos de infiltración cuando el proyecto se alarga más de los 4 meses estipulados apenas tiene variación, ya que su coste importante es el inicial, y sólo se tiene que añadir un coste de 1200 € mensuales por conceptos de mantenimiento. Esto contrasta con el vertido al alcantarillado, que mensualmente avanza de una manera lineal y cada mes adicional supone un incremento importante de precio.

Cuando se realizó la oferta, el caudal propuesto para extraerse era el de diseño, por eso la opción escogida fue la infiltración. No obstante, como después el caudal de explotación necesario ha sido significativamente menor se realizará un análisis ambiental para poder concluir si la diferencia de precio real que habría entre ambas alternativas es justificable por su mejoría ambiental o no.

8.2. Valoración ambiental

En el análisis ambiental de las dos alternativas de gestión se han empleado dos de los modelos evaluados a lo largo de este trabajo final de máster; por una parte, se encuentra la alternativa de infiltración mediante pozos usándose los resultados del modelo calibrado con un régimen de explotación de 8 l/s, y por parte de la alternativa sin reinfiltración o vertido al alcantarillado se ha calculado como último escenario de aplicación en el capítulo anterior. Las consecuencias en los descensos de ambas simulaciones pueden verse reflejadas en las figuras 31 y 45 en las inmediaciones de la obra, y en las figuras 32 y 46 en todo el modelo.

Cuando se ha realizado la valoración económica de las alternativas se ha visto reflejado que, con el caudal real de explotación, existe una diferencia considerable entre el coste del vertido real al alcantarillado y un sistema de pozos de infiltración. No obstante, no es el único factor a tener en cuenta, por lo que se debe de valorar si ese ahorro económico compensa los mayores impactos que a priori sentirá el sistema subterráneo si el recurso evacuado se desconecta de la red.

Con esta finalidad, se han analizado de manera conjunta los dos supuestos, para ver cuánta diferencia reside entre las alturas piezométricas del sistema con una u otra alternativa. Los resultados se muestran en la figura 48:

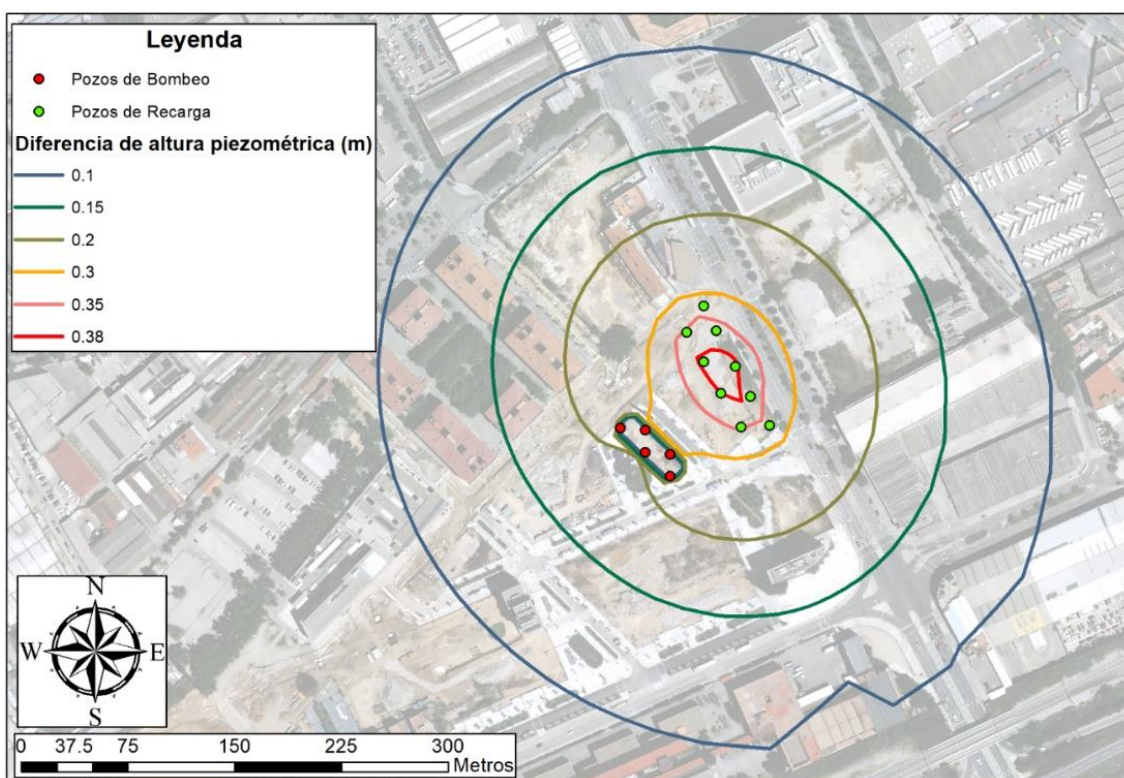


Figura 48. Diferencias de altura piezométricas entre alternativas de gestión. Fuente: Elaboración propia.

La diferencia de alturas piezométricas entre ambas es visible, con un área de influencia de 300 metros para una variación de 0.10 msnm, y una variación máxima próxima a 0.40 msnm, en la zona donde se emplazarían los pozos de infiltración, y por consiguiente la zona de ascensos en el sistema, que únicamente se produce con la alternativa de reinfiltración.

Tras estos resultados queda patente que la alternativa tradicional, pese a ser económicamente mejor, no es la opción más eficiente. La modernización de los procedimientos de perforaciones y pozos, junto con la aplicación de normas de vertido de caudales, hacen que el ahorro económico que se produce no justifica unos descensos generalizados en el sistema, además de que existe el riesgo que puedan causar afecciones de estabilidad de otras obras de cimentación próximas al emplazamiento del proyecto.

La opción de reintroducir el recurso extraído en otra parcela próxima es la solución más eficiente. Además de por los motivos expuestos, su instalación minimiza las repercusiones económicas ante retrasos en los plazos previstos, de hecho, cuanto más se demore el proyecto más rentabilidad presentará este sistema frente al vertido en alcantarillado. Y, ante todo, es la mejor opción porque no desconecta el recurso hídrico de la masa de agua, permitiendo que siga su funcionamiento a través de la red subterránea natural.

9. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden extraer tras la finalización del proyecto son las siguientes:

- I. Se ha conseguido un modelo que cumple el objetivo principal de esta tesis: representar el comportamiento de un sistema real cuyo régimen natural de flujo subterráneo es alterado por la acción de una obra, ajustándose dicho modelo con datos de campo y una simulación en régimen transitorio para intentar caracterizarlo de la mejor manera posible.
- II. Se han evaluado unos escenarios futuros, que son problemas recurrentes en este tipo de obras, y que podrían llegar a ocurrir. En todos ellos los resultados aportados por el modelo han sido realistas, y otorgan una idea de cómo se vería afectado el sistema real.
- III. Si bien los resultados han sido muy satisfactorios, conviene recordar que un modelo es una interpretación del funcionamiento del sistema real, y por tanto no deben aceptarse sus resultados como los únicos y verdaderos. En el tercer escenario de aplicación queda patente que, aunque el sistema real y el modelo presentan el mismo comportamiento, hay una diferencia entre el caudal que se necesita para conseguirlo en uno y en otro. El modelo debe usarse como una herramienta de soporte para la gestión y toma de decisiones, pero siempre desde el conocimiento del técnico que lo emplea, y teniendo en cuenta las limitaciones e hipótesis adoptadas para su desarrollo.
- IV. Adicionalmente al desarrollo del modelo, se ha aprovechado para analizar un aspecto muy importante en este tipo de obras, y que siempre suele ser obviado, como es la gestión de toda esa agua que ha sido extraída del sistema subterráneo. Se ha comprobado que el empleo de la solución tradicional de verter el recurso a la red de alcantarillado no tiene por qué ser la única opción a tener en cuenta, más aún si las otras opciones permiten la reintroducción del recurso al sistema subterráneo, evitando así la desconexión del sistema.

10. BIBLIOGRAFÍA

Agència Catalana de l'Aigüa (2013). *Pla de gestió del districte de conca fluvial de Catalunya 2016-2021*.

<http://aca.web.gencat.cat/aca/appmanager/aca/aca?_nfpb=true&_pageLabel=P1210754461208200772701> [Consultado: Septiembre 2017].

Agència Catalana de l'Aigüa (2017). *Consulta de dades de control de la qualitat i la quantitat de l'aigüa al medi*.

<http://aca.web.gencat.cat/aca/appmanager/aca/aca?_nfpb=true&_pageLabel=P3800245291211883042687> [Consultado: Septiembre 2017].

Agència Catalana de l'Aigüa (2017) *Tipus de gravàmens vigents del cànon de l'aigua per als usos industrials i assimilables*.

<https://aca.web.gencat.cat/aca/documents/Tramits/Tramits_gencat/canon_aigua/GT_DUCA_tipus_vigents_industrials.pdf> [Consultado: Enero de 2018].

Centro Nacional de Información Geográfica (2017). *Modelos Digitales de Elevaciones*. Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

<<http://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/catalogo.do?Serie=LIDAR>> [Consultado: Octubre 2017].

Construction Industry Research and Information Association. (1986). *CIRIA R113 Control of groundwater for temporary works*.

Custodio, E., Llamas, M.R. (eds) (1976; 1983). *Hidrología subterránea*. Ediciones Omega. Barcelona, 2 vols: 1–2350.

Custodio, E. (1987). *Sea-water intrusion in the Llobregat delta, near Barcelona (Catalonia, Spain). Groundwater Problems in Coastal Areas*. UNESCO Studies and Reports in Hydrology no. 45. UNESCO, París: 436–463.

Custodio, E., Glorioso, L., Manzano, M., Skupien, E. (1989). *Evolución y alternativas de un acuífero sobreexplotado: el Delta del Llobregat*. Sobreexplotación de Acuíferos. Instituto Tecnológico y GeoMinero de España, Granada: 207–227.

Custodio, E. (2007). *Acuíferos detríticos costeros del litoral mediterráneo peninsular: Valle bajo y delta del Llobregat*. Enseñanza de las Ciencias de la Tierra, 15(3), pp. 295–304.

Diari Oficial de la Generalitat de Catalunya (2003). *Llei 130/2003, de 13 de maig, pel qual s'aprova el Reglament dels serveis públics de sanejament*. Núm. 3894-29.5.2003.

Gámez, D. (2007). *Sequence Stratigraphy as a tool for water resource management in alluvial coastal aquifers: application to the Llobregat delta (Barcelona, Spain)*. Tesis Doctoral. Department of Geotechnical Engineering and Geo-Sciences (ETCG). Technical University of Catalonia (UPC). 1-177

Harbaugh, A., W., (1990). *A Computer Program for Calculating Subregional Water Budgets Using Results from the U.S. Geological Survey Modular Three-dimensional Finite-difference Ground-water Flow Model*. U.S. Geological Survey, Open File Report 90-392.

Hazen, A. (1892). *Some physical properties of sands and gravels*: State Board of Health. Ann. Rept. pp. 539-556.

Hsieh, P. A. y Winston, R. B. (2002). *User 's Guide To Model Viewer, a Program for Three-Dimensional Visualization of Ground-Water*. U.S. Geological Survey, Open File Report 02-106.

Instituto Geográfico Nacional (2015). *Plan Nacional de Ortofotografía Aérea*. Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

<<http://pnoa.ign.es/>> [Consultado: Octubre 2017].

Kozeny, J. (1927). *Über kapillare leitung des wassers im boden: Sitzungsber. Acad. Wiss. Wien*, Vol. 136, pp. 271-306.

Kyrieleis, W., Sichardt, W. (1930). *Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten*. Springer, Berlin.

McDonald, M. y Harbaugh, A. (1984). *A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model*. U.S. Geological Survey, Open File Report 83-875.

Pollock, D. (2012) *User guide for MODPATH version 6: a particle tracking model for MODFLOW*. Techniques and Methods 6–A41, p. 58.

Powers, J.P.; Corwin, A.B.; Schmall, P.C. and Kaeck (2007). *Construction Dewatering and Groundwater Control. New Methods and Applications*. 3rd Edition. John Wiley & Sons Inc. NY, USA.

Sahuquillo, A., Cassiraga, E. y Murillo, J. (2011). *Modelos de uso conjunto de aguas superficiales y subterráneas*. Instituto Geológico y Minero de España, 368 p.

Tóth, J. (2009). *Gravitational Systems of Groundwater Flow. Theory, Evaluation, Utilization*. Cambridge.

USACE (2004). *Dewatering and Groundwater Control*. UFC 3-220-(January), pp. 1–161.

Winston, R.B. (2009). *ModelMuse-A graphical user interface for MODFLOW-2005 and PHAST*. U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A29, 52 p.