

# DESCENSO ARTIFICIAL DEL NIVEL FREÁTICO EN CENTROS URBANOS: DISEÑO E INSTALACION DE UNA RED DE CONTROL EFICIENTE Y SOSTENIBLE

**Alejandro J. FERRER<sup>\*</sup>, Virginia DAVILA<sup>\*</sup>, Andrés SAHUQUILLO<sup>\*\*</sup>**

(<sup>\*</sup>) Perforaciones e Instalaciones Ferrer ; C/. Vicente la Roda, 6 Bajo; 46011 VALENCIA (Spain).  
[alejandro.ferrer@ferrersl.com](mailto:alejandro.ferrer@ferrersl.com); [virginia.davila@ferrersl.com](mailto:virginia.davila@ferrersl.com)

(<sup>\*\*</sup>) Grupo de Investigación de Hidrogeología; Universidad Politécnica de Valencia;  
[asahuq@hma.upv.es](mailto:asahuq@hma.upv.es)

**Palabras clave:** Drenajes, excavaciones, bombeo, bombas y equipamientos, aguas subterráneas, hidrogeología.

## RESUMEN

Se presenta un análisis pormenorizado del proceso de drenaje en obra civil ubicado en una urbe cuyos alrededores están densamente edificados, concretamente junto a un estadio de fútbol en la ciudad de Valencia. Se hace especial énfasis en los detalles de construcción de pozos y su equipamiento, así como en el desarrollo posterior. Se incluye la conceptualización de un modelo de drenaje llevado a cabo con el software FEFLOW. Paralelamente se está desarrollando una aplicación para poder trasladar la información escaneada de la obra a la realidad virtual.

## INTRODUCCION

La mayoría de los trabajos de ingeniería civil, en particular cuando se proyectan excavaciones profundas una parte o el total de la obra requiere hacer excavaciones bajo el nivel freático. En estos casos, lo más común es recurrir al rebajamiento temporal del nivel freático para poder efectuar estas excavaciones, o a la construcción de barreras físicas dentro del acuífero, y en ocasiones simultáneamente ambas tecnologías. La configuración del sistema de extracción depende principalmente de las propiedades del suelo y del volumen de agua que deber ser extraído. Los sistemas de bombeo pueden variar su complejidad, abarcando desde una simple bomba de diafragma para eliminar agua de la base de la excavación, hasta un conjunto agrupado de pozos bordeando la excavación, incluyendo en ocasiones un sistema de tratamiento del agua extraída antes de su descarga. Cada sitio, pues, suele ser diferente y requiere un proyecto específico de drenaje (TOKGOZ et al., 2002).

En contraste con el drenaje temporal, antes y durante la construcción, en grandes construcciones, caso de carreteras, líneas de ferrocarril o sótanos profundos, por debajo del nivel freático, en algunos casos se incluyen sistemas de drenaje permanente con objeto de evitar inundaciones o la subpresión. En zonas de intensa pluviometría estacional, o en las que las filtraciones pueden ser importantes por la proximidad de una fuente de agua es necesario que el diseño sea lo suficientemente versátil con el fin de extraer el exceso de agua incorporada al acuífero por filtración.

A finales del siglo XIX aparecen sistemas de bombeo tipo *Wellpoint*, de aplicación donde los pozos presentaban problemas, por existencia de arenas limpias medias y finas, utilizado en Gary Indiana en 1901, y posteriormente en suelos similares. Thomas Moore, en 1925 aplicó este sistema en arenas finas y limos, modificando su esquema de montaje, implementando filtros que introducía en perforaciones de mayor diámetro, rellenando de árido el espacio anular, para evitar la colmatación. A finales de 1930, los ingenieros de la creciente industria de drenaje (Thomas C. Cill y Byron Prugh), fueron registrando y analizando sus observaciones. Además, tanto el control del flujo como de la presión intersticial en suelos granulares se puede complementar con la instalación de diafragmas, tablestacas, pantallas estructurales, pantallas plásticas, proyecciones de mortero y columnas de “jet-grouting”, entre otros. En consecuencia, dada la diversidad de sistemas existentes, la selección apropiada de una de ellas o de una combinación, debe estudiarse con detalle.

## **IMPACTO DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN SOBRE EL AGUA SUBTERRÁNEA**

En general, los trabajos de ingeniería civil pueden generar impactos temporales o permanentes sobre las aguas subterráneas. Un número reducido de publicaciones se han ocupado de resaltar aspectos discretos de esos impactos. En 1985 (POWERS et al., 2007) analizan los efectos no deseados que pueden producir los drenajes temporales. Brassington en 1986 discute los impactos potenciales sobre manantiales y núcleos privados de abastecimiento de agua, así como la perturbación permanente del flujo de las aguas subterráneas que pueden producir algunos trabajos de ingeniería. PREENE, et al., 2004, analizan y discuten los problemas ambientales que pueden producir, principalmente los riesgos de contaminación durante la construcción. Los impactos de los trabajos de construcción sobre el agua subterránea se pueden agrupar según sus consecuencias (VRBA & LIPPONEN, 2007), por el impacto generado por la extracción de agua del acuífero, por la perturbación física del flujo, por aparición de nuevas vías preferenciales a partir de pozos de deficiente diseño y construcción, por el impacto causado por fugas y derrames de fluidos sobre las aguas subterráneas, por la perturbación del flujo debido a la construcción de pantallas en obras lineales o en general, en menor medida, por las pantallas construidas para la excavación de sótanos en edificios bajo nivel freático y por alteración de las aguas superficiales inducida por descargas de aguas subterráneas. Finalmente, otro efecto a considerar es la erosión de suelos por el incremento de velocidad en los puntos de salida de la red de flujo “tubificación” o por defecto de juntas de pantallas, fallos en los encuentros de las juntas de tablestacas, arrastres de finos en los pozos de bombeo y similares.

## **IMPACTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA SOBRE LA CONSTRUCCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

El impacto del agua subterránea en las obras a ejecutar en el subsuelo es de tal relevancia que viene a condicionar el diseño de su estructura y procedimiento constructivo, en consecuencia, afecta directamente a su coste. Se debe reconocer como interacciona el agua con la infraestructura y en ese sentido, los impactos que el agua provocará sobre la misma (SOMERVILLE, 2005).

El especialista que se enfrente a un proyecto parcial o totalmente sumergido, debiera conocer las pautas de comportamiento del movimiento del agua en el terreno, así como los efectos que produce sobre este, y por tanto su interacción con las estructuras. Los riesgos inmediatos en los que se incurre en una excavación afectada por agua subterránea son

deslizamiento de taludes/laderas (Figura 1) o levantamiento de fondo, bien por rotura o bien por sifonamiento (Figuras 2, 3 y 4), comprometiendo la estabilidad de la obra y del entorno próximo.

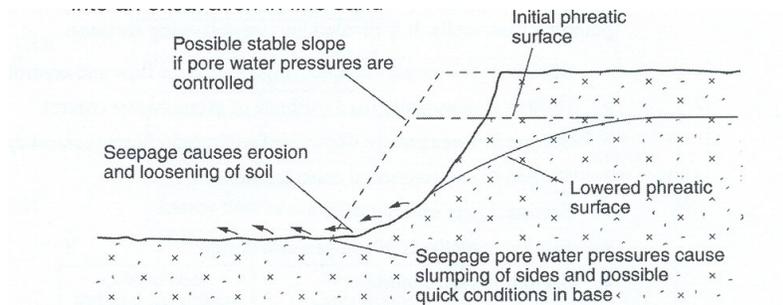


Figura 1.- Esquema del deslizamiento de un talud (PREENE, et al., 2004)

El control de aguas subterráneas puede realizarse por la instalación de barreras físicas (sistemas de exclusión) y bombes, o ambos en combinación. El método o métodos apropiados a aplicar serán función de la naturaleza del suelo y de la profundidad de la excavación. No obstante, la gran variabilidad de suelos y de exigencias de proyecto, hacen de esta una ciencia no exacta (BERKIGEN, 2007), que no solo depende del análisis del flujo subterráneo y las características geotécnicas del terreno sino que también interviene de forma decisiva la experiencia y arte del experto. Cualquier conclusión teórica debiera ser sometida a juicio de expertos. Un especialista en control de nivel de aguas subterráneas es aquel que respeta y comprende la teoría y a la vez rechaza que la teoría anule a la experiencia.

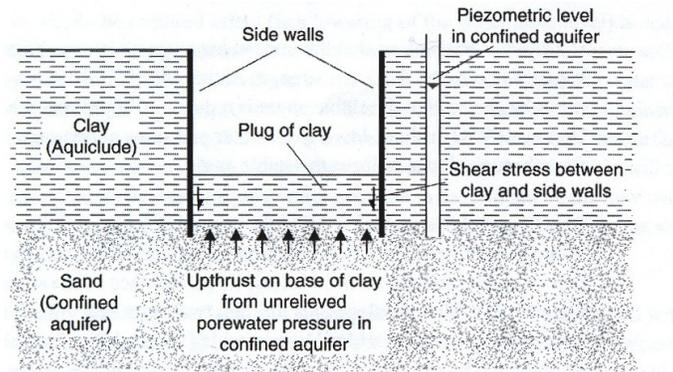


Figura 2.- Levantamiento del fondo debido a la excavación en un suelo de baja permeabilidad sobre un acuífero confinado, en recinto delimitado por diafragma (PREENE et al., 2004).

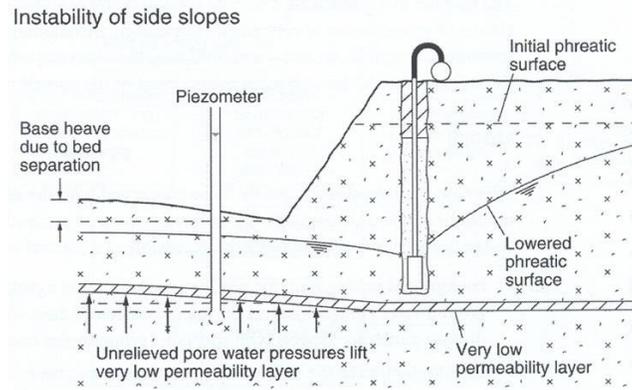


Figura 3.- Levantamiento del fondo debido a la excavación en un suelo sobre un acuífero confinado, en recinto no delimitado por diafragma (PREENE et al., 2004).

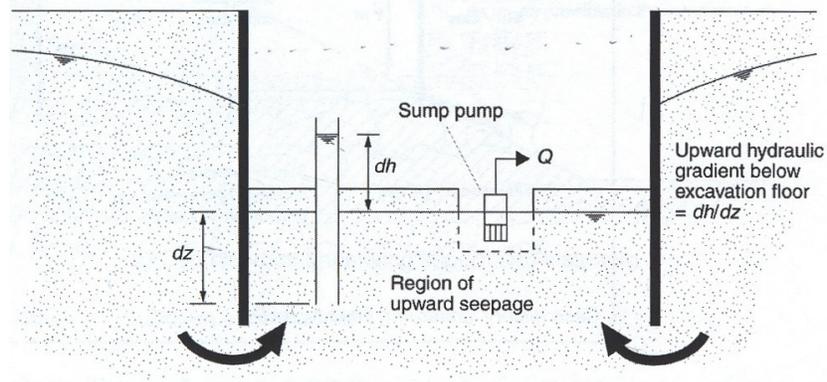


Figura 4.- Esquema sobre el riesgo de sifonamiento (PREENE et al., 2004).

Cuando coinciden la teoría y la experiencia, se puede acometer la ejecución del proyecto con confianza. Por las incertidumbres que suelen presentarse durante la ejecución de las obras, el sistema de desagüe-agotamiento finalmente planteado debe ser flexible, y en esa flexibilidad reside principalmente el éxito del sistema, permitiendo en caso de necesidad la adaptación a la realidad que se vaya encontrando.

La propia estructura objeto de la construcción, cuando cesen los bombeos, será sometida a presiones hidrostáticas laterales sobre los planos verticales y a subpresiones cuando se trate de planos horizontales o subhorizontales. Esta estructura debe ser resistente a dichas presiones, evaluando además el efecto de flotabilidad y por tanto de compensación de cargas. En cuanto a la erosión de suelos, puede provocar asentamientos de las estructuras colindantes pudiendo comprometer su estabilidad. Adicionalmente, el descenso de nivel piezométrico ante suelos no preconsolidados, por ejemplo por la intercepción del flujo por barreras físicas o por el bombeo puede provocar subsidencias, que con carácter general serán de mayor extensión.

Los materiales empleados en la construcción de la estructura enterrada, deben ser resistentes a la posible agresión química del agua subterránea, principalmente por presencia de sulfatos. Otras consideraciones deben ser tenidas en cuenta como son la colmatación de filtros por materiales finos o precipitación en sistemas de drenaje permanentes.

## **SELECCIÓN DEL METODO**

La selección del método requiere de unos pre-requisitos y datos, con el fin de aproximarnos teóricamente a la decisión acertada. Los datos básicos disponibles y suministrados por el constructor, nos pueden servir para elaborar el modelo grosero, que con posterioridad, sin duda alguna, tendrá que ser paulatinamente refinado. A partir de estos primeros datos, por deducción o por eliminación, podremos estimar si aplicamos un solo método o una combinación de varios sistemas drenaje. En las Figuras 1 y 2 se muestran esquemas que pueden contribuir a facilitar la toma de decisiones y que son de fácil accesibilidad. No obstante conviene considerar los factores más importantes que afectan a la selección bien de un sistema de drenaje o al sistema de control de aguas subterráneas.

- a) Tipo de excavación: Si se trata de excavación a cielo abierto o en mina, ya que condicionará el tipo de equipamiento y maquinaria a utilizar.
- b) Condiciones del suelo y geológicas: Los parámetros geomecánicos propios del suelo pueden igualmente condicionar o incluso impedir el uso de algunos de los métodos, por ejemplo por su densidad y resistencia.
- c) Profundidad del descenso del nivel piezométrico requerido: Este factor es esencial y en numerosas ocasiones no permite por ejemplo el uso del sistema Wellpoints por las cotas límites de aspiración.
- d) Fiabilidad del sistema: Determinando si será suficiente por sí solo, o precisará de combinación de otro método, por ejemplo de pozos y barreras negativas.
- e) Velocidad de bombeo: Debido al factor temporal, como aspecto determinante frente al plazo de ejecución exigido para la finalización de ejecución de la obra.
- f) Bombeo intermitente: Con carácter general, debiera ser evitado el bombeo intermitente y con ello las oscilaciones cíclicas de nivel piezométrico, pues ello favorecerá los arrastres de finos.
- g) Efecto del descenso del nivel piezométrico sobre los otros pozos y estructuras adyacentes.

En la Figura 5, (PRENNE, et al., 2004), sugiere como primera aproximación, el método de bombeo a seleccionar, en función del descenso requerido, expresado en metros frente a la permeabilidad, en m/s.

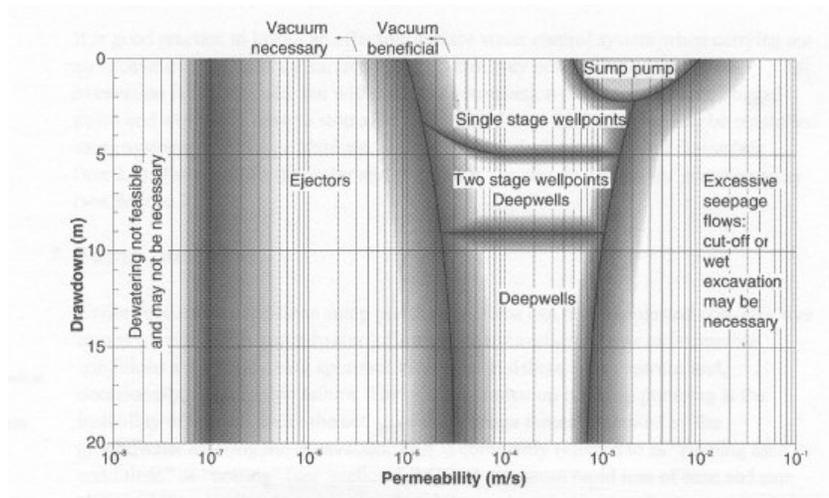


Figura 5.- Rango de aplicación de las técnicas de bombeo recomendables para controlar las aguas subterráneas. (PREENE, et al., 2004).

La Figura 5 muestra los diferentes sistemas de drenaje que pueden ser empleados en función de la permeabilidad del suelo. En el siguiente apartado se analiza cada uno de los sistemas de mayor uso.

Aquí se incluye un esquema y una breve descripción del bombeo con eyección de agua que se utiliza poco.

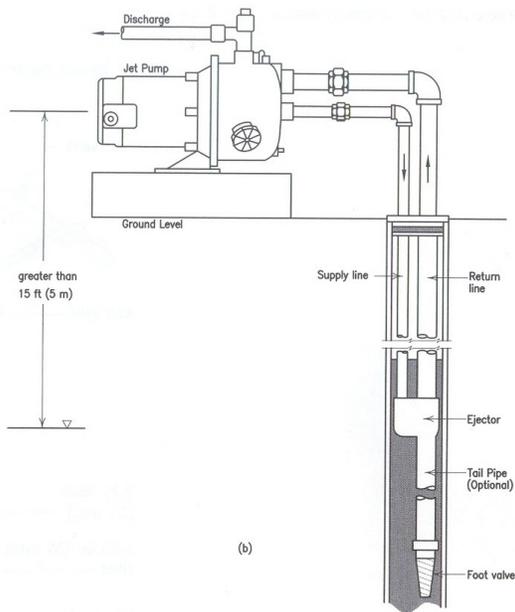


Figura 6.- Cuerpo eyector en la instalación de interior del pozo

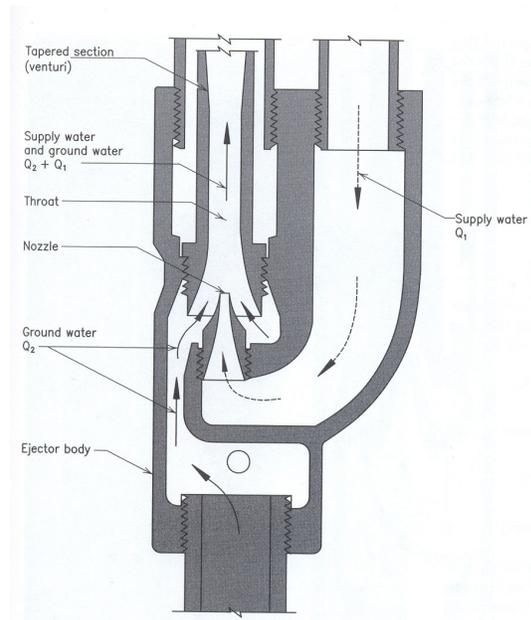


Figura 7.- Cuerpo eyector

El eyector es un dispositivo para crear el efecto venturi y elevar agua desde el fondo de la tubería de aspiración. Se utiliza cuando el agua subterránea debe ser elevada más de 4,5 m con la sola posibilidad de utilizarlo con wellpoint, y cuando la conductividad del suelo es tan baja que el uso de sistemas de vacío garantiza un mejor drenaje del suelo.

La Figura 8, donde se muestra el porcentaje de finos frente al tamaño de partícula, puede ser utilizada también en una primera aproximación para decidir el tipo de sistema de drenaje a utilizar.

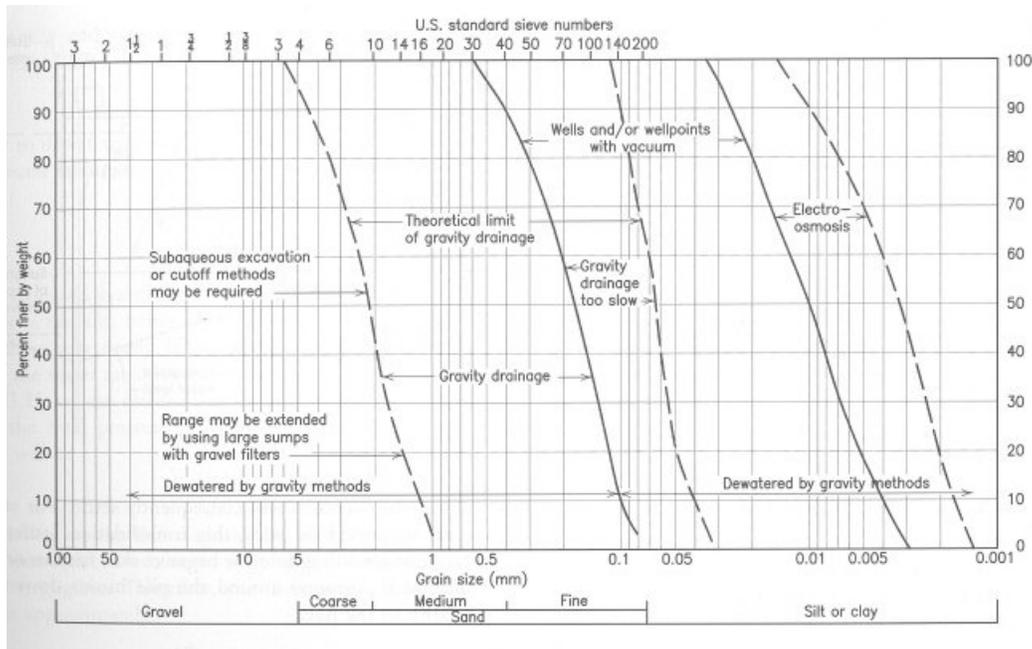


Figura 8.- Sistemas de drenaje aplicables a diferentes tipos de suelos (POWERS et al., 2007; pg 45)

## ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS DE EVACUACIÓN DE AGUA

Atendiendo al equipamiento y configuración de los sistemas de bombeo, podemos diferenciar cuatro tipos básicos, que describiremos someramente en los siguientes apartados.

### Bombeos superficiales

El sistema a base de bombes superficiales es, sin duda, el de menor complejidad, en cuanto a su diseño y montaje se refiere y, en general, de menor coste, pues se limita a la preparación de puntos o zanjias drenantes, cuyo objetivo es concentrar y facilitar el flujo del agua por medio de dichas zanjias hasta la ubicación de las bombas. Tanto las zanjias como los puntos de ubicación de las bombas, en la mayoría de los casos serán ejecutadas por medios mecánicos tales como retroexcavadoras, giratorias y similares. La limitación en cota de profundidad de estas calicatas nos vienen impuestas en suelos granulares, por la estabilidad de los dichos suelos, prácticamente nula y de elevado riesgo, una vez es cortado el nivel freático. Por ello, necesariamente será un método que únicamente debe ser planteado, a priori, ante necesidades de descenso de nivel freático muy someras, de entre 1 y 2 metros, y donde

los niveles estáticos se encuentren próximos a la cota de superficie del terreno. En este método, igualmente aparece la permeabilidad de los suelos como elemento determinante, pues la distancia entre puntos de bombeos, así como los mínimos gradientes hidráulicos disponibles, puede invalidar el método en suelos de baja conductividad hidráulica. En ocasiones se plantea erróneamente aplicar este método ante necesidades de mayores descensos, por su menor coste. En esos casos, las excavaciones de los puntos dren pueden alcanzar los 10 metros o superior, haciendo uso de maquinaria propia de ejecución de pantallas o similar. Para la contención de los suelos granulares saturados, con seguridad inestables a estas profundidades, se utilizan fluidos bentoníticos de media a alta viscosidad y mayor peso específico que el agua. Si bien es cierto que, en determinados suelos, de este modo queda garantizada la estabilidad del batache, no es menos cierto que el entorno del mismo queda contaminado por los lodos bentonítico, alterando la permeabilidad natural circundante al punto de captación, por tanto disminuyendo su eficiencia y en casos anulando su efectividad. A su vez, con este esquema constructivo, resulta inviable la colocación de adecuados prefiltros de granulometrías reducidas. Nuestra experiencia, desaconseja esta práctica para necesidades de descenso de nivel freático mayores de 1-2 metros. En cualquier caso, siempre será desaconsejable su uso en excavaciones cuyo avance en descenso y bajo nivel freático sea confiado a los bombeos en superficie, pues ante ese supuesto se incrementa el riesgo de desestabilización del fondo de excavación, con riesgo de roturas de fondo, sifonamiento o fluidificación o deslizamiento de taludes, entre otros, como se muestra en las figuras 2 y 3.

### **Uso de wellpoint**

Presenta su mayor eficiencia en obras en las que no ha sido prevista la existencia de diafragmas de contención o barreras al flujo horizontal del agua subterránea, como pantallas plásticas, estructurales, tablestacas o similar, con suelos de grano medio, de comportamiento no plástico y para descensos de nivel en el entorno de 4 metros, en suelos de baja conductividad hidráulica. Con suelos de grano fino y en presencia de limos o arcillas limosas, la implantación del sistema será de mayor complejidad, pues requerirá de regulación de paso agua-aire punto por punto, e incluso dotación de prefiltro, generalmente de arenas de sílice graduadas, en cada uno de los puntos de los filtros. Este tipo de suelos requiere gradientes hidráulicos abruptos y numerosos puntos de bombeo. El elemento esencial de este sistema de agotamiento es el equipo de bombeo, que realiza tres funciones: bombear aire, bombear agua y separa el aire del agua.

### **Pozos de alta capacidad**

Ante descensos de nivel freático superiores a 5 m, en excavaciones con sistema de diafragma de cierre o confinamiento y en presencia de suelos de alta permeabilidad, será necesario del uso de bombeos de elevada capacidad por punto, lo que condicionado por los diámetros de los equipos de bombeo a utilizar, exigirá mayores diámetros de perforación y entubación definitiva, que posibiliten la instalación de las bombas en su interior. Apuntamos como referencia valores de caudales por punto entorno a 25-30 l/s y superiores, debiendo procurar velocidades de flujo entorno a 0,04 m/s. Nuestra experiencia señala que, el método de perforación por cable a percusión presenta mayores ventajas, para diámetros de entre 400 mm y 700 mm, principalmente en lo referente a rendimiento hidráulico del pozo y coste, pues en contraste con otros métodos tradicionales de perforación a rotación, no utiliza para la estabilización de los suelos granulares perforados fluidos de perforación tales como

bentoníticos, geles, espumantes, etc. Conviene recordar que el uso de fluidos viscosos de perforación, por la invasión de estos en el medio, disminuye la permeabilidad natural de los suelos perforados. El método a percusión por cable, si lo requiere, hará uso de tuberías auxiliares para la contención de suelos inestables. No suele ser habitual que las perforaciones cuyo objeto sean el control del nivel freático superen los 30-40 m de profundidad, si bien esta circunstancia obviamente no es limitante para dicho sistema. Como principal desventaja cabría destacar que, por su procedimiento y mecánica de ejecución, el método a percusión por cable ofrece menores rendimientos al avance que otros métodos alternativos de perforación, lo que redundará en plazos mayores de ejecución.

### **Pozos de baja capacidad**

Con mayor detalle analizaremos este tipo de pozos, así como el método adecuado de perforación, por ser con diferencia, el de mayor eficacia y rendimiento en todas sus facetas. Incluiremos en su desarrollo un caso histórico, aportando datos reales de campo y resultado en cada una de sus fases de estudio, implantación y seguimiento, destacando de entre las generalidades del método, aquellas particularidades relevantes. En aplicaciones de control de nivel freático, cuyas necesidades de descenso abarcan desde 3-4 m hasta 30 m y en actuaciones en las que exista un diafragma de confinamiento tipo pantallas, tablestacado, barreras plásticas o similar, y para suelos granulares de moderada a baja permeabilidad, este método basado en pozos de baja capacidad suele presentar su óptima eficiencia. En este tipo de suelos, es decir arenas medias a finas, limos o arcillas arenosos y ante una red con distribución de pozos adecuados y sus correspondientes equipos de bombeo, no son esperables caudales superiores a 7-8 l/s por pozo o punto de bombeo. Para dichos caudales, serán suficientes equipos de bombeo que no requieran diámetros mayores de perforación de entre 250 y 300 mm, por tanto carece de sentido invertir recursos en ejecutar perforaciones de mayor diámetro. Los citados diámetros permitirán un espacio de corona anular suficiente, respecto al diámetro interior delimitado por la tubería o filtro definitivo. Este espacio anular debe ser rellenado, en su zona prevista al paso de flujo, de un granular de matriz limpia y convenientemente graduado que garantice el mayor paso de flujo, con retención de finos, evitando su arrastre y erosión de suelo, lo que se conoce como *empaquetado de gravilla o prefiltro*. Si el diseño de dicho prefiltro es inadecuado por exceso de calibre y grado, provocará arrastres de finos y erosión de suelo del entorno de la obra o actuación, con los evidentes riesgos de subsidencias y con ello movimientos de las posibles estructuras colindantes. Por el contrario, un filtro excesivamente fino o mal colocado provocará un exceso de pérdidas de carga a la entrada del flujo al pozo, que en su caso se traducirá en una percepción errónea de descenso del nivel piezométrico, pues es posible que el nivel dinámico piezométrico en el interior del pozo sea incluso muy superior al necesario, aunque ese potencial no se transmita al conjunto de la obra. Esta circunstancia, siempre debiera ser contrastada con las lecturas de los piezómetros de control que a tal efecto deben realizarse. De idéntica importancia es la elección del tipo y diseño de la tubería-filtro, lo que se justifica por las mismas causas que la elección del prefiltro. Este espacio anular, si el diseño lo requiere, será de utilidad para mediante su sellado a base de morteros adecuados, desconectar acuíferos estratificados, bombeando el caudal oportuno de cada uno de los acuíferos. En muchas ocasiones se plantean bombeos en varios niveles acuíferos. Por ejemplo en un acuífero libre somero y en otro confinado o semi-confinado desconectado del anterior, con la intención de reducir su potencial, para evitar roturas o levantamiento del fondo de la excavación. Según nuestra experiencia que coincide con las guías prácticas de diseño disponibles, sugerimos que el diámetro de la perforación para los pozos de baja capacidad de

bombeo sea entre 250 y 300 mm, y para los piezómetros sea de entre 120 y 160 mm. Estos diámetros nos permitirán con garantías suficientes la instalación de tuberías con centradores, empaque de gravilla y si procediera sellos a base de lechadas de cemento con los aditivos adecuados. La condición de profundidad de los pozos vendrá determinada por las cotas de máxima excavación prevista y por la interacción de la estructura con los acuíferos que se vean afectados directa o indirectamente, y cuyos potenciales pudieran comprometer la estabilidad de la obra, previendo además de cámara de bombeo, una de decantación de los arrastres durante el primer periodo de bombeo.

Destacamos como detalles constructivos de máxima relevancia la necesidad de que las tuberías definitivas de entubado de cada pozo incluyan tapa de fondo, que evite sifonamiento de suelo y garantice la cota pre-establecida como fondo de pozo. La concentricidad de la tubería y tubería filtro definitiva con respecto al diámetro perforado, quedará garantizada únicamente si la instalación incluye centradores y de este modo quedará igualmente garantizado la acción del prefiltro diseñado o la desconexión entre acuíferos por el oportuno cementado. Únicamente podrá ser garantizada la estabilidad de la excavación, y por tanto de sus colindantes, cuando así lo reflejen los piezómetros de control, tanto interiores en el recinto de interés, como al tras-dos del correspondiente diafragma. De lo anterior se evidencia la necesaria excelencia del diseño y construcción tanto de los pozos de bombeo como de los piezómetros con lectura de caudales y niveles dinámicos para los primeros y de niveles piezométricos para los segundos, de forma independiente y en tantos estratos como sea estimado necesario. El diseño del sistema de la red bombeo y control deberá ser flexible, de tal suerte que permita asumir las condiciones de variabilidad de los niveles piezométricos que resultan tanto de los fenómenos naturales, como pueden ser las recargas de los acuíferos por lluvias, oscilaciones de mareas o similares, como por acciones antrópicas, como pueden ser otras obras colindantes, afecciones sobre los acuíferos por la existencia de otras captaciones, operaciones de riego. En general, dado un caudal total mínimo a bombear, un mayor número de perforaciones necesitara un menor caudal por punto y por tanto precisará de menores gradientes hidráulicos, por una mayor interacción entre ellas, lo que generalmente permite reducir la profundidad de cada perforación. Si las condiciones de estabilidad hidráulica de la obra lo permiten, las perforaciones no deben superar las cotas de máximo empotramiento de las barreras o diafragmas previstos, aprovechando la componente vertical del flujo, de menor permeabilidad. Por otro lado esta menor velocidad de flujo redundará en menores pérdidas de carga y por tanto mayor eficiencia y rendimiento de cada perforación. A su vez, una menor velocidad conlleva un menor riesgo de arrastres y erosión de suelo. A partir de un bombeo de ensayo, como dijimos, podremos aproximar los parámetros hidrogeológicos con los que plantear una primera aproximación analítica, y ante condiciones de contorno y/o acuífero complejo, necesariamente precisaremos de la asistencia de un modelo numérico, que podremos calibrar espacial y temporalmente a partir de la alimentación de datos reales obtenidos en campo.

Aun a pesar de implementar un sistema de bombeo adecuado, maximizado la eficiencia y minimizado el caudal de bombeo, pueden provocarse descensos piezométricos inaceptables para construcciones o captaciones de agua próximas. Como medida correctora pueden perforarse pozos de recarga, cuyo diseño vendrá determinado por las necesidades de compensar los descensos producidos. En ocasiones, la ejecución de pozos de recarga al trados del diafragma de la obra, se ha visto justificada por el ahorro que supone el canon de vertido de caudal bombeado a la red de alcantarillado público. Esto además redundará en cualquier caso en un menor impacto sobre el acuífero. El sistema de perforación más recomendable, tanto para este tipo de pozos como para piezómetros, es el denominado sistema OD, *Dual o*

*Duplex*, cuyo fundamento se basa en los mismos principios mecánicos y físicos que el sistema tradicional de rotación en circulación directa, pero utilizando como fluido de perforación únicamente el aire y ocasionalmente y en menor medida el agua. La estabilidad de los suelos perforados se garantiza y confía al avance simultáneo de la tubería de revestimiento o auxiliar y la línea o asta de perforación. Así, bajo esta técnica y evitando el uso de fluidos viscosos y de elevado peso específico, quedará preservado en su máximo grado la conductividad hidráulica de los suelos perforados, maximizando el rendimiento de cada captación o bombeo, y de este modo la fiabilidad de los datos registrados en los piezómetros de lectura. Por su parte, sugerimos que cada uno de los equipos de bombeo instalado en su correspondiente pozo, eleve y descargue el agua de forma vista e independiente a un punto receptor o arqueta accesible. Esta disposición permite su aforado y toma de muestras para análisis, pudiéndose comprobar si dicho bombeo está o no provocando arrastres. Si el diseño de la red de descarga no permite su control de forma puntual, no será posible determinar un posible fallo localizado. Además, cada uno de los equipos de bombeo deberá contar con una válvula de regulación independiente, lo que permitirá el control de la piezometría. Por ejemplo, en obras subterráneas lineales con pendiente como las ferroviarias, es necesario regular los niveles a lo largo de la traza. Al ajustar los descensos necesarios a lo largo de esta pueden reducirse los caudales bombeados.

## **ENSAYOS DE BOMBEO**

### **Ensayos para determinar los Parámetros Hidrogeológicos**

Con carácter general, cuando el capítulo de control del nivel piezométrico en una obra tiene entidad suficiente, bien por su coste, por su compromiso con la seguridad o por tener un impacto potencial significativo en la ejecución de un proyecto, queda justificado y debiera ser exigida la realización de ensayos de bombeo. Son mas caros que los ensayos puntuales tipo Lefranc “slug test” u otros de ascenso o descenso de nivel de pocos minutos, pero son mucho más confiables para la determinación de las propiedades hidrodinámicas del tramo ensayado. Además en algunos casos pueden determinar la existencia de barreras, las características de las capas semiconfinantes o heterogeneidades del terreno. Las limitaciones de este trabajo impiden extendernos en este tema que consideramos tiene la mayor importancia. Estos ensayos deberían realizarse antes del diseño y preparación de la oferta del sistema de bombeo, En caso contrario difícilmente pueden ser realizadas aproximaciones de los valores esperados.

### **Cuando un ensayo de bombeo es aconsejable.**

Realizar un análisis hidrogeológico detallado en la fase de estudio de un proyecto puede advertir de la necesidad de inclusión de los costes del sistema de control piezométrico, para evitar incurrir en riesgos para la seguridad de la obra y sobrecoses no esperados. Un ensayo de bombeo es aconsejable hacerlo cuando:

- Se estimen que serán bombeadas grades cantidades de agua. Lo que en principio ocurrirá cuando hayan sido detectadas potencias significativas de arenas o gravas limpias o cuando hallemos una fuente de recarga próxima. Igualmente se justifica si existen costosos cánones de vertido de agua, generalmente al alcantarillado público.
- Las condiciones de un elevado caudal de bombeo sugieran riesgos de afección insostenible al propio acuífero o cercanos, o existan potenciales riesgos de subsidencia debidos a los descensos. El Ensayo de Bombeo nos ayudará a estimar los radios de influencia de los bombeos que se hayan de realizar.

- Existan dificultades geológicas debidas a la intercalación de potencias de suelo de muy diverso valor de conductividad hidráulica, como puede ser de gravas y arcillas, o arenas y roca, y estas potencias se vean afectadas por la construcción a ejecutar.
- En áreas, generalmente urbanas, donde existan construcciones que puedan ser afectadas por los descensos piezométricos que puedan producirse o interfieren con el flujo de agua subterránea. Cuando existan pozos explotados o abandonados o cuando coincidan ambos supuestos. Con piezómetros sellados a distintos niveles podemos reconocer gradientes verticales que pudieran producir condiciones artesianas, escapes o filtraciones de recarga entre dichos estratos.
- En zonas comerciales e industriales en las que hayan podido existir fuentes contaminantes, reconociendo el alcance de la pluma y su migración.
- En zonas en las que las prospecciones de reconocimiento hayan encontrado un estrato permeable bajo el subsuelo de la máxima excavación prevista, lo suficientemente cerca que requiera aliviar las presiones de condiciones artesianas.
- Exista la necesidad de implantar un método de recarga artificial, como medida correctora al impacto que pudiera generar la ejecución del proyecto.

### **Diseño de Pozo de Bombeo**

En la mayoría de ocasiones, será ejecutado un pozo de bombeo que deberá albergar una electrobomba sumergible, si bien en algunos casos, pueden ser utilizados un conjunto de *well-point*, en función del suelo a ensayar. Un error común en proyectos medioambiental es realizar ensayos de bombeo de muy baja capacidad por limitaciones económicas. Si un acuífero no es sometido a suficiente estrés, los datos de transmisividad podrían ser sobreestimados. Los caudales de un ensayo de bombeo, suelen estar comprendidos entre 4 - 20.000 l/min. No obstante, el diseñador del pozo deberá asumir una horquilla mas estrecha de caudales, dado que el caudal determinará las características del pozo.

Entre las características del pozo, cabe destacar:

- a) El caudal esperado, determinará el equipo de bombeo a utilizar y este a su vez, sus condiciones de trabajo, por tanto condicionará el diámetro nominal de tubería definitiva y sus características.
- b) El diámetro perforado del pozo deberá ser el adecuado para permitir el alojamiento del empaquetamiento de gravas y sello.
- c) La profundidad del pozo, vendrá condicionada por la función del mismo y por las condiciones exigidas de descenso de la obra. Se analizará si dicho pozo pretende provocar descenso de nivel freático o en su caso, si pretende reducir el valor de piezometría de un posible acuífero confinado subyacente, que pudiera provocar rotura o levantamiento de fondo.
- d) El filtro de arena o grava deberá ser el de mayor granulometría posible, con el límite que garantice el nulo arrastre continuo de finos.
- e) La tubería filtro, deberá tener el ranurado apropiado para retener el granular de prefiltro y permitir la captación de agua.
- f) Otros detalles a tener en cuenta son, la conveniencia de colocar tapa de fondo en la tubería definitiva, que evite procesos de sifonamiento, y centradores sobre la tubería definitiva que garantice su posición concéntrica con respecto a la perforación.

### **Disposición de los piezómetros.**

En un acuífero simple, una sola línea de piezómetros será suficiente. Los piezómetros debieran situarse en la medida de lo posible espaciados logarítmicamente, por comodidad para el ajuste al método de Jacob (descensos versus distancia). El piezómetro más cercano al pozo debiera hallarse entre 3 y 6 metros y su finalidad será la de obtener datos para el cálculo de las pérdidas de carga en el flujo a la entrada al pozo. El piezómetro más alejado debiera situarse sobre el 30 % del radio de influencia esperado. Si es esperada la existencia de barreras impermeables (pantallas, final de acuíferos) o de recarga (ríos, lagos, mar), debiera ser instalada una batería de piezómetros en la perpendicular entre dichas barreras y el pozo y una batería de piezómetros paralela a las mismas.

El piezómetro, como elemento de control, ofrece información decisiva, cuya fiabilidad es determinante especialmente en obras ejecutadas en núcleos urbanos costeros. Será de especial consideración el caso de obras lineales subterráneas tales como las destinadas a ferrocarriles y carreteras. Además, la red de control piezométrico debe estar planteada con anterioridad a los trabajos de drenaje y mantenerse operativa durante y tras la finalización de la obra. Conocidos los datos históricos, es posible evaluar la interacción de la obra sobre el acuífero.

### **Monitorización del Ensayo de Bombeo**

En la actualidad, los registros de las variaciones de los niveles deben ser confiados a equipos electrónicos o *loggers*. Estos, instalados en el pozo de bombeo y piezómetros, traducen las variaciones de presión asociadas a las variaciones de nivel, a frecuencia programable. La precisión recogida por estos equipos y su necesidad en obras de ciertas dimensiones, justifica su coste (TUINHOF, et al., 2002). Se asume el uso de software y equipos de computación para la extracción y manejo de datos almacenados por los registros. Estos equipos debieran ser instalados al menos dos días antes de la prueba, con el fin de poder remediar posibles anomalías en el funcionamiento. En cuanto a la frecuencia de lectura de estos registros, debe ser programada con antelación a su instalación y con intervalos graduales de tiempo, pudiendo optar por escalas logarítmicas, tanto al inicio del bombeo en registros por descensos de nivel, como en la recuperación a la parada del bombeo.

### **Simulación numérica**

La simulación con un modelo de flujo no es una herramienta que sea necesario aplicar en todas las investigaciones sobre aguas subterráneas. Sin embargo, en algunos casos puede ayudar a mejorar el modelo hidrogeológico conceptual del acuífero, y en muchos casos permiten simular la evolución piezométrica ante distintas alternativas de localización de los pozos, bombeos o recargas en el acuífero de parte del agua bombeada (TREFREE & MUFFELS, 2007). En el ejemplo que se describe en el apartado siguiente se ha utilizado el software FEFLOW 5.3 haciéndose visualizaciones temporales en 3D.

### **CASO PRÁCTICO**

Se ha seleccionado una de las obras que actualmente se encuentra en ejecución en el centro urbano de la ciudad de Valencia, sobre la que justificaremos las bases indicadas en el desarrollo general del presente artículo. Se trata de la aplicación a un caso real de control artificial del nivel freático mediante bombeos en pozos de baja capacidad, en centros urbanos, como ejemplo de núcleo de especial sensibilidad ante posibles incidentes. La parcela objeto de actuación se encuentra ubicada junto al estadio de fútbol “Ciudad de Valencia”, en la calle

Beata Genoveva Torres, en zona totalmente urbanizada. El solar presenta forma trapezoidal y ocupa en planta una superficie de 15.000 m<sup>2</sup>. Se ha proyectado un edificio de uso comercial que constará de cuatro plantas de sótano, planta baja y una altura sobre rasante, comunes a toda la construcción. En las zonas de concesión bajo los viales colindantes, solo se mantendrá las plantas de sótano. Además, en una esquina del edificio, ocupando una superficie de 900 m<sup>2</sup>, se levantará una torre que tendrá 14 plantas de altura sobre las ya indicadas. Tomando como cota cero, la relativa a los viales exteriores o acerado, se precisa excavar a cielo abierto entre pantallas estructurales hasta alcanzar la máxima cota -15,25 m prevista para el apoyo de la cimentación de tipo losa. El nivel piezométrico ha sido registrado mediante los oportunos piezómetros, en la cota -7,75 m. En cuanto a las pantallas de cierre o diafragma han sido calculadas con pie de empotramiento hasta la cota -33 m.

Se plantea la necesidad de provocar artificialmente el descenso del nivel freático en el interior del recinto confinado por pantallas, desde su cota estática -7,75 hasta un nivel objetivo que situaremos a cota suficientemente inferior a la máxima excavación requerida, con la intención de que impida el ascenso del agua por capilaridad a superficie y que permita la rodadura de vehículos y maquinaria pesada.

Para analizar cual es el óptimo método aplicable a implementar y consiguiente diseño, contamos con el estudio geotécnico del suelo objeto de excavación.

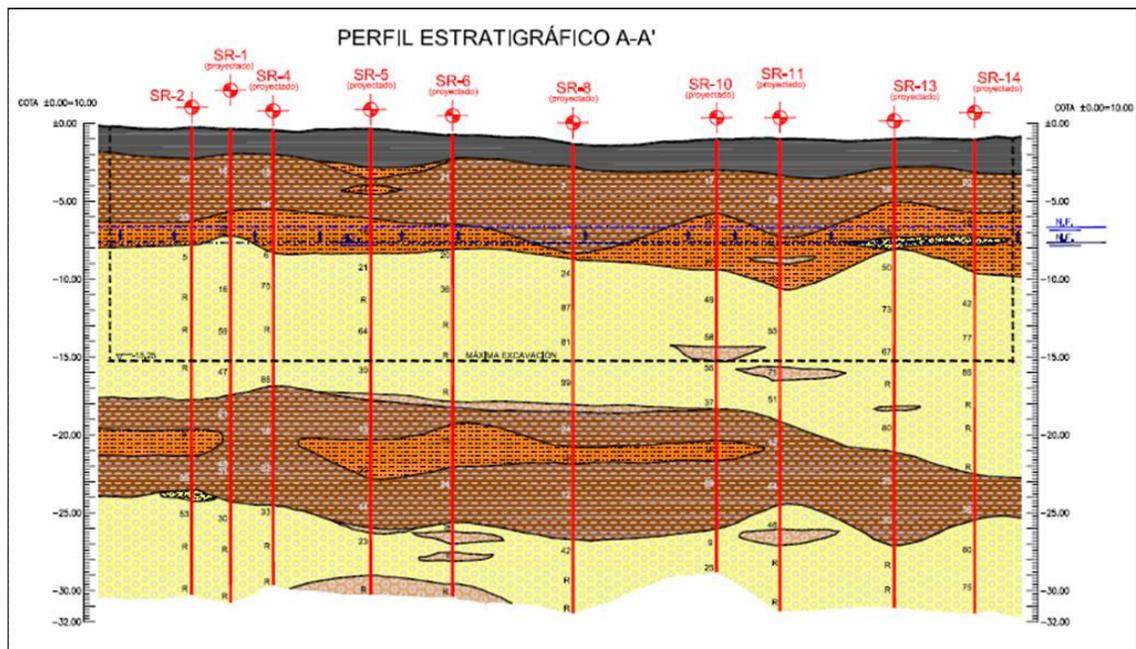


Figura 9.- Perfil geotécnico de la parcela

En general, se trata de una zona de transición mixta marino-continental, formado por arenas, gravas, arcillas orgánicas y limos, de características típicamente deltaicas que se han formado fundamentalmente por las aportaciones del río Turia, en su tramo más bajo y por depósitos marinos formados por arenas limosas y gravas.

Como se puede ver en la Figura 9 existe una primera capa de rellenos de cota de muro

variable en torno a -2 m, seguido en profundidad de unas arillas arenosas de cota de muro en torno a -7 m, seguido en profundidad de una potencia de arenas de cota de muro -9 m, seguido en profundidad de una potencia de gravas de cota de muro -17 m, seguido de una potencia de arcillas arenosas de cota de muro de notoria variabilidad entre -21 m y -27 m, seguido de una potencia de gravas que continuó hasta la máxima cota reconocida -32 m, desconociéndose su continuidad.

El informe geotécnico incluye 13 ensayos de permeabilidad por el método Lefranc, distribuidos principalmente en las cotas -12 m a -13 m, con valores de conductividad hidráulica comprendidos entre  $1,4 \times 10^{-4}$  m/s y  $7,35 \times 10^{-10}$  m/s. Entre las cotas -18 m a -19 m con valores comprendidos entre  $6,83 \times 10^{-5}$  m/s y  $6,48 \times 10^{-10}$  m/s y entre las cotas más profundas ensayadas de -20 m a -21 m con valores comprendidos entre  $1,56 \times 10^{-7}$  m/s y  $1,13 \times 10^{-8}$  m/s.

Considerando el descenso piezométrico exigido y los valores de la conductividad anteriormente dados y teniendo en cuenta las potencias de suelo confinadas entre las pantallas, se decide implementar una aproximación mediante modelo analítico. Se admite flujo ascensional vertical, considerando como permeabilidad vertical la media armónica de las permeabilidades respectivas vinculadas a cada una de las potencias atravesadas, superficie de paso de flujo conocida y confinada en planta y perpendicular a dicho flujo. Obteniendo un gradiente de 0,49 y valor de  $8,91 \times 10^{-6}$  m/s para la componente vertical de la conductividad hidráulica, resultando un caudal de extracción total de 65 l/s.

Considerando este caudal, planteamos un modelo numérico 3D, con el código FEFLOW de elementos finitos (WASY Software). El proceso de simulación nos conduce a aceptar una red de 24 pozos a caudal esperado por pozo próximo a 3 l/s.

A partir de los datos anteriores se descarta el sistema *wellpoint*, por la existencia de barreras negativas al flujo horizontal y los descensos requeridos superiores a la capacidad límite del sistema. Igualmente descartamos acometer la excavación con la sola aplicación del método de bombeos superficiales, pues este es un caso genérico típico en el que se incurre en riesgo de rotura de fondo o sifonamiento. Las presiones intersticiales existentes en los estratos subyacentes a la base de la máxima excavación, exigirán ser neutralizadas por pozos profundos, para garantizar su estabilidad, evitando los efectos mostrados en los esquemas de las Figuras 2 y 3. Así pues, tras este análisis, se decide la aplicación de un sistema de control artificial gravífico, y dentro de este tipo, el llamado método de pozos profundos. Esta conclusión es coincidente con las recomendaciones emanadas de las Figuras 4 y 5.

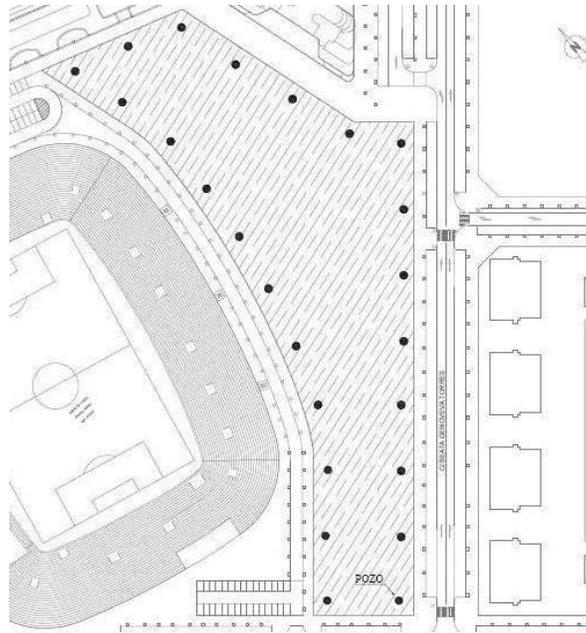


Figura 10.- Esquema de la ubicación de los pozos en el interior de la parcela objeto de actuación.

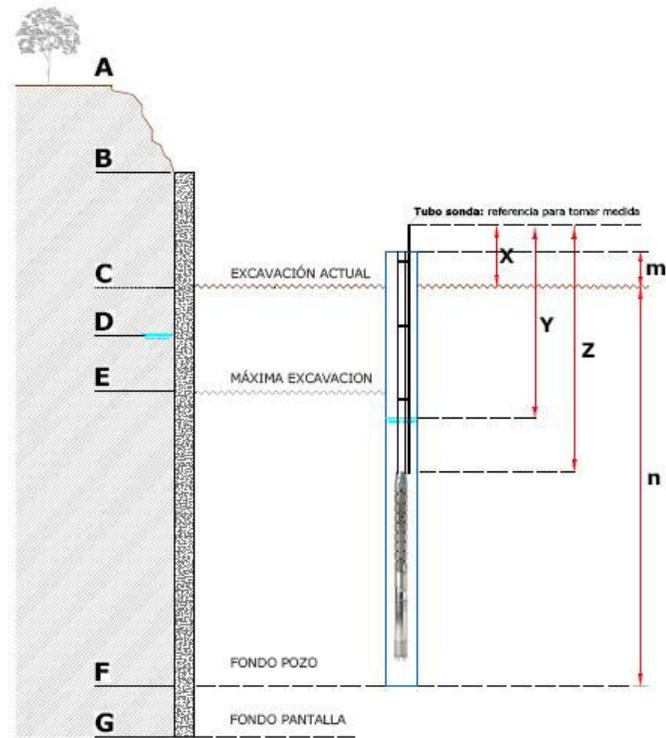


Figura 11.- Esquema sección y cotas de interés de cada pozos.

A	0,00 m	Cota de terreno viales, referencia 0
B	-1,00 m	Cota de coronación de muro pantalla
C	-6,00 m	Cota de emplazamiento equipo perforador
D	-7,00 m	Cota nivel freático
E	-15,25 m	Cota de máxima excavación
F	-25,00 m	Cota de fondo de pozo
G	-33,00 m	Cota de fondo de pantalla
x	1,00 m	Medida sobre terreno de emplazamiento equipo perforador
y	11,00 m	Medida nivel objetivo
z	12,00 m	Medida posición bomba
m	0,50 m	Medida sobreelevación tubo perforación
n	19,00 m	Metros perforados

Dado que el caudal esperado por pozo o punto de bombeo se ha estimado entorno a 3 l/s, concluimos como resolución óptima la aplicación del método a base de pozos de baja capacidad. El sistema de drenaje adoptado no precisará de diámetros perforados mayores de 250 a 300 mm, a tenor de los equipos de bombeo a instalar. Estos diámetros permiten una adecuada arquitectura constructiva del pozo, prefiltro y cementado en su caso, permitiendo maximizar la eficiencia de la captación, lo que vendrá condicionado por el adecuado diseño y ejecución de cada pozo. El sistema de perforación óptimo que satisface estas exigencias, es el denominado OD, Dual o Duplex. En la Figura 12 se muestra una imagen del equipo de perforación acondicionado para este sistema.



Figura 12. Maquina perforadora con sistema OD

El método aplicado para el descenso del nivel piezométrico exigido, fue

satisfactoriamente aplicado en el caso analizado, sobre el total de los 24 pozos de bombeo en el interior de la parcela. Además, para el control y seguimiento de la evolución del nivel, se instalaron 6 piezómetros dobles. Adicionalmente se dotó el sistema de drenaje de un 1 pozo de recarga al trasdós del recinto. El objeto de este pozo fue doble; por un lado reducir el caudal por vertido a la red pública y por otro, mitigar el impacto sobre la extracción de agua del acuífero, respetando la sostenibilidad y posibles afecciones a otras estructuras próximas. Los valores registrados, tanto de caudales como de niveles piezométricos se han visto correspondidos con los resultados de los cálculos realizados en el estudio inicial, permitiendo concluir que una adecuada praxis reduce la incertidumbre y aproxima los resultados teóricos analíticos o numéricos a los resultados reales.

## **CONCLUSIONES**

En cualquier proyecto de rebajamiento de nivel freático debe realizarse un análisis hidrogeológico que en los casos más sencillos debe incluir un esquema hidrogeológico conceptual con una estimación previa de las características del terreno y un análisis del comportamiento hidrogeológico durante la fase de construcción. Siempre que sea posible se deben realizar ensayos de bombeo cuidadosos, para mejorar el conocimiento de las propiedades hidrodinámicas del acuífero y reducir las incertidumbres que se puedan producir durante la construcción.

Se deben incorporar al proyecto en su fase de estudio un análisis del control del agua subterránea con lo que se evitaren sorpresas y costes adicionales imprevistos.

El sistema de control debe ser flexible capaz de incorporar medidas correctoras a las posibles singularidades.

En obras complejas y de gran extensión deben ser realizados modelos de flujo para analizar distintas alternativas de localización y bombeos en los pozos. El modelo puede utilizarse durante la fase de ejecución para comprobar o modificar el modelo conceptual del acuífero teniendo en cuenta los datos proporcionados por los piezómetros de control y la evolución piezométrica a lo largo del proceso de excavación y bombeo. En su caso estos datos pueden proporcionar información para modificar los parámetros hidrodinámicos del acuífero o el modelo conceptual. Modelo que se simularía y validaría con las nuevas hipótesis para comprobar si reproduce adecuadamente el comportamiento detectado por la red de control.

Una buena praxis global condiciona la efectividad y sostenibilidad del diseño, instalación y operación de una red de control para el descenso artificial del nivel freático.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

Berilgen, M. (2007). *Investigation of stability of slopes under drawdown conditions*. Computers and Geotechnics 34, 81-91.

*Dewatering and Groundwater Control* (2004). AFM 88-5 Chap. 6. UFC-Department of Defense. USA. 2004.

Fetter, C.W. (2001). *Applied Hydrogeology*, 4th Edition, Prentice Hall, NJ, USA.

Hartley, R. & Zisserman, A. (2000). *Multiple View Geometry in Computer Vision*. Cambridge University Press.

Hill, M.C. & Tiedeman C.R. (2007). *Effective Groundwater Model Calibration. With Analysis of Data, Sensitivities, Predictions, and Uncertainty*. Wiley Interscience. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA.

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

Preene, M.; Roberts, TOL.; Powrie, W. y Dyer MR. (2004). *Groundwater control – design and practice*. CIRIA C515. London. Pgs. 22, 29, 35.....

Somerville, S.H. (2005). *Control of groundwater for temporary works*. CIRIA 113. London.

Tokgoz, M.; Yilmaz, K. and Yazicigil, H. (2002). *Optimal Aquifer Dewatering Schemes for Excavation of Collector Line*. Journal of Water Resources Planning and Management 128:4, 248.

Trefree, M.G. & Muffels C. (2007). *FEFLOW: A Finite-Element Ground Water Flow and Transport Modeling Tool*. Ground Water 45:5, 525-528.

Tuinhof, A.; Foster, S. Kemper, K. Garduño, H. y Nanni, M. (2002). *Requerimientos de Monitoreo del Agua Subterránea*. Gestión Sustentable del Agua Subterránea: Conceptos y Herramientas. Serie Notas Informativas, No 9, GW-MATE.

Villanueva, M. & Iglesias, A. (1984). *Pozos y Acuíferos: Técnicas de Evaluación Mediante Ensayos de Bombeo*. Publicación del IGME.

Vrba, J. & Lipponen, A. (2007). *Groundwater Resources Sustainability Indicators*. Groundwater Indicators Working Group, UNESCO, IAEA, IAH. IHP-VI, Series on Groundwater No. 14. Paris.

WASY Software\_GmbH Institute for Water Resources Planning and Systems Research, Berlin.  
<http://www.wasy.de/english/products/fefflow/index.html>.