



UNIVERSIDAD  
POLITECNICA  
DE VALENCIA

DEPARTAMENTO  
DE INGENIERÍA  
HIDRÁULICA  
Y MEDIO AMBIENTE

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE**

---

**TRABAJO DE FIN DE MÁSTER**

**CONTROL DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN LA  
INGENIERÍA CIVIL. INTERACCIÓN ENTRE LA OBRA  
Y EL MEDIO HIDROGEOLÓGICO, SÍNTESIS DE  
MÉTODOS DE CONTROL Y APLICACIÓN DE  
MODELOS MATEMÁTICOS.**

**ALEJANDRO J. FERRER GRANELL**

**DIRECTOR: EDUARDO CASSIRAGA**

---

Valencia, Octubre 2010



# Agradecimientos

Deseo agradecer el apoyo de los profesores Andrés Sahuquillo y Eduardo Cassiraga, por el planteamiento del trabajo, por sus ideas e implicación personal, así como por el esfuerzo realizado en sus correcciones.

Al profesor Vicente Soria, iniciador de mi entusiasmo por la aproximación del conocimiento teórico al campo de aplicación, conciliando la experiencia que da la práctica y la teoría.

Al profesor Jesús Carrera, fuente de explicaciones y razonamientos que reforzaron mi entendimiento en áreas esenciales.

Al doctor Reinhard Zapata, quien desde su dilatada experiencia en la modelación hidrogeológica aplicada al área minera, participó en la visión y enfoque de la modelación a los proyectos de ingeniería civil.

A la empresa Perforaciones e Instalaciones FERRER, S.L. y su equipo, donde inicié mi experiencia de la mano de mi padre, José Ferrer, y donde se me ha permitido aplicar la formación teórica. También por haber sido fuente de información, datos e imágenes reales.

A mi esposa, Esther, por su apoyo incondicional, y mis hijos Paula y Adrián, que no me lo hicieron difícil.





## Resumen

Como consecuencia del desarrollo urbanístico, se ve reducido el espacio disponible para llevar a cabo nuevas actuaciones, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil. Esta falta de espacio incrementa el coste del terreno. La búsqueda de su rentabilidad obliga a un desarrollo vertical ascendente y descendente de las construcciones, lo que incrementa su complejidad constructiva, entre otros detalles, su cimentación en profundidad.

De igual modo, la concentración urbana requiere normas que regulen dichos espacios, con aprovechamientos subterráneos que descongestionen la circulación para sus habitantes y eleve su confort, mediante aparcamientos, vías férreas y en general pasos y vías subterráneas.

Cuando se ejecuta una excavación por debajo del nivel freático existe riesgo de inundación, con posible inestabilidad para la obra y entorno colindante, si no se adoptan las medidas oportunas.

Los pozos de bombeo correctamente diseñados, solos o en combinación con barreras físicas, son la solución más económica y conveniente al problema de control del nivel freático. Su número y distribución vendrá condicionado por la naturaleza del terreno, profundidad de la excavación y resto de condiciones de contorno como la existencia o no de barreras impermeables (muros pantalla, muros bentoníticos, pantalla de pilotes, etc.)

El diseño de una obra de control de nivel freático se lleva a cabo de forma habitual a través de simples formulaciones analíticas, algunas veces no muy bien justificadas. Cuando la obra es de cierta entidad, puede ser más eficiente y robusto utilizar modelos matemáticos de tipo numérico.

Los modelos numéricos, vienen a ayudar al desarrollo de los cálculos en complejos, allí donde los modelos analíticos dejan de ser funcionales y operativos, y donde no baste con el mejor criterio geológico o ingenieril.

Hoy en día no es habitual implementar un modelo numérico de flujo para obras que interaccionen con el medio hidrogeológico, excepto cuando estas son de entidad, si bien la tendencia es clara por el incremento de su complejidad y la creciente necesidad en su optimización de costes.

De igual modo, un modelo numérico de flujo, puede ayudar a conocer la distribución de presiones intersticiales derivada de la acción de un bombeo y por tanto el mapa tenso deformacional del suelo en condiciones hidrodinámicas, pudiendo optimizarse el diseño de la cimentación profunda debido a la mejora conocida de las tensiones efectivas, por ejemplo, con la reducción de la profundidad de las pantallas.

Este trabajo tiene por objeto analizar la interacción entre la obra y el medio hidrogeológico, con revisión de conceptos esenciales, métodos de control de las aguas subterráneas y la aplicación de modelos matemáticos analíticos y numéricos, cuya combinación pueda dar respuesta a la complejidad creciente de algunas de las obras subterráneas, de forma óptima y eficiente.



## Abstract

Available space for new activities is being reduced as a consequence of urban development. This affects construction and civil engineering buildings.

Space shortage increases property costs. The quest of increasing profitability forces a vertical rising and descending development of constructions, inherently increasing constructive complexity, among other details, their deep foundation.

Alike, urban concentration requires standards which regulate such spaces, with underground uses which relieve poor traffic conditions for their residents and lifting their wellbeing by means of providing parking space, railways, and in general underground paths and routes.

When an excavation is executed below the phreatic level there is risk of flooding, with possible instability of the construction and surroundings, if adequate measures are not taken into account.

Properly designed pumping wells, stand alone or combined with cut-off walls are the most financially sound and convenient solution to the groundwater control problem. Their number and distribution will depend on the nature of the ground, excavation depth, and other boundary conditions like the presence of barriers (continuous pile concrete walls, slurry walls, sheet piling walls ...).

Numerical models are helpful in developing calculations of more complex scenarios, where analytical models are not functional and operative any more, and where geological and engineering judgments alone are not sufficient.

Currently it is not common to find a numerical model of flow applied to works which interact with hydrogeological media, except in very high quality constructions, though the trend is clear, because of the increase in the degree of complexity, and the growing need for optimizing cost.

Alike, a numerical flow model with distributed parameters may help to understand pore pressure distribution derived from pumping, and hence the scene of deformational stress of the ground under hydrodynamic conditions. This allows optimizing the design of the deep foundation due to a better understanding of effective stress, e.g. by reducing sheet pile concrete walls penetration depth.

The objective of this thesis is to analyze groundwater and foundations interactions, by reviewing essential concepts, groundwater control methods, and the application of analytical and numerical mathematical methods, which all combined may provide an answer in an optimal and efficient fashion to increasing complexity of some underground construction problems.



## Resum

Com a conseqüència del desenrotllament urbanístic, es veu reduït l'espai disponible per a dur a terme noves actuacions, tant en obres d'edificació com d'enginyeria civil.

Aquesta falta d'espai incrementa el cost del terreny. La recerca de la seua rendibilitat obliga a un desenrotllament vertical ascendent i descendent de les construccions, la qual cosa incrementa, de forma inherent, la seua complexitat constructiva, entre altres detalls, la seua fonamentació en profunditat.

De la mateixa manera, la concentració urbana requerix normes que regulen els espais referits, amb aprofitaments subterranis, que descongestionen la circulació per als seus habitants i augmente el confort, per mitjà d'aparcaments, vies fèrries i en general, passos i vies subterrànies.

Quan s'executa una excavació per davall del nivell freàtic hi ha risc d'inundació, amb possible inestabilitat per a l'obra i entorn limítrof, si no s'adopten les mesures oportunes.

Els pous de bombament correctament dissenyats, sols o en combinació amb barreres físiques, són la solució més econòmica i convenient al problema de control del nivell freàtic. El seu nombre i distribució vindrà condicionat per la naturalesa del terreny, profunditat de l'excavació i resta de condicions de contorn com l'existència o no de barreres impermeables (murs pantalla, murs bentonitics, pantall de pilotes ...).

Els models numèrics, vénen a ajudar al desenrotllament dels càlculs en escenaris de major complexitat, on els models analítics deixen de ser funcionals i operatius, i on no és prou només el millor criteri geològic o enginyer.

Actualment no és habitual trobar implementat un model numèric de flux a obres que interaccionen amb el medi hidrogeològic, excepte en obres d'elevada entitat, si bé la tendència és clara per l'increment de la seua complexitat i la creixent necessitat en l'optimització de costos.

De la mateixa manera, un model numèric de flux de paràmetres distribuïts, pot ajudar a conèixer la distribució de pressions intersticials derivada de l'acció d'un bombament i per tant el mapa tensdeformacions del sòl en condicions hidrodinàmiques, podria optimitzar el disseny de la fonamentació profunda a causa de la millora coneguda de les tensions efectives, per exemple, amb la reducció de la profunditat de les pantalles.

Aquest treball té com a objecte analitzar la interacció entre l'obra i el medi hidrogeològic, amb revisió de conceptes essencials, mètodes de control de les aigües subterrànies i l'aplicació de models matemàtics analítics i numèrics, la combinació dels quals puga donar resposta a la creixent complexitat d'algunes de les obres subterrànies, de forma òptima i eficient.



# Índice general

<b>Capítulo 1</b>	<b>Introducción</b>	<b>1</b>
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Estructura	2
<b>Capítulo 2</b>	<b>Interacción de las obras de ingeniería civil con el medio hidrogeológico</b>	<b>5</b>
2.1	Introducción	5
2.2	Conceptos previos	5
2.2.1	Densidad relativa, peso específico seco, saturado, sumergido y natural	5
2.2.2	Potencial de un fluido $\phi$ y altura hidráulica $h$	8
2.2.3	Tensión efectiva. Postulado de Terzagui	10
2.2.4	Comportamiento del terreno en presencia de agua. Condiciones hidrostáticas e hidrodinámicas	11
2.2.5	Asientos y subsidencias	16
2.3	Drenaje de un suelo granular bajo muro de un estrato compresible	21
2.4	Drenaje de un suelo granular sobre techo de un estrato compresible	22
2.5	Reducción de las presiones intersticiales por bombeo de un acuífero	24
2.6	Riesgos previsibles en una excavación afectada por aguas subterráneas	25
2.6.1	Deslizamiento de taludes	25
2.6.2	Sifonamiento y fluidificación de suelo	27
2.6.3	Rotura de fondo “ <i>Uplift</i> ”	28
2.7	Algunos riesgos imprevisibles y fenómenos singulares	29
2.7.1	Aguas surgentes en el fondo de la excavación	30
2.7.2	Filtraciones laterales	33
2.8	Otros posibles efectos derivados de los descensos de nivel del agua subterránea	38
2.9	Efectos permanentes de las estructuras al medio hidrogeológico	39

<b>Capítulo 3</b>	<b>Síntesis de métodos utilizados para el control del agua subterránea en obras de ingeniería civil.</b>	<b>41</b>
3.1	Introducción	41
3.2	Sistemas de bombeos abiertos superficiales	42
3.2.1	Definición de bombeo superficial	42
3.2.2	Construcción de un bombeo superficial o sumidero	44
3.2.3	Tipos de esquema constructivo de zanjas y drenes	46
3.2.4	Condiciones para la implantación de bombeos superficiales	49
3.3	Bombeos asistidos por vacío	50
3.3.1	Teoría y práctica del vacío	50
3.3.2	Definición de un sistema de bombeo asistido por vacío wellpoint	51
3.3.3	Aspectos esenciales del montaje y disposición de un sistema de bombeo wellpoint	52
3.4	Sistemas de bombeo con pozos profundos	56
3.4.1	Diseño y construcción de un pozo profundo.	57
3.4.2	Métodos constructivos de pozos	61
3.5	Bombeo combinando sistemas de pozos profundos y wellpoint	70
3.6	Retorno al acuífero del agua bombeada.	71
<b>Capítulo 4</b>	<b>La modelación matemática en hidrogeología aplicada en obras de ingeniería civil.</b>	<b>73</b>
4.1	Introducción	73
4.2	Parámetros de entrada del modelo	74
4.2.1	Conductividad hidráulica	74
4.2.2	Parámetros de almacenamiento	77
4.2.3	Radio de influencia	78
4.2.4	Radio equivalente	79
4.3	Funciones analíticas básicas para problemas sencillos de flujo radial	81
4.3.1	Flujo radial a un pozo de bombeo en acuífero confinado en régimen permanente	81
4.3.2	Flujo radial a un pozo de bombeo en acuífero libre en régimen permanente	82
4.3.3	Método de descensos acumulativos o superposición	83
4.3.4	Teoría de las imágenes	85
4.3.5	Análisis simplificado de flujo plano ascendente	86
4.4	Metodología para la implantación de un sistema de bombeo	89
4.4.1	Modelos analíticos	89
4.4.1.1	Modelo analítico con excavación confinada por barrera impermeable	90
4.4.1.2	Modelo analítico para excavación con barrera impermeable parcial	93
4.4.1.3	Modelo analítico para excavación sin barreras impermeables con talud	94
4.4.2	Modelos numéricos. Metodología para la implantación de un sistema de bombeo	96
4.5	Resumen	100



<b>Capítulo 5</b>	<b>Aplicación a un caso real.</b>	<b>101</b>
5.1	Introducción	101
5.2	Situación	103
5.3	Geología y geotecnia	104
5.4	Modelo conceptual	108
5.5	Estimación de caudales a bombear basada en un modelo analítico.	109
5.6	Aproximación de caudales basada en un modelo numérico	117
5.6.1	Geometría del modelo	117
5.6.2	Asignación de parámetros hidrogeológicos	120
5.6.3	Condiciones iniciales y de contorno	120
5.6.4	Construcción del modelo numérico	121
5.6.5	Análisis de los resultados	126
5.7	Análisis de distintos escenarios	132
5.7.1	Escenario 1: Pozos de bombeo instalados en el exterior del recinto confinado por el muro pantalla	133
5.7.2	Escenario 2: Pozos de bombeo instalados en el interior del recinto apantallado, manteniendo el número de pozos y su caudal inicial y reduciendo el empotramiento de la pantalla 1 metro.	137
5.7.3	Escenario 3: Pozos de bombeo instalados en el interior del recinto apantallado, manteniendo el número de pozos, incrementando el caudal por pozo a 5,7 l/s y reduciendo el empotramiento de la pantalla 3 metros.	140
5.8	Resumen	143
<b>Capítulo 6</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>145</b>
<b>Referencias</b>		<b>147</b>



## Índice de figuras

Figura 2.1	Control de dirección del flujo (József Tóth, 2009)	8
Figura 2.2	Depósito conectado a reservorio. No existe flujo	11
Figura 2.3	Depósito conectado a reservorio a mayor cota. Flujo ascendente en el medio poroso	13
Figura 2.4	Red de flujo bajo pie de pantalla (González, L. 2006)	14
Figura 2.5	Depósito conectado a reservorio a menor cota, Flujo descendente en el medio poroso	16
Figura 2.6	Presión versus índice de poros, para arcillas compresible (J. Patrick Power, 1992)	18
Figura 2.7	Drenaje bajo muro de estrato compresible (J. Patrick Power, 1992)	21
Figura 2.8	Drenaje sobre techo estrato compresible (J. Patrick Power, 1992)	23
Figura 2.9	Asentamiento por bombeo de acuífero confinado (J. Patrick Power, 1992)	24
Figura 2.10	Deslizamiento de un talud caudado por filtración a la excavación (CIRIA C515, 2000)	25
Figura 2.11	Línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura del suelo	26
Figura 2.12	Sifonamiento o fluidificación de suelo (CIRIA C515, 2000)	27
Figura 2.13	Rotura o levantamiento de fondo en excavación libre (CIRIA C515, 2000)	28
Figura 2.14	Rotura o levantamiento de fondo en excavación con diafragma vertical (CIRIA C515, 2000)	29
Figura 2.15	Surgencia en fondo de excavación provocada por la ejecución de un sondeo de la campaña geotécnica que alcanza el acuífero confinado subyacente	31
Figura 2.16	Imagen general de surgencia en fondo de excavación drenada con pozos de baja capacidad, Valencia 2009 (Cortesía de FERRER, S.L.)	32
Figura 2.17	Imagen de surgencia en fondo de excavación, Valencia 2009 (Cortesía de FERRER, S.L.)	33
Figura 2.18	Tipos de mordaza de unión de las planchas de tablestacado (Cortesía de PILE BUCK, INC)	34
Figura 2.19	Imagen de mordaza de unión del tipo simple (Cortesía de FERRER, S.L.)	34
Figura 2.20	Filtración lateral de agua a través de las planchas de un tablestacado (Cortesía de MORETRENCH)	35
Figura 2.21	Filtración lateral a través de las planchas de un tablestacado con arrastres de finos (Cortesía de FERRER, S.L.)	35
Figura 2.22	Filtración lateral de agua a través de falo de construcción de muro pantalla (Cortesía de FERRER, S.L.)	36
Figura 2.23	Filtración lateral a través de fallo de juna de muro pantalla (Cortesía de FERRER, S.L.)	36
Figura 2.24	Imagen del estado de la obra por filtraciones laterales a través de los sistema de anclajes del muro pantalla, con sistema de drenaje interior funcionando. Gandía-Valencia (Cortesía de FERRER, S.L.)	37
Figura 2.25	Estado de la obra tras el sellado de las vías laterales, con el mismo drenaje funcionando que en la imagen anterior. Gandía-Valencia (Cortesía de FERRER, S.L.)	37

Figura 3.1	Sumidero ( <i>Sump</i> ) fuera de la excavación principal (CIRIA R113, 1986)	43
Figura 3.2	Esquema general de zanja de intercepción y distribución de flujo, con tubo y prefiltro de árido graduado (CIRIA R113, 1986)	43
Figura 3.3	Imagen de sumidero ( <i>Sump</i> ) completamente equipado, previo a la ejecución de la excavación (Cortesía de FERRER, S.L.)	45
Figura 3.4	Imagen de sumidero ( <i>Sump</i> ) completamente equipado, tras la ejecución de la excavación (Cortesía de FERRER, S.L.)	45
Figura 3.5	Esquema genérico constructivo de un recinto de sumidero	46
Figura 3.6	Zanja ( <i>Ditch</i> )	47
Figura 3.7	Drenaje Francés ( <i>French drain</i> )	47
Figura 3.8	Drenaje general ( <i>Drainage blanket</i> )	48
Figura 3.9	Drenaje Garland ( <i>Garland dren</i> )	48
Figura 3.10	Protección de la base del talud ( <i>Batter protección</i> )	49
Figura 3.11	Esquema de implante de un sistema de bombeo wellpoint en un área extendida	51
Figura 3.12	Instalación de sistema wellpoint. Izda. Nivel freático inicial, previo al inicio del bombeo. Dcha. Nivel freático deprimido por la acción del bombeo (Málaga, 2006 - Cortesía de FERRER, S.L.)	52
Figura 3.13	Esquema de montaje de un filtro wellpoint mediante inyección de agua	52
Figura 3.14	Montaje de un filtro wellpoint. Izda. Asta helicoidal perforando con cabezal hidráulico. Dcha. Detalle del asta con extracción de lodo arcilloso. (Cortesía de FERRER, S.L.)	53
Figura 3.15	Espaciado de wellpoint (m) para arenas y gravas limpias y uniformes (CIRIA R113, 1986)	54
Figura 3.16	Multiestadio temporal de anillos de wellpoint (CONST. DEWATERING & GROUNDWATER CONTROL, 2007)	55
Figura 3.17	Control de nivel freático con sistema de pozos profundos de baja capacidad. Valencia 2009 (Cortesía de FERRER, S.L.)	57
Figura 3.18	Esquema general de un pozo equipado con electrobomba sumergible (CIRIA R137, 1995)	59
Figura 3.19	Imagen de colocación de tubería para pozo de bombeo por inyección con tubería auxiliar interior	62
Figura 3.20	Perforación con balde (Powers et al, 2007)	63
Figura 3.21	Esquemas de Perforación a Rotación. Izda. Circulación Convencional o Directa. Dcha. Circulación Inversa	64
Figura 3.22	Esquema de perforación dual (OD, ODEX, DUPLEX) (Cortesía de ATLAS MANUFACTURING)	65
Figura 3.23	Izda. Máquina perforadora sistema OD. Dcha. Cabezal OD de acción dual (Cortesía de FERRER, S.L.)	66

Figura 3.24	Red de control con pozos de baja capacidad – Universidad Politécnica de Valencia (Cortesía de FERRER, S.L.)	67
Figura 3.25	Red de control con pozos de baja capacidad – Línea Férrea (FGV) Alboraya (Cortesía de FERRER, S.L.)	67
Figura 3.26	Cabezal para perforación sónica (Cortesía de SONIC DRILL CORPORATION)	68
Figura 3.27	Izda. Maquina de Perforación a Percusión por cable. Dcha. Esquema de Válvula de Limpieza y de Trépano (Cortesía de FERRER, S.L.)	69
Figura 3.28	Control de nivel freático con sistema combinado, wellpoint doble estadio y pozos profundos.	71
Figura 4.1	Flujo en sentido perpendicular a los estratos de un suelo (E. Custodio y M.R. Llamas, 2001)	75
Figura 4.2	Flujo en sentido paralelo a los estratos de un suelo (E. Custodio y M.R. Llamas, 2001)	76
Figura 4.3	Agua liberada del almacenamiento para un descenso de potencial hidráulico “a”. Izda., En acuífero libre. Dcha. En acuífero confinado.(Sterrett, R., 2007)	78
Figura 4.4	Aproximación de radio equivalente ( $r_s$ ). a) Sistemas circulares: b) Sistemas rectangulares.(J. Patrick Powers et al, 2007)	79
Figura 4.5	Aproximación de radio equivalente ( $r_s$ ). para un sistema de pozos de distribución longitudinal. (J. Patrick Powers et al, 2007)	80
Figura 4.6	Izda. Elementos que intervienen en el flujo del agua subterránea hacia un pozo totalmente penetrante en acuífero confinado. Dcha. Esquema en derivadas para la solución de la elución diferencial de flujo a un pozo totalmente penetrante en acuífero confinado. (Kresic, N., 1997)	81
Figura 4.7	Izda. Elementos que intervienen en el flujo del agua subterránea hacia un pozo totalmente penetrante en acuífero libre. Dcha. Esquema en derivadas para la solución de la elución diferencial de flujo a un pozo totalmente penetrante en acuífero libre. (Kresic, N., 1997)	82
Figura 4.8	Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica de la los descensos ( $+S_1$ y $+S_2$ ) provocado por la acción de bombeo en cada uno de los pozos (Kresic, N., 1997)	84
Figura 4.9	Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_1$ ) provocado por el bombeo en el pozo 1 (PW1) y el ascenso ( $-S_2$ ) provocado por la inyección en el pozo 2 (PW1). (Kresic, N., 1997)	84
Figura 4.10	Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_r$ ) provocado por el bombeo en el Pozo Real (Q) y el ascenso ( $-S_i$ ) provocado por la inyección simulada en el Pozo Imagen ( $-Q$ ). (Kresic, N., 1997)	85
Figura 4.11	Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_r$ ) provocado por el bombeo en el Pozo Real ( $Q_1$ ) y el descenso ( $+S_i$ ) provocado por la extracción simulada en el Pozo Imagen ( $Q_2$ ). (Kresic, N., 1997)	86
Figura 4.12	Geometría apropiada para el cálculo de flujo plano (Carter, 1983)	87
Figura 4.13	Factor de Filtración, m (Carter, 1983).	87
Figura 4.14	Caudal, Q (Carter, 1983).	88
Figura 4.15	Esquema simplificado de alturas hidráulicas, en condiciones ideales estáticas	91
Figura 4.16	Curvas de recomendación de máximo caudal de bombeo por metro lineal de pozo mojado, en función de la conductividad del suelo perforado (CIRIA R113, 1986)	92

Figura 4.17	Curva que relaciona el descenso de un pozo en un punto dado y el descenso que debiera ser provocado en ese pozo si este fuera desplazado una distancia determinada, para que mantenga el potencial hidráulico inicial en el primer punto (CIRIA R113, 1986).	95
Figura 5.1	Fotografía aérea de la zona de interés, con delimitación de la parcela objeto de estudio.	103
Figura 5.2	Hoja 722/29-28 de Valencia del Mapa Geológico de España.	104
Figura 5.3	Leyenda del Mapa Geológico de España.	105
Figura 5.4	Planta del edificio, con marcación Sección A-A'	106
Figura 5.5	Perfil estratigráfico de Sección A-A'	107
Figura 5.6	Esquema básico para el primer análisis del modelo conceptual.	108
Figura 5.7	Curva granulométrica del suelo GM-GW (Cota -8,00 : -8,60)	110
Figura 5.8	Curva granulométrica del suelo CL (Cota -22,4 : -23,00)	111
Figura 5.9	Curva granulométrica del suelo SM (Cota -25,8 : -26,4)	112
Figura 5.10	Esquema de los elementos esenciales acotados para el primer escenario	113
Figura 5.11	Esquema de los elementos esenciales acotados para el segundo escenario	115
Figura 5.12	Máximo rendimiento exigible a un pozo de bombeo (CIRIA R113, 1986)	116
Figura 5.13	Esquema acotado de posicionamiento estratos y láminas del modelo numérico correlacionado con los elementos esenciales.	119
Figura 5.14	Representación de la malla de elementos finitos superpuesta al dominio del problema y condiciones de contorno	121
Figura 5.15	Sección del modelo numérico. Distribución de los valores de la conductividad hidráulica asignados a cada unidad estratigráfica.	122
Figura 5.16	Resultado del balance de masa. Caudal de salida del recinto apantallado por imposición del potencial constante en su interior	122
Figura 5.17	Esquema de posicionamiento de los 24 pozos de bombeo en el interior del recinto apantallado	123
Figura 5.18	Resultado del balance de masa. Caudal de salida del recinto apantallado por la acción de 24 pozos en su interior	124
Figura 5.19	Representación de la distribución en planta de la altura hidráulica en régimen dinámico permanente y de los vectores de velocidad de flujo, orientación y módulo	125
Figura 5.20	Isoplano de presión de valor 0 generado por la acción de los 24 pozos. Izda. Vista superior de la parcela. Dcha. Vista inferior mostrando interacción entre pozos.	125
Figura 5.21	Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa.	126
Figura 5.22	Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo	127
Figura 5.23	Posición de los piezómetros P <sub>1</sub> , P <sub>33</sub> , P <sub>49</sub> y pozo de bombeo P <sub>17</sub>	128

Figura 5.24	Gráfico comparativo de las Alturas hidráulicas calculadas en nodos de cada capa de los piezómetros P <sub>1</sub> , P <sub>33</sub> , P <sub>49</sub> y pozo de bombeo P <sub>17</sub> con indicación de su cota absoluta	129
Figura 5.25	Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa derivado de la acción de 24 pozos de bombeo situados al exterior del recinto apantallado.	133
Figura 5.26	Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo	134
Figura 5.27	Grafio comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P <sub>1</sub> de escenario 1 y caso real	135
Figura 5.28	Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa con pantallas empotradas hasta la cota absoluta -32 m con 24 pozos de bombeo situados en interior del recinto apantallado	137
Figura 5.29	Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo, reduciendo 1 metro la longitud de la pantalla	138
Figura 5.30	Grafio comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P <sub>1</sub> de escenario 2 y caso real	139
Figura 5.31	Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa con pantallas empotradas hasta la cota absoluta -30 m con 24 pozos de bombeo situados en interior del recinto apantallado y aumentando el caudal de bombeo por pozo a 5,7 l/s	140
Figura 5.32	Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo, reduciendo 3 metro la longitud de la pantalla y aumentando el caudal de bombeo por pozo a 5,7 l/s	141
Figura 5.33	Grafio comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P <sub>1</sub> de escenario 3 y caso real	142





# Índice de tablas

Tabla 2.1	Número de golpes por pie de avance	6
Tabla 2.2	Extracto de propiedades típicas de los suelos (Hough, B.K., 1969)	7
Tabla 2.3	Asentamientos para suelos de diferente rigidez por compresión en una dirección (CIRIA C515, 2000)	20
Tabla 2.4	Valores de $\phi'$ para suelos granulares	27
Tabla 3.1	Recomendaciones de diámetro de tubería filtro y tubería ciega en función del equipo para bombear caudal determinado (P.M. Cashman et al., 2001)	60
Tabla 3.2	Determinación de la graduación del suelo del árido del empaque de prefiltro (J. Patrick Power et al, 2007)	61
Tabla 3.3	Rendimientos de avance relativos en diferentes métodos de perforación en varios tipos de geología. Extracto basado en (Sterrett, R., 2007)	70
Tabla 4.1	Valores orientativos de conductividad hidráulica (Gonzalez, L., 2006)	74
Tabla 4.2	Valores orientativos del coeficiente de almacenamiento (Sterrett, R., 2007)	77
Tabla 4.3	Estimación de Radios de Influencia (Villanueva, M. y Iglesias, A., 1984)	78
Tabla 5.1	Clasificación y potencia de los suelos saturados	110
Tabla 5.2	Detalle acotado de estratos (L) y láminas (S) que conforman el modelo numérico	118
Tabla 5.3	Conductividades hidráulicas y relaciones de anisotropía aplicadas al modelo.	120
Tabla 5.4	Alturas hidráulicas calculadas en nodos de cada capa de los piezómetros P <sub>1</sub> , P <sub>33</sub> , P <sub>49</sub> y pozo de bombeo P <sub>17</sub> con indicación de su cota de posición	128
Tabla 5.5	Alturas hidráulicas y presiones intersticiales calculadas en cada nodo saturado de P <sub>1</sub>	130
Tabla 5.6	Densidad y peso específico de los suelos incluidos en el modelo	131
Tabla 5.7	Tensión vertical total en cada nodo del piezómetro P <sub>1</sub> , en la potencia de suelo bajo de la máxima excavación y hasta la base del acuífero	131
Tabla 5.8	Tensión efectiva $\sigma'$ en cada nodo del piezómetro P <sub>1</sub> bajo de la máxima excavación y hasta la base de modelo numérico	132
Tabla 5.9	Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 1 y caso real	135
Tabla 5.10	Características de densidad y peso específico de los estratos saturados subyacentes a la cota de excavación	136
Tabla 5.11	Valores de tensión efectiva, vertical total y presión intersticial calculados en los nodos del piezómetro P <sub>1</sub> en el estrato subyacente a la excavación para escenario 1.	136
Tabla 5.12	Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 2 y caso real	139
Tabla 5.13	Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 3 y caso real	142



# Capítulo 1

## Introducción

En este capítulo se define el estado en el que se encuentra la aplicación de la modelación numérica, como herramienta de diseño y optimización de instalaciones de bombeo para el control artificial del agua subterránea, en el ámbito de las obras de ingeniería que interaccionan con el medio hidrogeológico.

Se incluyen unas breves notas sobre la motivación del presente trabajo y estructura seguida en la redacción.

### 1.1. Motivación

El continuo desarrollo y crecimiento de la población, principalmente en núcleos urbanos, hace que cada vez sea menor el espacio disponible para nuevas construcciones. Esta carencia de suelo edificable conlleva una reducida oferta y por tanto un incremento en sus costes de adquisición. La búsqueda de la rentabilidad del suelo obliga a su explotación, mediante la construcción tanto en altura como en profundidad, lo que conlleva a su vez de cimentaciones cada vez más profundas. Esta situación hace cada vez más frecuente encontrarse con el agua subsuperficial, debiendo analizar su interacción con la obra, tanto durante proceso de su construcción como una vez finalizada la misma.

Obtener las mejores condiciones de trabajo en una obra bajo nivel freático, desde el punto de vista de la seguridad, dependerá en gran medida de la adecuada elección del sistema de bombeo y control escogido.

La eficiencia de dicho sistema condicionará su sostenibilidad económica y medioambiental.

En la actualidad, los modelos de flujo numéricos, han tenido una implantación satisfactoria a nivel práctico en la gestión de recursos hídricos, como ayuda a la evaluación y toma de decisiones, pero se han aplicado menos, en el ámbito de la hidrogeología aplicada a la obras de ingeniería civil.

Con la intención de facilitar y simplificar el uso de la modelación, han sido desarrolladas algunas herramientas simplificadas, si bien no han logrado el propósito de extender su uso.

En este sentido hacemos referencia a la aplicación SPS (Special Purpose Simulation), desarrollado por Hajjar, D., AbouRizk, S., Xu, J.(1997). Esta aplicación pretende desarrollar un modelo numérico particular a cada obra analizada, a partir de unos datos esenciales sobre las dimensiones y características de la misma, que solicita el programa de una forma sencilla. El programa ejecutará los cálculos necesarios de forma transparente al usuario, liberándolo de su complejidad matemática.

La simplificación de los códigos de computación de cara al usuario, no evita la necesidad de conocimientos esenciales de hidrogeología y en concreto los referentes a hidráulica de captaciones y redes de flujo.

La combinación de estos conocimientos con la práctica que da la experiencia, conforman un escenario adecuado para el uso, análisis e interpretación de los modelos numéricos, pues de lo contrario podemos hallarnos ante resultados teóricos poco operativos e incluso inviables para llevar a la práctica.

En la actualidad, la modelación numérica en el ámbito que nos ocupa, todavía es utilizada en un porcentaje muy reducido, si bien la tendencia de su integración es clara, por la mayor complejidad de las obras cuyos cálculos se alejan de las posibilidades analíticas.

La versatilidad que permite un modelo numérico, ante la construcción de distintos escenarios, con seguridad aproximará el uso de la modelación a la práctica generalizada.

## 1.2. Objetivo

La justificación que motiva la redacción del presente trabajo es aproximar los conceptos teóricos esenciales de la hidrogeología, en combinación con la aplicación de métodos analíticos y numéricos, a la experiencia práctica, con la intención de obtener diseños óptimos y eficientes de los sistemas de bombeo para el control de aguas subterráneas en obras de ingeniería civil.

En la actualidad, está constatado que con carácter general, no es habitual hallar técnicos familiarizados con la modelación de flujo subterráneo aplicado a las obras de edificación e ingeniería civil, a pesar de sus ventajas. Por el contrario, sí se encuentra extendido a otras áreas de aplicación como es el caso de análisis en recursos hídricos.

En este sentido, al menos sería deseable que, la difusión técnica a los facultativos oportunos fuese más generalizada, lo que permitiría enjuiciar con mejor análisis las diversas alternativas que pudieran plantear las empresas y oficinas especializadas, lo que como dijimos, salvo excepciones y obras de determinada entidad no suele ocurrir.

La elaboración de este trabajo pretende dar respuesta a estas cuestiones, a partir de la revisión de conceptos esenciales hidrogeomecánicos, sistemas de perforación y bombeo y metodología de análisis matemático. El capítulo 5 contiene el desarrollado exhaustivo de un caso real, combinando un análisis de distintos escenarios.

## 1.3. Estructura

La presente tesina se encuentra estructurada como sigue:

- Capítulo 1: Exposición de la situación actual, necesidad y tendencias de la aplicación de la modelación matemática de flujo aplicada a las obras de edificación e ingeniería civil. Justificación y motivación del presente trabajo
- Capítulo 2: Revisión de conceptos esenciales en sus aspectos asociados a la hidrogeología aplicada a la construcción, cuya comprensión permitan en general, análisis de supuestos más o menos sencillos y en particular, el caso real analizado en el Capítulo 5.

- Capítulo 3: Revisión de los métodos perforación y sistemas de bombeo esenciales, analizando sus ventajas y limitaciones. Ello permitirá en la mayoría de las ocasiones, basado en el modelo conceptual y juicio experto, determinar el método y sistema adecuado, a partir de la información básica del proyecto.
- Capítulo 4: Revisión de los parámetros y funciones básicas de cálculo en hidrogeología y su aplicación en hidráulica de captaciones, que apoye el entendimiento de una metodología sintetizada para el análisis de modelos analíticos y numéricos.
- Capítulo 5: Desarrolla un caso real, llevado a la práctica y ejecutado sobre la obra “Centro comercial y de Ocio Arena”, ubicado junto al estadio de fútbol del Levante C.F., en la ciudad de Valencia. Se contrastará las limitaciones de los resultados obtenidos a partir de los análisis basados en modelos analíticos, así como las aproximaciones y versatilidad que ofrecen los modelos numéricos. Se plantearán diversos escenarios y profundidades de pantalla, así como la distribución tensional y de presiones intersticiales resultantes en la zona subyacente al fondo de excavación, tanto dentro como fuera del recinto apantallado, demostrando la ventaja del uso de los modelos numéricos, cuyos cálculos permitirán ahorros sobre los costes de cimentación.
- Capítulo 6: Se exponen las conclusiones del uso de los modelos matemáticos carácter general y en particular sobre el modelo basado en elementos finitos del caso real analizado.
- Referencias



## Capítulo 2

# Interacción de las obras de ingeniería civil con el medio hidrogeológico

### 2.1. Introducción

Se considera de interés la revisión de algunos de los conceptos esenciales directamente relacionados con la actividad del drenaje, cuyos fundamentos deben servir de base para entender el comportamiento del agua subterránea en el medioambiente.

### 2.2. Conceptos previos

Centramos inicialmente la revisión sobre algunos conceptos o características propias del suelo, seguido de los patrones de comportamiento de dicho suelo ante variaciones de sus condiciones iniciales por acciones antrópicas directas o indirectas.

#### 2.2.1. Densidad relativa, peso específico seco, saturado, sumergido y natural

Teóricamente un suelo puede hallarse desde la forma más suelta, con partículas desorientadas, a la forma más densa con sus partículas acomodadas. Un suelo muy suelto, puede ser producido en un laboratorio, provocando que sus partículas caigan lentamente a una corta distancia, a través de agua. Una configuración muy densa se podría obtener a partir de un fuerte prensado de la muestra en condiciones óptimas de humedad. La mayoría de los suelos naturales existen entre estos dos extremos, dependiendo de cómo el suelo fue depositado y de los estados de tensión a los que ha sido sometido a lo largo de la historia geológica.

Los suelos bien graduados pueden alcanzar un valor de mayor densidad que los suelos uniformes. A su vez, los suelos de granos angulares pueden alcanzar mayor valor de densidad que los redondeados. Estas características condicionan su conductividad hidráulica de forma significativa.

La densidad relativa es un intento de definir la densidad natural de una muestra frente al valor máximo que pudiera alcanzar.

Aunque el concepto parece sencillo, determinar su valor no lo es y para ello existen varios tipos de ensayos.

La densidad relativa de un suelo natural tiene un especial interés en las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. Determinar la cohesionalidad de un suelo natural, no es fácil dada la alterabilidad provocada en la misma durante los procesos de obtención de dicha muestra. La dificultad aumenta con la profundidad.

Por ello, la densidad relativa de suelos de grano grueso, se obtiene por la correlación con su resistencia a su penetración, siendo los ensayos más difundidos los conocidos como Stándar Penetration Test (SPT) y Cone Penetración Test (CPT). La penetración, para el caso de los ensayos SPT, se realiza con la hincas de una puntaza por golpeo, mediante la energía transmitida al caer una masa desde una altura determinada. En España, la norma que regula estos ensayos es NTE-CEG-75.

Seguidamente facilitamos una tabla de clasificación, según su densidad, de suelos resultado del conteo de número de golpes del ensayo SPT, normalizado (ASTM D1586)

Suelos Granulares		Suelos Cohesivos	
0-10	Suelto	0-4	Blando
10-30	Densidad Media	4-8	Dureza Media
30-50	Denso	8-15	Duro
>50	Muy Denso	15-30	Muy Duro

Masa de golpeo 63,5 Kg; Altura de caída libre 760 mm

**Tabla 2.1:** Número de golpes por pie de avance.

A medida que aumenta la densidad relativa, disminuye la compresibilidad y la conductividad hidráulica.

Peso específico seco de un suelo  $\gamma_{Dry}$  o  $\gamma_D$  es determinado por el pesado de una muestra seca de volumen conocido. El peso específico seco de un suelo, depende de la porosidad de la muestra y del peso específico de las partículas del suelo. La composición de los minerales no varía significativamente en cuanto a su peso específico, por tanto, será la porosidad lo que realmente afecte al valor de la unidad de peso en seco. En suelos granulares naturales, podemos encontrar rangos de valores de peso específico seco desde 14,1 kN/m<sup>3</sup>, correspondiente a arenas sueltas uniformes, a valores de 20,4 kN/m<sup>3</sup>, correspondiente a bloques de muestra densa. Los suelos naturales no existen en condiciones totalmente secos, pues algo de humedad existirá siempre en sus poros.



Si los poros están totalmente llenos de agua, tiene sentido el concepto de peso específico saturado  $\gamma_{sat}$ , cuyo valor será mayor que en seco, dado el peso que hay que añadir por el agua contenida en los poros ( $n\gamma_w$ ), donde  $n$  es el valor de la porosidad en tanto por uno y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.

Por tanto, con carácter general, el peso específico de un suelo saturado será

$$\gamma_{sat} = \gamma_D + \gamma_w n$$

Donde  $\gamma_{sat}$  es el peso específico del suelo granular saturado,  $\gamma_D$  es el peso específico del suelo seco,  $\gamma_w$  es el peso específico del agua (9,8 kN/m<sup>3</sup>) y  $n$  es la porosidad.

Cuando un suelo se encuentra bajo nivel de agua, su peso es menor por el efecto de flotabilidad que le da el volumen de agua que ha desplazado sus partículas. En estas condiciones, se define el peso específico sumergido  $\gamma_{subm}$ .

Si nos hallamos en suelos libre de drenaje, podemos decir que el agua en los poros, bajo el nivel del agua, esta ingravida, y que  $\gamma_{subm}$  es igual al peso seco menos el efecto de la flotabilidad

$$\gamma_{subm} = \gamma_D - n \gamma_w$$

Si nos hallamos en suelos impermeables, particularmente arcillas, es preferible usar el peso específico natural,  $\gamma_{nat}$ . En estos casos la relación entre porosidad y humedad no se define como en el caso de suelo granular con drenaje libre. Una aproximación razonable sería

$$\gamma_{subm} = \gamma_{nat} - \gamma_w$$

Los conceptos de peso específico saturado y peso específico sumergido son importantes ante dos problemas característicos en los drenajes, los asentamientos y las roturas de fondo o elevación del suelo, estas últimas derivadas de las presiones artesianas.

Facilitamos seguidamente una tabla de valores medios de las propiedades características de los suelos.

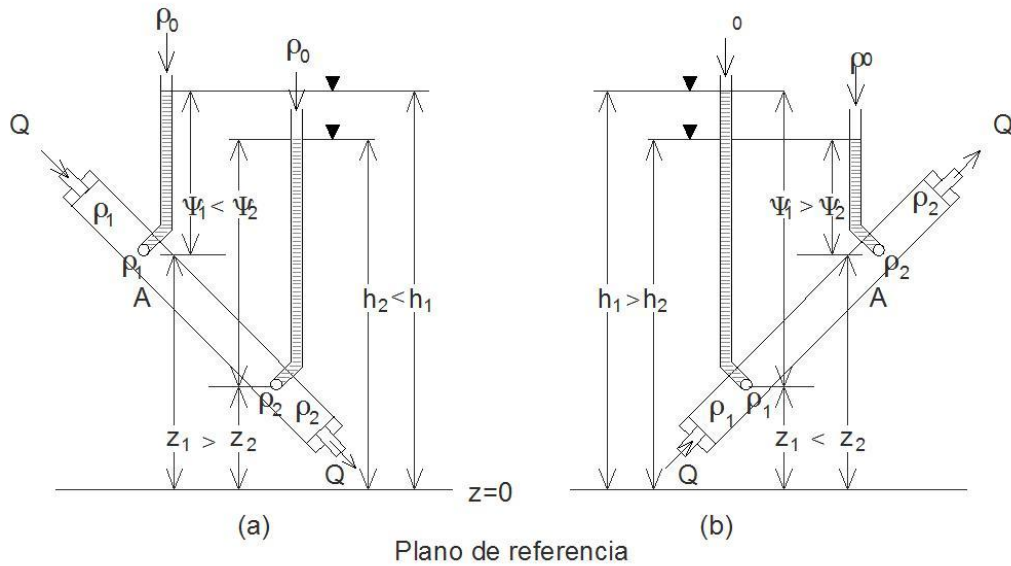
Suelo	Rango de tamaño Aproximado (mm)		Indice de huecos o poros		Porosidad (%)		Relación de unidad de peso normalizada con respecto a peso específico del agua			
	D <sub>max</sub>	D <sub>min</sub>	e <sub>max</sub> suelto	e <sub>min</sub> denso	n <sub>max</sub> suelto	n <sub>min</sub> denso	Seco		Saturado	
							γ <sub>D</sub> /γ <sub>w</sub>	Max.	Min.	Max.
<b>Uniformes</b>										
Arena limpia			1,00	0,40	50	29	1,33	1,89	1,35	2,18
Limo inorga.	0,05	0,005	1,10	0,40	52	29	1,28	1,89	1,30	2,18
<b>Bien graduado</b>										
Arena limosa	2,00	0,005	0,90	0,30	47	23	1,39	2,04	1,41	2,28
Arena limpia	2,00	0,05	0,95	0,20	49	17	1,36	2,21	1,38	2,37
Limo, arena y grava	100	0,05	0,85	0,14	46	12	1,43	2,34	1,44	2,48
<b>Genérico</b>										
Limo o arcilla arenosa	2,00	0,001	1,80	0,25	64	20	0,96	2,16	1,60	2,36
Grueso limoso o arcilloso	250	0,001	1,00	0,20	50	17	1,35	2,24	1,84	2,42

**Tabla 2.2.-** Extracto de propiedades típicas de los suelos (Hough, B.K., 1969).

### 2.2.2. Potencial de un fluido $\phi$ y altura hidráulica $h$

El agua en movimiento a través de un terreno induce sobre este una fuerza que tiende a arrastrarlo. Para que exista flujo entre dos puntos, debe existir entre ambos distintos niveles de energía, que se traduce en diferente altura hidráulica, de manera que el agua circula del punto que tiene mayor altura hidráulica  $h_1$  al punto que tiene menor altura hidráulica  $h_2$

La diferencia de altura representa la pérdida de energía del fluido utilizada para su desplazamiento, por las fuerzas resistentes al movimiento de dicho fluido a través de los poros del suelo. Es sabido que en sistemas físicos, el movimiento siempre se produce en la dirección en que decrece la energía, por lo que es razonable admitir que de alguna manera la energía mecánica de un fluido está relacionada con su potencial hidráulico.



**Figura 2.1.-** Control de dirección del flujo (József Tóth, 2009).

Un breve análisis demuestra la naturaleza física del potencial hidráulico  $\phi$

Un elemento de masa fluida  $m$ , es considerado en un punto  $P_1$  del subsuelo natural, hallándose caracterizado por unas condiciones iniciales de elevación  $z = z_1$ , Volumen  $V = V_1$ , densidad  $\rho = \rho_1$ , velocidad  $v = v_1$  y presión  $p = p_1$ . La variación de estas condiciones iniciales requiere una cierta cantidad de trabajo igual a la ganancia o pérdida de energía, definido (Hubbert, 1940) como la cantidad de trabajo requerido para efectuar cualquier transformación desde algún arbitrario estado inicial a un estado final específico

Si es permitido el movimiento de la masa  $m$  desde el punto  $P_1$  al punto  $P_2$ , sus nuevas condiciones físicas serán  $z_2, V_2, \rho_2, v_2$  y  $p_2$ .

El trabajo necesario para este desplazamiento tiene tres componentes:

1.- Trabajo necesario para la elevación del fluido de masa  $m$  desde  $z_1$  a  $z_2$ , contra la gravedad en el caso b). La energía potencial de la masa fluida se incrementará por el incremento de trabajo definido por

$$w_1 = mg(z_2 - z_1) = \int_{z_1}^{z_2} mg \, dz$$

2.- Trabajo necesario para acelerar la masa fluida  $m$  desde  $v_1$  a  $v_2$ . Este cambio de velocidad incrementa la energía cinética, por el incremento de trabajo definido por

$$w_2 = \frac{m}{2}(v_2^2 - v_1^2) = \int_{v_1}^{v_2} m \, dv$$

3.- La energía elástica gastada por la relajación de la tensión interna de la masa de fluido, debido a la variación de presión de  $p_1$  a  $p_2$ . En el caso de fluidos compresibles, la relación viene acompañada de un incremento de volumen y por tanto un decremento de la densidad

$$w_3 = m \int_{p_1}^{p_2} \frac{V_1 - V_2}{m} dp = m \int_{p_1}^{p_2} \frac{dp}{\rho}$$

Por tanto, el trabajo total desarrollado y en consecuencia la energía total contenida será

$$W = w_1 + w_2 + w_3$$

Si el potencial del fluido  $\Phi$ , es definido como el trabajo desarrollado en o por la unidad de masa de fluido, entonces, con carácter general, la energía contenida o potencial del fluido por unidad de masa que fue desplazada desde  $p_0$  a  $p$  es:

$$\Phi = \frac{W}{m} = gz + \frac{v^2}{2} + \int_{p_0}^p \frac{dp}{\rho}$$

Dado que la velocidad del agua en el subsuelo es prácticamente despreciable, podemos anular el segundo término de la ecuación  $\left(\frac{v^2}{2}\right)$ .

Como además, el agua puede ser considerada prácticamente incompresible, su densidad ( $\rho$ ) no será función de la presión y en consecuencia dicha densidad sería aproximadamente constante. Por tanto, al integrar la expresión de potencial del fluido, resultaría simplificada:

$$\Phi = gz + \frac{p - p_0}{\rho}$$

Sabiendo que la presión manométrica  $p$  en un punto  $P$  en un conducto abierto a la atmósfera es

$$p = \rho g \psi + p_0$$

Donde  $\rho$  es la densidad del fluido,  $g$  es la fuerza de la gravedad,  $\psi$  es la altura de la columna de fluido sobre el punto  $P$  y  $p_0$  es la presión atmosférica sobre la superficie del fluido en el tubo manométrico

Considerando que  $h = z + \psi$ , la anterior ecuación puede ser reescrita como

$$p = \rho g (z + \psi) + p_0$$

Y sustituyendo en la expresión de potencial del fluido resulta

$$\Phi = gz + \frac{\rho g (z + \psi) + p_0 - p_0}{\rho}$$

Simplificando

$$\Phi = gh$$

Lo que justifica y valida que la altura hidráulica  $h$  es directa y linealmente proporcional al potencial de fluido  $\Phi$  debido a la gravedad.  $h$  es por tanto una medida de la energía mecánica contenida en el fluido, y puede ser utilizada para caracterizar cuantitativamente el flujo y su dirección (József Tóth, 2009).

Si tomamos la presión con relación a la atmosférica, entonces  $p_0 = 0$

$$\Phi = gz + \frac{p - p_0}{\rho} \text{ y } \Phi = gh$$

Igualando

$$h = z + \frac{p}{\rho g} = z + \psi$$

### 2.2.3. Tensión efectiva. Postulado de Terzaghi

El estudio del comportamiento tensional del suelo es complejo, teniendo en cuenta su estructura y sus cadenas de transmisión de cargas. Dicha complejidad se ve incrementada con suelos de alto contenido en finos, tales como las arcillas, en los que las fuerzas gravitacionales pierden relevancia a favor de las físico-químicas. Por el objeto del presente trabajo, será suficiente la revisión del concepto macroscópico, que no por ello exento de dificultad.

El marco teórico de estudio fue postulado por Terzaghi, parte del cual reproducimos “Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculados a partir de las tensiones principales totales,  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , que actúan en ese punto. Si los poros del suelo se encuentran llenos de agua bajo una presión  $u$  las tensiones principales totales se componen de dos partes. Una parte,  $u$ , llamada presión neutra o presión intersticial, actúa sobre el agua y sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. Las diferencias  $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$ ,  $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$ ,  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ , representan un exceso de presión sobre la presión neutra  $u$  y actúan exclusivamente en la fase sólida del suelo. Estas fracciones de las tensiones principales totales se denominan tensiones efectivas. Cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas”.

Se deduce de lo anterior que, si en un suelo saturado no se produce cambio de volumen, ni distorsión, es porque sus tensiones efectivas no han variado. Si pueden modificarse las tensiones totales y las presiones intersticiales en la misma magnitud, no supondría una variación de las tensiones efectivas, por ejemplo, en los primeros instantes de un incremento de carga en un suelo de arcillas plásticas, sin drenaje.

Obsérvese que el postulado de Terzaghi hace referencia a las tensiones normales principales. Las tensiones tangenciales serán revisadas en el apartado 2.6.

#### 2.2.4. Comportamiento del terreno en presencia de agua. Condiciones hidrostáticas e hidrodinámicas

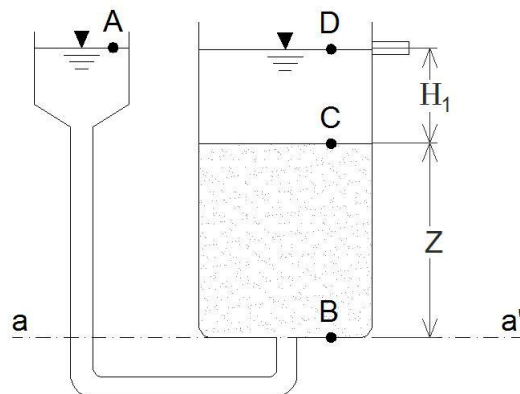
Analizamos las condiciones de tensión efectiva del suelo saturado, en las que no existe flujo, es decir, en condiciones hidrostáticas.

Aunque la viscosidad del agua no sea nula, como no existe flujo no tiene sentido pensar en obstáculos que se opongan a este.

Supongamos un contenedor ha sido llenado con un suelo granular a una altura  $z$  sobre el plano  $a-a$ .

Además este contenedor ha sido inundado hasta alcanzar una altura  $H_1$  sobre la superficie del granular.

Este contenedor ha sido conectado a otro recipiente de suministro móvil o reservorio.



**Figura 2.2.-** Depósito conectado a reservorio en equilibrio. No existe flujo.

Donde  $H_1$  es la altura de agua sobre el techo del suelo y  $Z$  es la altura de suelo saturado.

Al ser nula la velocidad, según ha sido demostrado, la altura hidráulica de un punto genérico  $z$  para el fluido agua, queda reducido al binomio

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

donde  $u$  es la presión, y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.

En condiciones de equilibrio es sabido que

$$h_A = h_B = h_C = h_D.$$

Como aplicación al esquema de la figura anterior, y para el cálculo de las presiones, en su caso intersticiales, de los puntos señalados B y C, resulta

$$h_A = (Z + H_1) + \frac{u_A}{\gamma_w} = (Z + H_1) = h_B = h_C = h_D$$

$$h_A = h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow (Z + H_1) = \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow u_B = (Z + H_1)\gamma_w$$

$$h_A = h_C = Z + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow (Z + H_1) = Z + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow u_C = H_1\gamma_w$$

De otro lado, calculamos las Tensiones Totales Verticales,  $\bar{\sigma}_v$  en los puntos B y C serán

$$\bar{\sigma}_{vB} = H_1\gamma_w + Z\gamma_{saturado}$$

$$\bar{\sigma}_{vC} = H_1\gamma_w$$

Por tanto, recordando que las Tensiones Verticales Efectivas resultan de aplicar la expresión, con carácter general  $\sigma' = \bar{\sigma} - u$  y para el caso particular B y C:

$$\bar{\sigma}'_B = H_1\gamma_w + Z\gamma_{saturado} - u_B = H_1\gamma_w + Z\gamma_{saturado} - (Z + H_1)\gamma_w = Z(\gamma_{saturado} - \gamma_w)$$

$$\bar{\sigma}'_C = H_1\gamma_w - u_C = H_1\gamma_w - H_1\gamma_w = 0$$

Las propiedades mecánicas del suelo tales como la tensión de rotura y la compresibilidad, están directamente controladas por la tensión efectiva  $\sigma'$ :

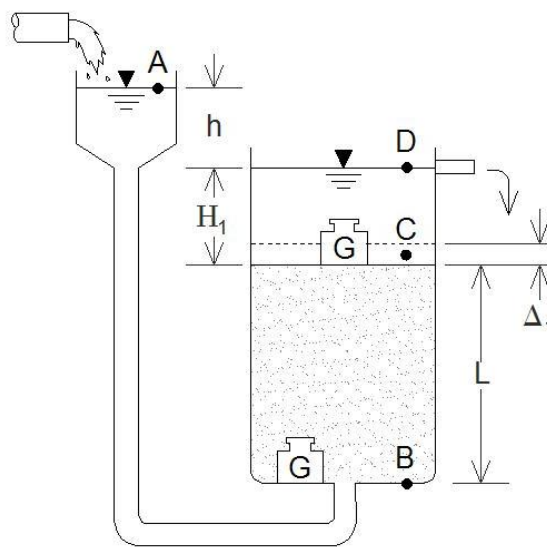
$$\sigma' = \bar{\sigma} - u$$

Los cambios en la presión intersticial  $u$  ocurren bajo condiciones de filtración, es decir flujo o condiciones hidrodinámicas y tiene su mayor efecto sobre la tensión efectiva  $\sigma'$ .

La tensión de rotura de los suelos granulares está relacionado con la tensión efectiva y puede tener su mayor impacto en las excavaciones con resultado de levantamiento de fondo, por rotura o sifonamiento (fluidificación del suelo).

El caso de “arenas movedizas” se produce cuando el flujo de agua ascendente a través de un suelo granular reduce la tensión efectiva a cero. Este fenómeno es conocido como sifonamiento, anulando la capacidad resistente del suelo.

El análisis del modelo conceptual, a partir de la configuración de laboratorio original, permite intuir que si el reservorio es elevado, se iniciará un flujo en dirección vertical ascendente a través de la arena, en sentido de B a C, según:



**Figura 2.3.-** Depósito conectado a reservorio a mayor cota Flujo ascendente en el medio poroso.

Donde  $h$  es la diferencia de altura entre la altura del agua del recipiente base y el reservorio elevado,  $H_1$  es la diferencia de cota desde el techo del suelo saturado y la cota hidráulica en el recipiente base,  $L$  es la altura de suelo saturado,  $G$  es la masa genérica y  $\Delta_1$  es el incremento de volumen del suelo saturado, hinchamiento o entumecimiento del suelo.

La resistencia en el fluido por la fricción derivada del flujo, produce una pérdida de potencial  $h$ , que se traduce en un incremento de la presión intersticial.

Como consecuencia de este incremento de la presión intersticial se produce una reducción de la tensión efectiva  $\sigma'$  entre los granos del suelo.

Si tomando un mismo plano de referencia, dividimos la pérdida de potencial  $h$  (diferencia entre la altura hidráulica en un primer punto y un segundo punto) por la longitud recorrida por el flujo entre ambos puntos  $L$ , obtenemos como resultante el gradiente hidráulico, utilizado en la Ley de Darcy.

El flujo ascendente del agua produce una fuerza resistente friccional o presión de filtración que tiende a elevar los granos del suelo, con el consiguiente hinchamiento o entumecimiento, incremento de volumen del suelo  $\Delta_1$ .

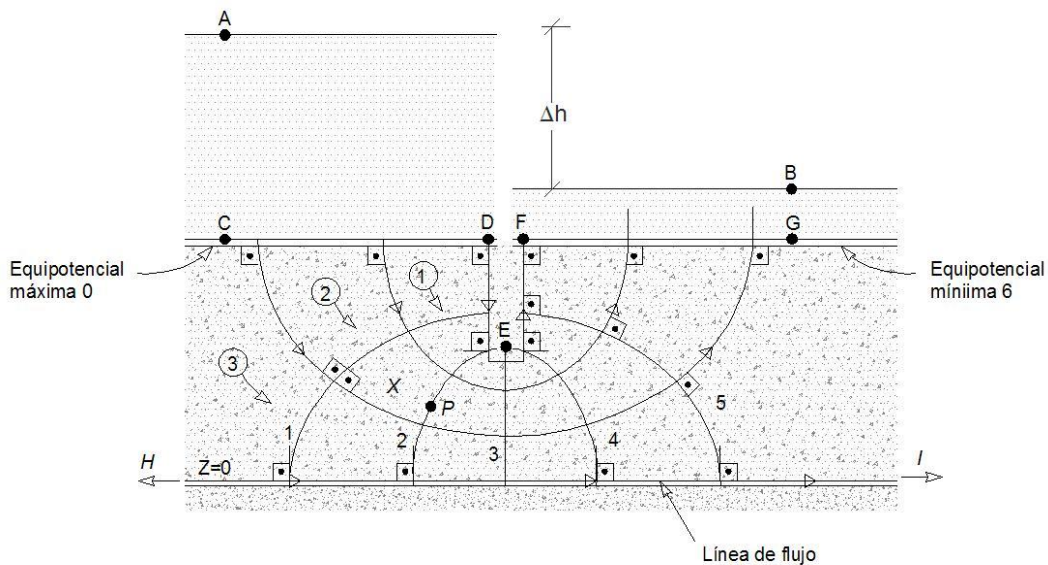
El gradiente crítico  $i_c$  es aquel que provoca que la tensión efectiva del suelo sea de valor 0. En ese momento el suelo se transformará rápidamente, viéndose anuladas sus tensiones y por tanto su capacidad resistente. El peso  $G$  se hundirá al fondo del recipiente o contenedor, ya que como hemos dicho, el suelo ha perdido su capacidad portante.

Este fenómeno puede producirse en cualquier suelo granular, si bien será en las arenas donde se den las circunstancias más favorables para que se desencadene este proceso de fluidificación.

Incluso en un suelo de gravas, puede producirse bajo condiciones de gradiente brusco.

En la práctica, no en pocas ocasiones se ha producido ese fenómeno, en las que se ha procedido a excavar un suelo saturado, confinado por diafragma (pantallas, tablestacas ..) en el cual, no habían sido controladas las presiones intersticiales en el suelo subyacente de la excavación, generalmente por haber acometido la excavación con bombes en superficie.

El esquema de montaje de laboratorio presentado en la figura 2.3. simula un escenario real, de tal suerte que el depósito representa el recinto confinado por las pantallas y cuyo bombeo interior provoca un flujo hacia el interior del recinto, en sentido vertical ascendente por debajo de la pantalla, tal como muestra la siguiente Figura 2.4.



**Figura 2.4.-** Red de flujo bajo pie de pantalla. (González, L. 2006).

La figura anterior presenta, de forma genérica, un esquema de red de flujo bajo pie de pantalla, sin entrar a valorar mayor análisis, pues con mayor detalle se tratará en el apartado 2.6.



Para una mejor comprensión del fenómeno, desarrollaremos analíticamente el flujo representado en la Figura 2.3.

Calculemos inicialmente las alturas hidráulicas. Llamaremos  $h$  a la diferencia de cota o elevación entre la lámina de agua del reservorio elevado y la lámina de agua del depósito fijo.

La altura hidráulica en A (que es igual a la de B) será

$$h_A = (L + H_1 + h) + \frac{u_A}{\gamma_w} = h_B \Rightarrow (L + H_1 + h) = h_B$$

La altura hidráulica en D (que es igual a la de C) será

$$h_D = (L + H_1) + \frac{u_D}{\gamma_w} = h_C \Rightarrow (L + H_1) = h_C$$

Ahora que ya conocemos la diferencia de altura hidráulica entre  $h_B$  y  $h_C$ , es decir  $h$ , podremos conocer la dirección del flujo.

Si  $h_B > h_C$  el flujo será ascendente a través de la masa de suelo y su gradiente hidráulico será

$$i = \frac{h_B - h_C}{L} = \frac{h}{L}$$

Calculemos ahora presiones intersticiales en los puntos extremos de la masa de suelo, es decir en B y en C.

$$h_A = h_B = (L + H_1 + h) = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow u_B = (L + H_1 + h)\gamma_w$$

$$h_C = h_D = (L + H_1) = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow u_C = H_1\gamma_w$$

Se puede comprobar que en la situación de flujo ascendente, las presiones intersticiales  $u$  resultan superiores a las resultantes en condiciones hidrostáticas.

Por el contrario, las Tensiones Totales  $\bar{\sigma}_v$  no han sufrido variación alguna, ya que sobre cada punto, no ha variado ni la columna de suelo existente sobre el mismo, ni la columna de agua.

De lo anterior se infiere que las Tensiones Efectivas Verticales  $\sigma'_v$  habrán disminuido.

Calculamos las Tensiones Efectivas en los puntos B y C, que vienen determinadas por

$$\sigma'_B = \bar{\sigma}_B - u_B = (H_1\gamma_w + L\gamma_{saturado}) - (L + H_1 + h)\gamma_w$$

$$\sigma'_B = H_1\gamma_w + L\gamma_{saturado} - L\gamma_w - H_1\gamma_w - h\gamma_w$$

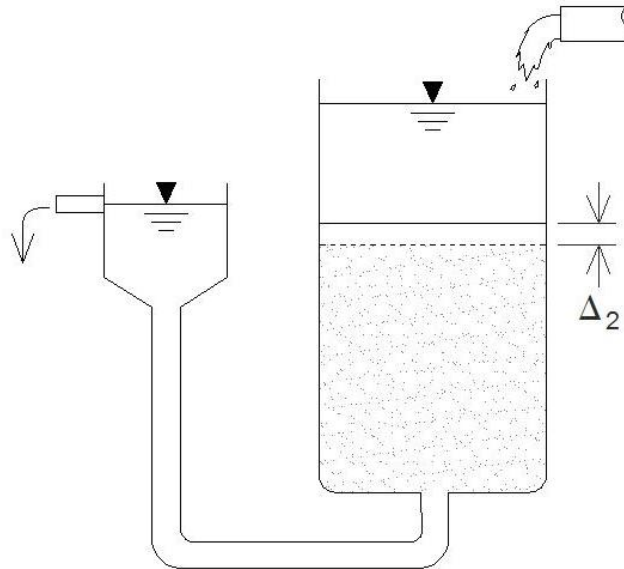
$$\sigma'_B = L(\gamma_{saturado} - \gamma_w) - h\gamma_w$$

Por tanto, si  $h\gamma_w$  toma suficiente valor, puede llegar a anular el valor de la tensión efectiva, y en ese momento se produce el efecto de sifonamiento.

Si analizamos la situación de sentido de flujo inverso,  $h_B < h_C$  el flujo será descendente a través de la masa de suelo y su gradiente será  $i = \frac{-h}{L}$ . El signo negativo únicamente pretende indicar el sentido del flujo derivado en este caso de una variación de  $h$  negativa.

$$\bar{\sigma}'_B = \bar{\sigma}_B - u_B = \left( H_1 \gamma_w + L \gamma_{\text{saturo}} \right) - \left( H_1 - h \right) \gamma_w$$

$$\bar{\sigma}'_B = L \left( \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w \right) + h \gamma_w$$



**Figura 2.5.-** Depósito conectado a reservorio a menor cota. Flujo descendente en el medio poroso

Por tanto, cuando el sentido del flujo es descendente, la tensión efectiva se ve incrementada. Ello puede provocar una acomodación del suelo, por reorganización de sus partículas, con su correspondiente asentamiento, y por tanto un decremento de volumen, representado en la figura por  $\Delta_2$

**2.2.5. Asientos y subsidencias**

En algunas ocasiones, incluso un adecuado planteamiento del sistema de control artificial del nivel freático, puede provocar asentamientos en el área circundante de la obra objeto de actuación.

Los asentamientos se pueden producir debido principalmente a:

a.- Instalaciones de bombeo inapropiadas:

a.1. Extracción de arenas o finos procedentes del suelo, consecuencia de un inapropiado diseño o ejecución de los pozos de bombeo, wellpoint u otros dispositivos. La erosión de suelo provocará tubificación “piping” y pérdida del mismo.

a.2 Por bombeos superficiales abiertos en recintos con presencia de diafragmas verticales (pantallas, tablestacas o cualquier barrera física), con resultado de erosión de suelo, sifonamiento, levantamiento del mismo en el interior del diafragma, con movimiento del suelo exterior.

a.3 Entrada de suelo por vías horizontales debidos a fallos o deficiencias de los diafragmas verticales. Igualmente en ese supuesto puede producirse el fenómeno de tubificación.

b.- Oscilaciones naturales o con bombeos de diseño correcto:

b.1 Por consolidación y compresión de terrenos, principalmente limos y arcillas, a la reducción de las presiones intersticiales, lo que incrementará las tensiones efectivas. Este incremento de las tensiones efectivas, provocará un acomodamiento de los granos del suelo, aumentando su densidad y en consecuencia disminuyendo su volumen, lo que se traduciría en asentamiento. De este modo, las estructuras que se encuentren cimentadas sobre este tipo de depósitos, pueden verse afectadas por asentamiento, en muchos casos sin mayores consecuencias. Para estructuras soportadas sobre pilotes, esta consolidación puede provocar un arrastre por fricción negativa en el contacto entre la superficie del pilote y el terreno.

Las patologías incluidas en el grupo a.1, pueden ser evitadas con un diseño adecuado y una correcta instalación del sistema de pozos y bombeo. Con carácter general, sugerimos que si tras iniciado el primer bombeo y mantenido de forma ininterrumpida durante un periodo de entre 30 minutos y 3 horas, se observa que el agua bombeada contuviera un grado de finos no aceptable, el sistema de bombeo debiera ser detenido y evaluar las consecuencias en función de la vulnerabilidad del entorno. Es importante contrastar si los materiales hallados durante la perforación de captación, se corresponden con los indicados en los informes previos que sirvieron de base para el diseño de aquel filtro y empaquetadura de prefiltro. En cualquier caso, la información disponible siempre será solo relativamente completa, dada la variabilidad de los suelos naturales, por lo que además de un buen diseño y ejecución, será necesario un seguimiento de los trabajos a pie de campo que permita confirmar la validez del diseño original a las condiciones realmente halladas

En cuanto a las patologías contenidas en el grupo a.2, de inmediato debiera ser detenido el bombeo y tras el análisis de las alteraciones ocasionadas al suelo, plantear un sistema de bombeo alternativo. Generalmente deberá ser resuelto con bombeos en profundidad, mediante pozos penetrantes a cota inferior a la que se ha producido el fallo. Los fallos de suelo y consiguientes inestabilidad por estos efectos son la rotura de fondo o el sifonamiento. Ambos efectos son analizados con detalle en el apartado 2.6

Los fallos englobados en el grupo a.3, por deficiente construcción del diafragma de confinamiento vertical, implicará extremar las precauciones en el proceso de excavado hasta descubrir la vía, tratando la deficiencia previo a la retirada de tierras que contiene dicha vía. En un recinto confinado verticalmente, un caudal de bombeo superior al esperado puede evidenciar la existencia de entradas horizontales de flujo a través de los diafragmas verticales, lo que puede alertar a los trabajos de excavación.

El grupo de patologías englobados en el grupo b, puede producirse ante el drenaje de suelos compresibles, como limos compresibles, arcillas, turbas, presentando asentamiento en el entorno inmediato, a pesar de haber desarrollado un diseño correcto y haber elegido el método adecuado, siguiendo la mejor praxis. En este supuesto es preferible hacer un análisis pormenorizado de las posibles consecuencias.

Bien es cierto que este incremento de carga es moderado y la mayoría de suelos son capaces de soportarlo, debiendo extremar las precauciones ante la presencia de suelo compresible.

Otro extremo destacable es que el suelo tiene efecto “memoria” de los cambios de tensiones a las que se le ha sometido a lo largo de su historia geológica, y por tanto esos cambios han perdurado en su estructura y así su comportamiento.

Si un suelo se encuentra en la actualidad con el mayor grado de carga que ha soportado a lo largo de su historia, se le denomina normalmente consolidado. Si por el contrario en un tiempo pasado ha sido sometido a una sobrecarga, por ejemplo derivada de un drenaje anterior que provocó unas sobrepresiones o de un suelo actualmente erosionado, ese suelo se denomina preconsolidado o sobreconsolidado. Esta máxima presión a la que fue sometido se denomina presión de preconsolidación.

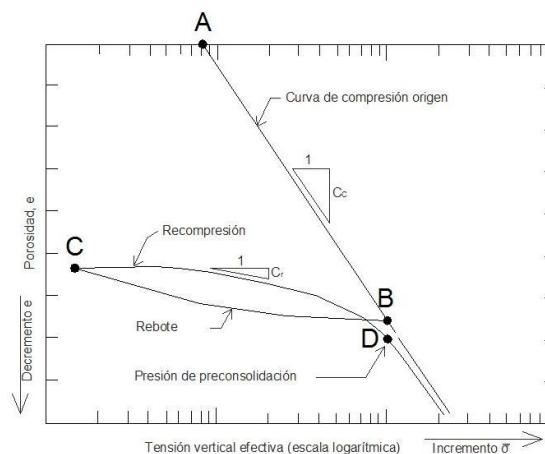
Se define índice de huecos o poros ( $e$ ) de un suelo, como la proporción que existe entre el volumen de vacíos o hueco ( $V_v$ ) y el volumen de sólido ( $V_s$ ) contenido en dicho suelo

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

El término porosidad  $n$ , se encuentra relacionado con la porosidad  $e$  mediante la siguiente expresión.

$$n = \frac{e}{1+e}$$

Los suelos tienen “memoria” de los cambios de tensión a los que han sido sometidos en su historia geológica, y esos cambios son conservados en su estructura condicionando su posterior comportamiento ante nuevos sometimientos de carga. Observando la Figura número 2.6, comprobamos la evolución en el índice de poros ( $e$ ) versus logaritmo de la tensión aplicada.



**Figura 2.6.-** Presión versus índice de poros, para arcillas compresible (J. Patrick Power, 1992).

El tramo rectilíneo a-b, muestra la evolución de ese suelo cuando es sometido por primera vez a una determinada presión. Si cesamos en la aplicación de la carga en el punto b, el suelo sufre un efecto “rebote”, representado por la curva cóncava b-c. Se observa que no recupera su índice de poros original, por tanto, se ha dado una reducción de volumen.

Si nuevamente aplicamos carga a ese suelo, su índice de poros evolucionará siguiendo la línea mostrada en el tramo convexo c-d, hasta que dicha carga alcance su valor máximo histórico (punto d).

A partir de este punto y si seguimos incrementando la carga, la evolución de índice de poros, seguirá la pendiente original de comportamiento de ese suelo, normalmente consolidado para dichas presiones

En la práctica se presentan más de un solo estrato. En esos casos, el suelo debiera ser considerado como un número de estratos, cada uno de ellos caracterizado por su módulo de deformación y a su variación de tensión efectiva.

El asentamiento de la superficie en cualquier punto es la suma de la compresión de cada uno de los estratos.

Otro aspecto a tener en cuenta y que en ocasiones resulta de gran relevancia, es el tiempo en el que se producirán los asientos o subsidencias. Sin nos hallamos ante un suelo de arcillas compresibles, cuya dessaturación pueden suponer un asentamiento no admisible, pero que dicho asentamiento se produce tras un periodo de tiempo superior al periodo de bombeo necesario, pudiera ser analizada la viabilidad de dicha actuación.

El tiempo  $t$  empleado para la reducción de la presión intersticial y por tanto su incremento de tensión efectiva y posible asentamiento, depende de las características de consolidación del suelo.

En compresión unidireccional, el tiempo  $t$  para que el asentamiento se vea completado, es aproximadamente dado por la expresión (CIRIA-C515, 2000)

$$T = \frac{c_v t}{d^2}$$

Siendo

$$c_v = \frac{kE'_0}{\gamma_w}$$

Donde  $T$  es un factor de valor 1,  $C_v$  es el coeficiente de consolidación a determinar mediante ensayo edométrico,  $\gamma_w$  es el peso específico del agua (9,8 kN/m<sup>3</sup>),  $d$  es la máxima longitud de recorrido del drenaje, equivalente al espesor de la capa y  $k$  es la conductividad hidráulica

Los valores de  $E'_0$  no son constantes. Dependen de muchos factores, por ejemplo de la tensión histórica o de la densidad del suelo, la tensión actual y los cambios de tensión a la que el suelo estará sujeto. Por ello debe ser determinado de una forma adecuada.

El asentamiento vertical  $\beta$  de un estrato de suelo uniforme puede ser calculado por la expresión:

$$\beta = \frac{D\Delta\sigma'_v}{E'_0}$$

donde,  $D$  es el espesor,  $E'_0$  es el módulo de deformación (a menudo expresado como coeficiente de compresibilidad de volumen  $m_v$ , donde  $m_v = 1/E'_0$ ) y  $\Delta\sigma'_v$  es el incremento de tensión efectiva.

Asumiendo que la tensión total vertical permanece constante (no existe desaturación del estrato, lo que supone una situación desfavorable, pues prevé una variación de tensión efectiva de mayor valor), el incremento de la tensión vertical efectiva  $\Delta\sigma'_v$ , es igual a la reducción de la presión intersticial o presión de poro, la cual es igual al peso específico del agua  $\gamma_w$ , multiplicada por el descenso de potencial hidráulico, por tanto, sustituyendo

$$\beta = \frac{D\gamma_w\Delta h}{E'_0}$$

La ecuación anterior muestra que la magnitud del asentamiento aumenta con el espesor del estrato  $D$  y el descenso  $s$  y decrece en la medida que incrementa la resistencia a la compresión en una dirección  $E'_0$ .

Por tanto, el incremento de la tensión efectiva únicamente se produce en el radio de influencia o de acción  $R_0$  y de aquí la relevancia de este valor.

Se define como asentamiento básico, a la compresión de un estrato de suelo de espesor 1 metro, cuando se le incrementa la tensión vertical efectiva correspondiente a un descenso de nivel piezométrico de 1 metro.

Incluimos como referencia una tabla de valores de asentamiento básico, calculados de acuerdo con la ecuación anterior, para diferentes valores  $E'_0$

$E'_0$ (MPa)	1	5	10	15	20	25	40	50	75	100	150	200
$\beta$ (mm)	10	2	1	0,667	0,5	0,4	0,25	0,2	0,133	0,1	0,067	0,05

**Tabla 2.3.-** Asentamientos para suelos de diferente rigidez, por compresión en una dirección. (CIRIA C515, 2000).

Para una situación dada, el total del asentamiento en mm, puede ser obtenido al multiplicar el asentamiento básico por el descenso de nivel y por el espesor del estrato (ambos en metros).

Una arena sobreconsolidada, donde  $E'_0 = 200MPa$  sugiere un asentamiento de solo 0,05 mm por metro de descenso de nivel piezométrico y por metro de espesor, por tanto, para un descenso de nivel piezométrico medio de 5 m, un estrato de espesor 10 m, dará como resultado un asentamiento de 2,5 mm para.

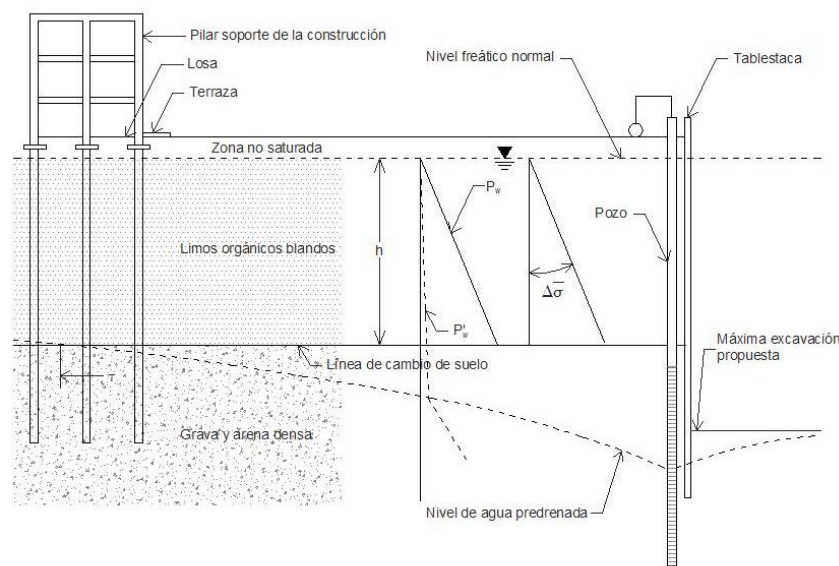
Si tomamos otro ejemplo de una arena más compresible  $E'_0 = 20MPa$  se corresponderá con un asentamiento de 0,5 mm por metro de descenso de nivel y de espesor del estrato. Así para el ejemplo anterior, resultaría un asentamiento de 25 mm

Los suelos densos y de grano grueso, o las arcillas fuertemente consolidadas, suelen ser lo suficientemente indeformables como para absorber el incremento de las tensiones efectivas.

### 2.3. Drenaje de un suelo granular bajo muro de un estrato compresible

Analizamos bajo este supuesto un suelo formado por una potencia de limo orgánico de espesor significativo y bajo su muro, hallamos un acuífero formado por arenas densas y gravas.

Se precisa un vaciado de tierras cuya máxima excavación alcanza parcialmente el acuífero formado por los granulares inferiores, para lo cual se precisará provocar artificialmente un descenso de nivel freático mediante un sistema de pozos. La Figura 2.7 representa el escenario planteado.



**Figura 2.7.-** Drenaje bajo muro de estrato compresible (J. Patrick Power, 1992).

En la zona de contacto entre los limos y las arenas-gravas, la tensión efectiva es la diferencia entre la tensión total  $\sigma$  y la presión intersticial  $u$ , de acuerdo con la siguiente expresión  $\sigma' = \sigma - u$ , recordando que  $u = \gamma_w h$ .

Previo al drenaje, no considerando sobrecargas que pudieran existir sobre el terreno en cuestión, ni el suelo existente sobre el nivel del agua, la tensión efectiva en el muro del estrato de limo, sería  $\sigma' = \gamma_{sat} h - \gamma_w h = (\gamma_{sat} - \gamma_w) h$ .

Las arenas y las gravas pueden ser drenadas en cuestión de horas o días. En cambio, el drenaje del limo, por ser de baja conductividad hidráulica, se prolongará mucho más en el tiempo, incluso semanas.

Si provocamos la desaturación del estrato granular subyacente a la potencia de limo, liberamos la presión intersticial en la zona de contacto limos-arenas, que permanecerán saturados tal como dijimos, por la menor velocidad de liberación del agua contenida en sus poros. Es por ello por lo que en ese punto, la tensión total es la misma  $\sigma = \gamma_{sat} h$

Como ha sido desconectado hidráulicamente la potencia de limos saturados respecto al estrato subyacente, se producirá un flujo descendente por goteo "colgada gravitacional" y la **presión intersticial**  $u'$  se reducirá a valor prácticamente despreciable, tal como muestra la línea discontinua  $P_w'$  Figura 2.7.

Es decir, el valor del incremento de la tensión efectiva  $\Delta\sigma'$  en esa zona de contacto, será el resultado de la reducción de presión intersticial  $u$  por tanto

$$\Delta\sigma' = u = \gamma_w h$$

Si asumimos, por ejemplo,  $h=10\text{ m}$  y  $\gamma_w=9,8\text{ kN}$ , el incremento de tensión efectiva será de  $\Delta\sigma' = 98\text{ kN}$ .

Las arenas densas y las gravas del estrato subyacente pueden absorber este leve incremento de tensión efectiva a esa profundidad, sin consolidación significativa.

Debemos tener presente que la tensión total vertical que soporta no ha variado, dado que el estrato de limos permanece saturado en este supuesto y para ese tiempo de drenaje inicial dado.

En cambio, el terreno limoso del primer horizonte comenzará a consolidar. Esta consolidación dependerá, entre otros factores, de la presión de preconsolidación, la compresibilidad del limo y de la duración del bombeo.

La baja conductividad hidráulica del limo, condicionará la liberación del agua de sus poros y por tanto el tiempo de consolidación.

Dado que esta variación de tensión efectiva es la causa del asentamiento y que esta es mayor a mayor profundidad, por ser allí donde se inicia la despresurización, podemos afirmar que el asentamiento comienza en las cotas de muro.

Si consideramos ahora la existencia de una cimentación próxima, del tipo pilotes en profundidad, la citada consolidación causará una carga adicional por fricción, de acción negativa.

Con frecuencia se da el caso de que el grado de seguridad adoptado en los cálculos originales de aquella cimentación, soporta esas cargas.

En cambio, cimentaciones superficiales, terrazas y construcciones someras pueden presentar asentamientos diferenciales.

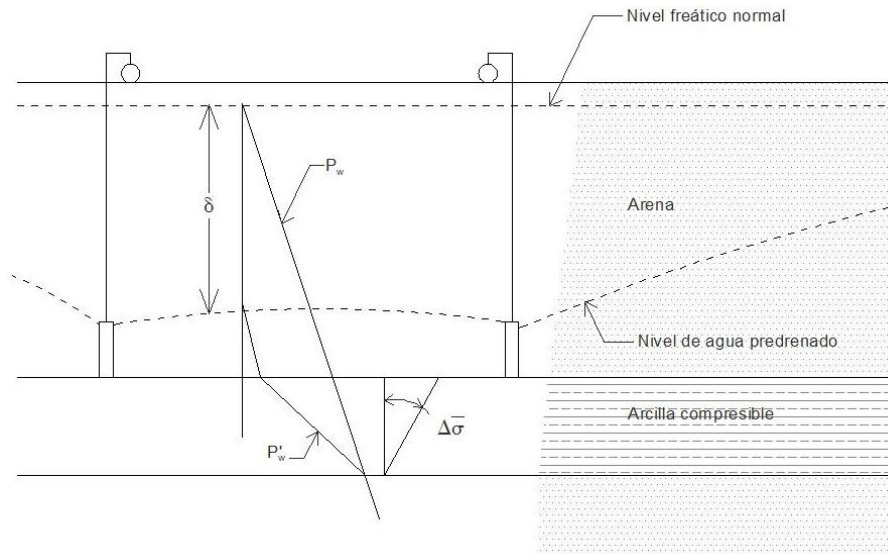
La Figura 2.7 muestra una construcción, situada a la izquierda, con cimentación profunda resuelta a base de pilotes. Este tipo de cimentación ofrecerá una mejor respuesta, bajo ese esquema ya que traslada las cargas al estrato granular inferior. Por el contrario, si la cimentación del edificio hubiera sido resuelta a base de zapatas aisladas, con apoyos en el estrato de limos, podrían darse asentamientos diferenciales no admisibles

## 2.4. Drenaje de un suelo granular sobre techo de un estrato compresible

Analicemos ahora un acuífero formado por arenas gruesas que se encuentra en un primer horizonte y ahora el estrato subyacente es el conformado por arcillas compresible.

Se pretende rebajar el nivel freático para ejecutar una excavación en la parte alta del acuífero, no siendo necesario alcanzar con los bombeos el estrato compresible subyacente.





**Figura 2.8.-** Drenaje sobre techo de estrato compresible (J. Patrick Power, 1992).

Recordemos que la tensión efectiva inicial  $\sigma_1'$ , previo al descenso del nivel freático, viene definida por  $\sigma_1' = \sigma_1 - u_1$

Las arenas drenan rápidamente, por tanto también varía la componente de tensión vertical total, por la **reducción** de la componente del peso por eliminación del agua de los poros, del suelo drenado.

Evaluando la variación de la tensión efectiva, considerando la disminución de la tensión total y la reducción de presión intersticial hasta su situación  $\sigma_2' = \sigma_2 - u_2$ , por eliminación del agua contenida en los poros del suelo drenado, resultaría:

$$\Delta\sigma' = \sigma_2' - \sigma_1' = (\sigma_2 - u_2) - (\sigma_1 - u_1) = (\gamma_D + x\gamma_{sat} - x\gamma_w) - (\gamma_{sat} - h\gamma_w)$$

Sabiendo que  $h = \delta + x$

y que  $\gamma_{sat} = \gamma_D + n\gamma_w$

Donde (todos los parámetros evaluados en el techo de las arcillas),  $\sigma_1'$  es la tensión efectiva previo al drenaje,  $\sigma_2'$  es la tensión efectiva posterior al drenaje,  $\Delta\sigma'$ , es la variación de la tensión efectiva,  $\sigma_1$  es la tensión vertical total previo al drenaje,  $\sigma_2$  es la tensión vertical total posterior al drenaje,  $u_1$  es la presión intersticial previo al drenaje,  $u_2$  es la presión intersticial posterior al drenaje,  $\delta$  es la potencia del acuífero desaturado,  $\gamma_w$  es el peso específico del agua (9,8 kN/m<sup>3</sup>),  $h$  Potencia del acuífero saturada, previo al descenso (no se considera el peso del suelo seco sobre el nivel freático inicial),  $x$  es la potencia del acuífero saturado, tras el descenso,  $n$  es la porosidad y  $\gamma_D$  es el peso específico del suelo seco.

Sustituyendo y operando convenientemente, resulta .:

$$\Delta\sigma' = \delta\gamma_D + x\gamma_D + xn\gamma_w - x\gamma_w - \delta\gamma_D - n\delta\gamma_w - x\gamma_D - xn\gamma_w + \delta\gamma_w + x\gamma_w.$$

$$\Delta\sigma' = -n\delta\gamma_w + \delta\gamma_w = \left( -n \right) \delta\gamma_w$$

Por tanto, un descenso de nivel freático en un acuífero que se encuentre sobre un estrato compresible (Figura 2.8), provocará un menor incremento de las tensiones efectivas que el supuesto inverso (Figura 2.7) y será usualmente admisible.

En los ejemplos vistos, las curvas de descenso de los niveles son parabólicas, pudiendo ser planas o abruptas, dependiendo de la transmisividad del acuífero, el radio de influencia y los caudales de bombeo, lo que puede ser relevante por la distancia radial desde la zona de bombeo hasta la vertical del punto de evaluación.

Donde las curvas son abruptas, el asentamiento diferencial se convierte función del descenso  $\Delta\sigma' = \gamma_w h$

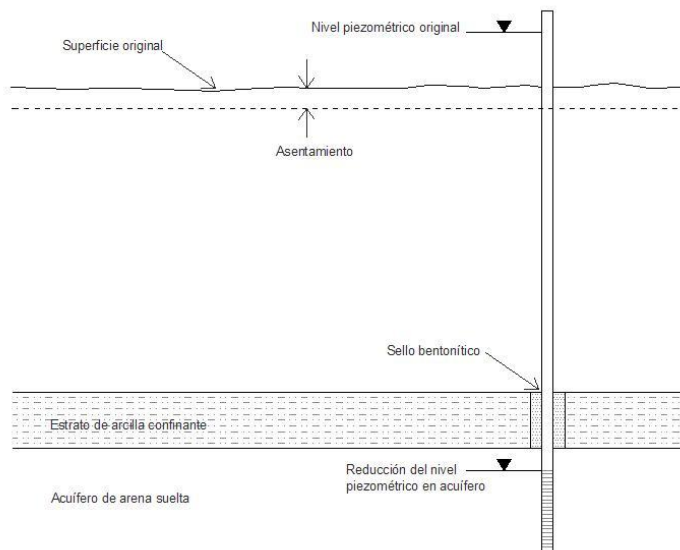
## 2.5. Reducción de las presiones intersticiales por bombeo de un acuífero

El último de los ejemplos básicos lo hallamos cuando se nos presenta un acuífero confinado, por ejemplo por un estrato de arcillas.

Dicho acuífero tendría un potencial hidráulico por encima del techo del estrato confinante.

Cuando el acuífero de este tipo es bombeado intensivamente, por ejemplo para abastecimiento de una ciudad, pueden ocurrir asentamientos que generalmente serán extensivos y no puntuales. Entre algunos de los destacados ejemplos encontramos cota del techo del estrato confinante a Venecia (Italia), Baytown (Texas) y Ciudad de México. Extracciones petrolíferas pueden causar efectos similares, como en Long Beach (California).

Como medida correctora puede plantearse la posibilidad de detener los bombeos y aplicar recarga del acuífero, lo que puede mitigar parcialmente los efectos causados.



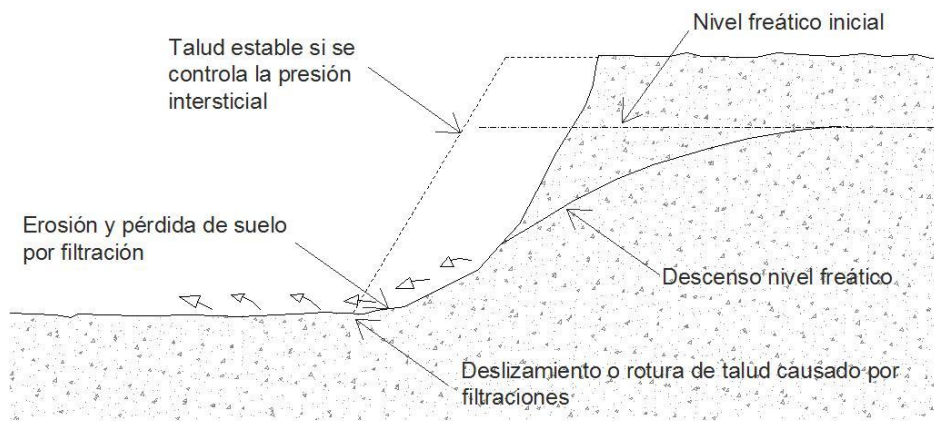
**Figura 2.9.-** Asentamiento por bombeo de acuífero confinado (J. Patrick Power, 1992).

## 2.6. Riesgos previsibles en una excavación afectada por aguas subterráneas

Cada vez que una excavación se realiza por debajo del nivel freático, existe riesgo de que ésta sea inestable o se inunde si no se toman las medidas adecuadas para evitarlo. Las situaciones habituales que podrían surgir son analizadas en este apartado.

### 2.6.1. Deslizamiento de taludes

La forma de rotura habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial,  $\tau$ ). Uno de los factores que más afecta la resistencia al corte de un suelo es el estado tensional del mismo y muy especialmente la presión la presión intersticial del fluido que rellena sus poros.



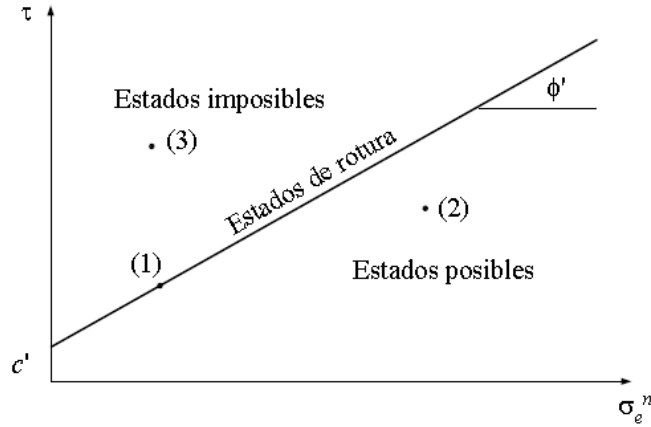
**Figura 2.10.-** Deslizamiento de un talud causado por filtración a la excavación (CIRIA C515, 2000).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Coulom y establece que para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por:

$$\tau = c' + \sigma_t^n - u \tan\phi' = c' + \sigma_e^n \tan\phi'$$

Donde  $\tau$  es la resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano. Tensión tangencial,  $c'$  es la cohesión efectiva,  $\sigma_t^n$  es la tensión total normal,  $\sigma_e^n$  es la tensión efectiva normal,  $u$  es la presión intersticial y  $\phi'$  es el ángulo de rozamiento interno efectivo

La ecuación anterior es una recta denominada línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura del suelo, y proporciona para cada valor de la tensión efectiva normal  $\sigma_e^n$  a un plano, la máxima tensión tangencial  $\tau$  soportada por dicho plano.



**Figura 2.11.-** Línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura del suelo.

El suelo es más resistente al corte cuanto mayor es  $\sigma_e^n$ . La línea de resistencia separa estos posibles de imposibles. El punto (1) delimita el estado de rotura, el punto (2) es una combinación de  $(\sigma_e^n, \tau)$  del lado de la seguridad (estados posibles), y el punto (3) una combinación de  $(\sigma_e^n, \tau)$  imposible.

Considerando despreciable la cohesión efectiva, el criterio de rotura anterior se expresa

$$\tau = \sigma_t^n - u \tan\phi' = \sigma_e^n \tan\phi'$$

A partir de donde se ve que una falla ocurrirá cuando

$$\frac{\tau}{\sigma_t^n - u} = \frac{\tau}{\sigma_e^n} = \tan\phi'$$

Si el suelo de un talud es drenado tal que  $u$  es cero, se tendrá garantizada la estabilidad hasta pendientes iguales a  $\phi'$ . Si hay filtraciones de agua hacia el talud y la presión intersticial crece, el ángulo para conseguir un talud estable puede reducirse hasta  $\phi' / 2$  (Bolton, 1991). En otras palabras, conseguir una excavación estable en presencia de agua supone taludes más tendidos y por tanto mayor ocupación. Si el terreno es drenado, los taludes serán estables para mayores pendientes.

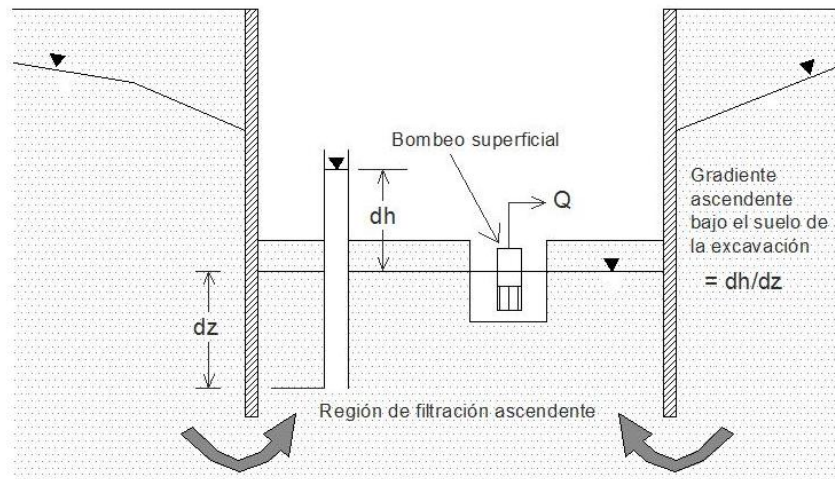
A título orientativo facilitamos seguidamente una tabla de valores de ángulos de rozamiento efectivo interno  $\phi'$

Tipo de suelo	$\phi'$ grados	
	Suelto	Denso
Limo	27 a 30	30 a 34
Arena limosa	27 a 33	30 a 35
Arena uniforme	28	34
Arena bien graduada	33	45
Grava arenosa	35	50

**Tabla 2.4.-** Valores de  $\phi'$  para suelos granulares.

### 2.6.2 . Sifonamiento o fluidificación de suelo

Analizaremos ahora el fenómeno de fluidificación o sifonamiento, mostrando su esquema en la Figura 2.12.



**Figura 2.12.-** Sifonamiento o fluidificación de suelo (CIRIA C515, 2000).

Como se vio en el apartado 2.2.d, cuando se produce un flujo ascendente a través de un medio poroso, (Figura 2.3), llegamos a la ecuación

$$\sigma'_B = L \left( \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \right) h \gamma_w$$

Tal como advertimos si  $h\gamma_w$  toma suficiente valor, se puede producir el fenómeno de sifonamiento, al verse anulado el valor de la tensión efectiva.

En estas condiciones, el suelo que no presente cohesión, pierde toda su resistencia al corte y pasa a comportarse como un fluido, por ello este efecto es también conocido como fluidificación, hallando su máxima expresión en las arenas movedizas.

Si formulamos la expresión anterior en función del gradiente hidráulico  $i = h/L$

$$\sigma'_B = L(\gamma_{saturado} - \gamma_w) - h\gamma_w \qquad \sigma'_B = L(\gamma_{saturado} - \gamma_w) - iL\gamma_w$$

$$\sigma'_B = L(\gamma_{saturado} - \gamma_w - i\gamma_w)$$

Cuando la tensión efectiva es igual a 0, el Gradiente toma su valor gradiente crítico  $i_c$ :

$$0 = L(\gamma_{saturado} - \gamma_w - i_c\gamma_w) \qquad 0 = \gamma_{saturado} - \gamma_w - i_c\gamma_w$$

$$i_c = \frac{\gamma_{saturado} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

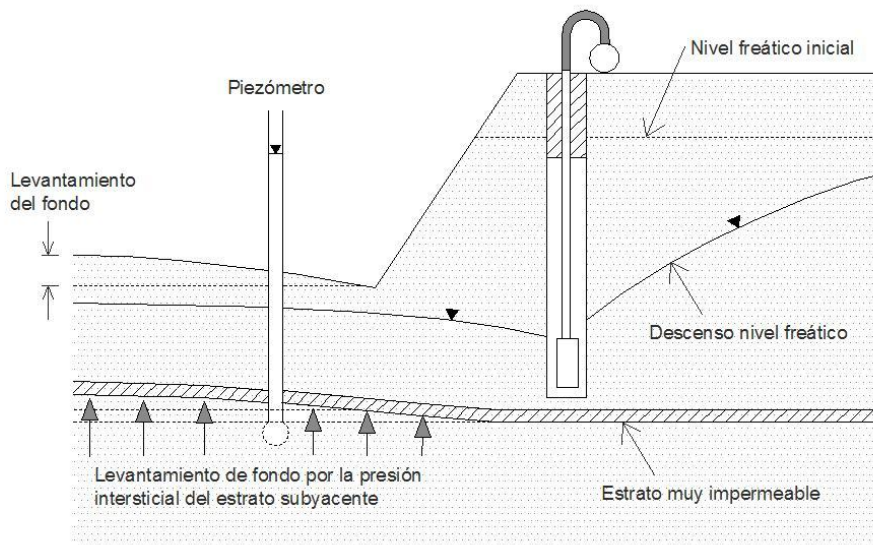
Admitiendo que un valor medio de peso específico de un suelo saturado puede hallarse en el entorno de  $\gamma_{saturado} = 20\text{kN/m}^3$  y que el peso específico del agua se aproxima a  $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$ , el gradiente crítico suele encontrarse en torno a  $i_c = 1$

En la práctica es habitual tomar un factor de seguridad igual a 3, donde :

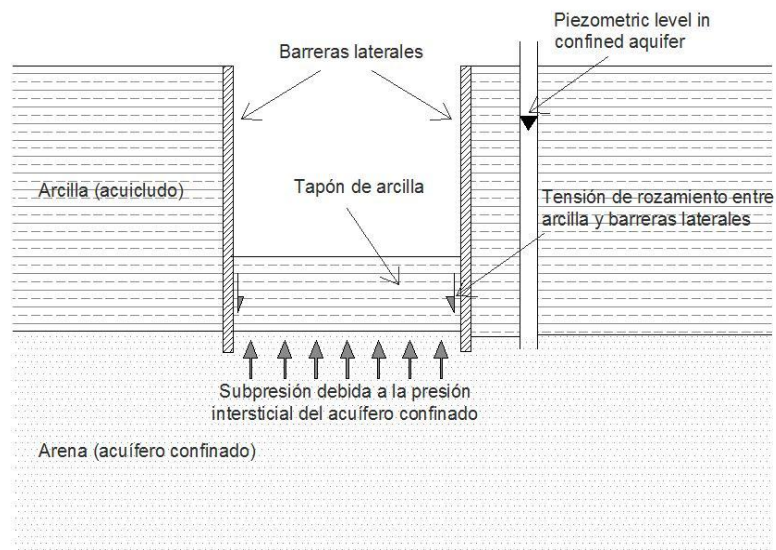
$$FS = \frac{i_c}{i}$$

### 2.6.3. Rotura de fondo

La rotura o levantamiento de fondo, puede ocurrir cuando una excavación es ejecutada dentro de un estrato de baja permeabilidad confinante, y subyacente a este hallamos un horizonte de mayor conductividad hidráulica, siendo la estructura genérica de un acuífero confinado. El riesgo de inestabilidad aparece cuando el peso del estrato de baja permeabilidad o confinante, que hace de "tapón" es de igual peso o menor que el empuje de subpresión generado por el acuífero confinado.



**Figura 2.13.-** Rotura o levantamiento de fondo en excavación libre (CIRIA C515, 2000).



**Figura 2.14.-** Rotura o levantamiento de fondo en excavación con diafragma vertical (CIRIA C515, 2000).

La subpresión aplicada en el muro del estrato impermeable es debida a la presión intersticial existente en el estrato subyacente y que es contenida por el estrato confinante. En la medida en que reducimos esta presión intersticial, es reducida la subpresión. El modo de controlar esta subpresión y por tanto de evitar la inestabilidad del la base de la excavación, es reducir la presión intersticial del acuífero confinado, lo que generalmente se podrá conseguir con pozos profundos, total o parcialmente penetrantes en el acuífero (Ver Figuras 2.13 y 2.14).

Monitorizando el acuífero, mediante la instalación de pizómetros, podrá ser verificado si el efecto del citado bombeo ha logrado su objetivo y por tanto si la excavación puede ser realizada en condiciones de seguridad y estabilidad.

Estos piezómetros deben ser “perfectos” (fisurado localmente, habitualmente entre 0,5 y 1,5 m.l.), no “ambientales” (totalmente fisurados), para identificar la presión intersticial únicamente del estrato deseado.

## 2.7. Algunos riesgos imprevisibles y fenómenos singulares

Además de los riesgos previsibles, y que por tanto, en todo caso deben ser evaluados, existen otros posibles riesgos, los cuales pueden aparecen durante la ejecución de una excavación y que a priori no habrían sido objeto de estudio, por ser imprevisibles o derivado de acciones singulares.

Este tipo de fallos, tras su detección, deberán ser analizados de inmediato, ponderando las consecuencias que de ellos pudieran derivarse, si permanecen durante el avance de la obra, sin aplicar las medidas correctoras oportunas.



La experiencia juega un papel decisivo en la rápida identificación de estos fallos, así como en la correcta aplicación de las medidas adecuadas, para garantizar la estabilidad de la obra y sus colindantes.

Son destacables las incidencias derivadas de surgencias en el fondo de la una excavación ya drenada. Otro fenómeno habitual se da en excavaciones cuya contención de tierras ha sido confiada a un diafragma vertical (tablestaca, pantallas estructurales o bentoníticas ...) y que por condición del sistema o por fallos de montaje o ejecución, provocan filtraciones de agua lateral.

Analizaremos con mayor detalle cada uno de estos supuestos.

### **2.7.1. Aguas surgentes en el fondo de la excavación**

Es destacable las dificultades que plantea ejecutar una excavación cuando, habiendo sido drenada hasta la cota objetivo, aparece una vía de agua puntual surgente en la base de la excavación, incluso antes de alcanzar la cota máxima de dicha excavación.

En muchas de ocasiones, estas vías de agua surgentes, tienen su origen en los sondeos de la campaña geotécnica de reconocimiento del suelo, de donde se obtendrá información para el cálculo y diseño de la cimentación de la obra a ejecutar en dicha parcela.

Los sondeos de reconocimiento del suelo, por su objeto, penetran en el subsuelo más allá de la profundidad requerida por la excavación de la cimentación. Por tanto, estos sondeos pueden alcanzar acuíferos confinados subyacentes a la excavación, sirviendo de vía preferencial y actuando como aliviaderos pasivos, creando un “manantial” en el fondo de la excavación.

Otro origen de surgencia, puede tener su origen en antiguos pozos ubicados en la parcela objeto de actuación, que daban servicio a construcciones preexistentes. Generalmente, estos pozos suelen ser más profundos que los sondeos de reconocimiento del suelo.

A diferencia de los sondeos destinados a reconocimiento de suelo, los pozos de alumbramiento de agua, suelen hallarse entubados, lo que en general, permitirá la aplicación de medidas correctoras de menor coste y mayor agilidad.

Incluimos un esquema cualitativo (Figura 2.15) de un caso real que dio durante la ejecución del aparcamiento subterráneo sito en el barrio de El Cabañal, en la población de Valencia.

En este caso, la excavación estaba siendo ejecutada al abrigo de un diafragma vertical, a base de muro pantalla estructural. Por mediación de un sistema de pozos de baja capacidad (cuyas características serán tratadas en el capítulo 3), había sido logrado el control del nivel freático del acuífero superficial hasta la cota que permitía ejecutar la excavación en seco y en condiciones de seguridad.

Los pozos de bombeo, no alcanzaron el acuífero subyacente por no existir riesgo de rotura de fondo durante el proceso de excavación

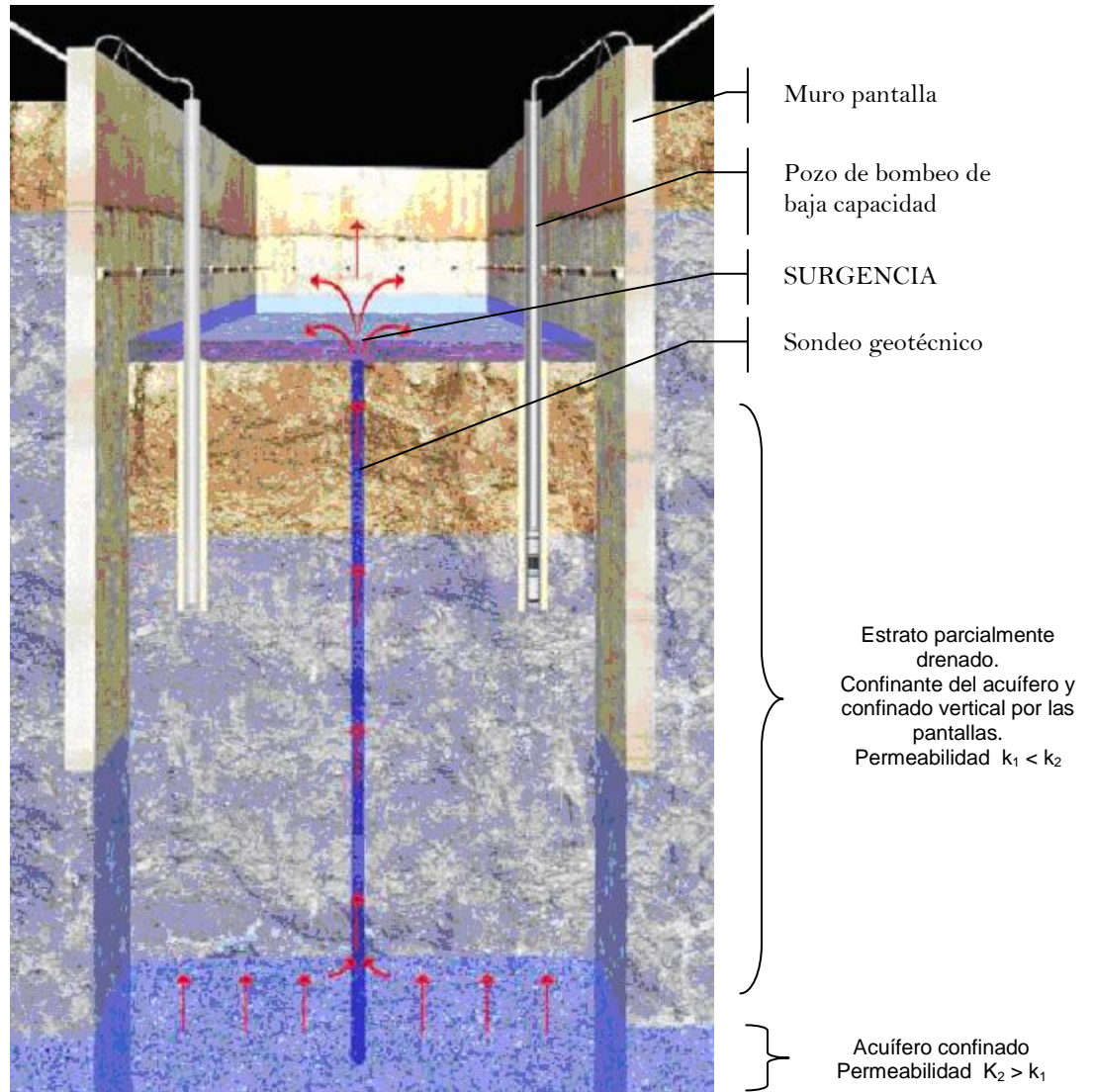
El pie de los muros pantalla del diafragma vertical, no alcanzó la cota del acuífero confinado subyacente.

La excavación fue realizada en varias etapas, tanto en vertical descendente como en horizontal, en retroceso.

La excavación pudo ser realizada sin mayor incidencia en sus primeros dos tercios.

Durante el excavado del tercio final, se manifestó la aparición de la vía de agua surgente en el fondo de la excavación, lo que imposibilitó su avance.





**Figura 2.15.-** Surgencia en fondo de excavación provocada por la ejecución de un sondeo de la campaña geotécnica que alcanza el acuífero confinado subyacente.

Si el estrato confinante se halla constituido por suelos de baja permeabilidad (arcillas plásticas, limos arcillosos), pero de moderada a alta cohesión, la surgencia se manifestará de forma puntual y localizada. Si por el contrario, el suelo confinante carece de cohesión, la propia vía de agua surgente erosionará las paredes del sondeo, aumentando su diámetro y caudal, en la medida que persiste la surgencia.

A pesar de la repetida casuística y de sus consecuencias, salvo en contadas ocasiones, los sondeos de reconocimiento del suelo son abandonados a su finalización, sin mayor previsión ni sellado.

Se infiere de la observación de la Figura 2.15, que la vía surgente, además de aportar agua al fondo de excavación, tenderá a saturar los estratos que desean ser drenados, dificultando las operaciones de extracción de tierras.

Las fotografías siguientes (Figuras 2.16 y 2.17) se corresponden con el caso real anteriormente referido.



**Figura 2.16.-** Imagen general de surgencia en fondo de excavación drenada con pozos de baja capacidad. Valencia, 2009 (Cortesía de FERRER, S.L.).

La excavación en cuestión tenía una superficie en planta de 5.200 m<sup>2</sup>, hallándose el nivel freático del acuífero superficial a cota -2 m bajo rasante de los viales.

El nivel objetivo dinámico permanente, para poder realizar la excavación en seco, fue establecido en la cota -9 m.

El diafragma de cierre de contención de tierras, a base de muro pantalla, alcanzó la cota -15 m.

Para lograr este descenso, fueron ejecutados 20 pozos de baja capacidad, con un caudal total de bombeo de tan solo  $15 \text{ ls}^{-1}$ , logrando satisfactoriamente el objetivo.

Contrasta el caudal de bombeo distribuido destinado al drenaje de la parcela, frente al caudal surgente puntual de la vía preferencial, evaluado en el entorno de  $50 \text{ ls}^{-1}$ , que derivó en extracostes importantes no previstos en el proyecto inicial.



**Figura 2.17.-** Imagen de surgencia en fondo de excavación. Valencia, 2009  
(Cortesía de FERRER, S.L.).

### 2.7.2. Filtraciones laterales

Otro de los riesgos, que por ser imprevisible, no es evaluado en el planteamiento inicial del sistema de control de aguas lo hallamos en las entradas de agua a la obra, a través de los diafragmas verticales de contención del suelo, tales como tablestacas, juntas o fallos constructivos de los muros pantalla, encuentros de pilotes o micropilotes de confinamiento ...etc.

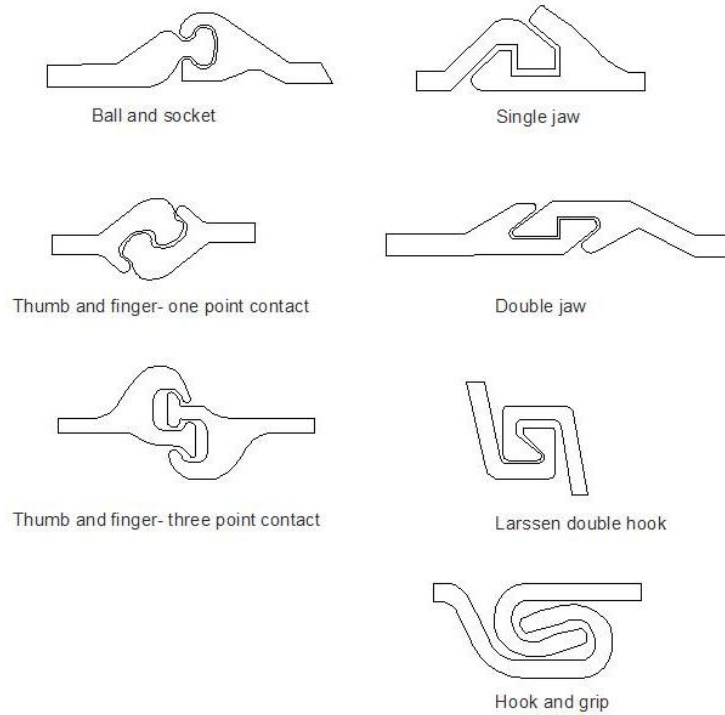
Estas vías de agua laterales, además de dificultar o impedir los trabajos de excavación, pueden provocar daños en las construcciones o viales colindantes, ya que en la mayoría de ocasiones estas vías van acompañadas de importantes arrastres de suelo.

Un sistema de control de nivel freático, cuyos bombeos hayan sido previstos en el interior del recinto confinado por un diafragma vertical, no evitará estas posibles filtraciones laterales, por lo que deberán ser tratadas de forma aislada e independiente.

Cuando ha sido previsto un diafragma del tipo Tablestaca, y la cota de excavación es inferior a la de nivel freático, pueden aparecer vías de agua laterales a través de las juntas de unión de las planchas que conformarán la estructura de diafragma. Estas juntas pueden no ser estancas, a pesar de que existen uniones de diferente diseño y comportamiento, con distinto grado de estanqueidad.



El flujo a través de estas uniones se verá favorecido en la medida que se incrementa la descompensación de carga hidráulica entre el trasdos y el interior de la tablestaca, debido al descenso del potencial hidráulico interior provocado por el bombeo. La Figura 2.18 y 2.19 muestran distintos tipos de uniones entre planchas de tablestaca.



**Figura 2.18.-** Tipos de mordaza de unión de las planchas de tablestaca. (Cortesía de PILE BUCK, INC).



**Figura 2.19.-** Imagen de mordaza de unión del tipo simple (Cortesía de FERRER, S.L.).

En ocasiones, las vías agua procedente de filtraciones laterales, pueden ser controladas mediante drenes horizontales habilitados en zanjas situadas en el encuentro de la tablestaca y el fondo de excavación, conduciéndolas hasta un puntos de bombeo superficial. Si por el contrario, estas vías de agua van acompañadas de arrastres de suelo, arenas o finos, deben ser tratadas de inmediato. En general podrán ser selladas mediante inyecciones de resinas acuarreactivas, evitando la erosión de suelo al trasdos del diafragma, que pudieran generar cavidades. Estas cavidades en profundidad, pueden generar colapsos de suelo al trasdos y derivar en “socavones” superficiales. Las Figuras 2.20 y 2.21 muestran vías de agua a través de unas juntas de planchas de un tablestacado.



**Figura 2.20.-** Filtración lateral de agua a través de las planchas de un tablestacado (Cortesía de MORETRENCH).



**Figura 2.21.-** Filtración lateral a través de las planchas de un tablestacado con arrastre de finos (Cortesía de FERRER, S.L.).

Las Figuras 2.22 y 2.23 muestran vías de agua a través de fallos de fabricación de muro pantalla.



**Figura 2.22.-** Filtración lateral de agua a través de fallo de construcción de muro pantalla (Cortesía de FERRER, S.L.).



**Figura 2.23.-** Filtración lateral a través de fallo de junta de muro pantalla (Cortesía de FERRER, S.L.).



Cuando la estructura de diafragma de contención de tierras de la obra ha sido ejecutada a base de Muro Pantalla, las filtraciones de agua laterales pueden producirse por fallos en la continuidad de la propia fábrica del panel, por fallo en el sistema de juntas de unión de paneles o por vías a través de las perforaciones practicadas para el alojamiento de los sistemas de anclajes (Figura 2.22).



**Figura 2.24.-** Imagen del estado de la obra por filtraciones laterales a través de los sistema de anclajes del muro pantalla, con sistema de drenaje interior funcionando. Gandia – Valencia. (Cortesía de FERRER, S.L.).



**Figura 2.25.-** Estado de la obra tras el sellado de las vías laterales, con el mismo sistema de drenaje funcionando que en la imagen anterior. Gandía – Valencia. (Cortesía de FERRER, S.L.).

En las imágenes anteriores queda constatado el efecto que sobre la obra pueden producir las filtraciones de agua laterales, en este caso a través de los anclajes del muro pantalla y que incluso puede impedir la ejecución de la excavación. Queda igualmente constatado que el bombeo interior, no evita dichas filtraciones laterales.

Una vez selladas las vías de aguas procedentes de los anclajes, y manteniendo el mismo sistema de bombeo original previsto, la cota hidráulica de descenso objetivo fue alcanzada sin mayor incidencia (Figura 2.23).

Una posible alternativa al sellado de estas vías laterales mediante inyección de resinas, podría ser la instalación de un segundo e independiente sistema de bombeo exterior, que provoque un descenso del potencial hidráulico por debajo de la ubicación de los anclajes o vía de agua en general. Con carácter general, esta alternativa tendrá un coste superior al resultante de la aplicación de las resinas de sellado.

En algún caso, provocar un descenso de la carga hidráulica al trasdos de los muros ha sido aplicado como medida para reducir la carga sobre el muro pantalla. Esta medida correctora puede hacerse valer frente a la insuficiencia resistente de dicha pantalla, por deficiente diseño o por que dicha pantalla debe ser sometida a cargas superiores para las que fue proyectada, por un modificado posterior a su ejecución.

En el ejemplo mostrado en la Figura 2.23 la cota de máxima excavación prevista en proyecto fue incrementada en una de las fachadas, una vez ejecutada la pantalla de proyecto. La pantalla presentaba insuficiente capacidad resistente de contención. Como medida correctora fueron ejecutados unos pozos de bombeo al trasdos, reduciendo la carga hidráulica y por tanto el empuje sobre dicha pantalla, pudiendo ser ejecutada la obra sin mayor incidencia.

## **2.8. Otros posibles efectos derivados de los descensos de nivel del agua subterránea**

Otros efectos que pueden derivarse de un descenso de nivel freático por acciones antrópicas son:

1.- Reducción del rendimiento de pozos de alimentación próximos a la obra, por hallarse en su zona o radio de influencia. Esta circunstancia debiera haber sido prevista a nivel de proyecto, en la fase de estudio. Como medidas correctoras, pueden ser analizadas las siguientes:

- Analizar la posibilidad de captar agua de zonas más alejadas de la zona de la obra.
- Recargar el acuífero a partir del agua procedente del sistema de bombeo de la obra.
- Con carácter general, utilizar sistemas de bombeo parcialmente penetrantes en el acuífero, provocará mayores descensos de piezometría con menor bombeo y por tanto, menores afecciones a los colindantes.



2.- Los bombeos prolongados pueden provocar daños en los acuíferos por intrusión salina o acelerar la migración de plumas contaminantes, penachos o manchas. Es de mención la prueba piloto realizada en el acuífero del Baix Llobregat, como medida de recuperación al fenómeno de salinización del acuífero por intrusión marina, mediante barrera hidráulica positiva a base de pozos de reinyección con resultados satisfactorios, que citamos por su concepto como solución a la intrusión, y no porque su origen se halle en los supuestos derivados de los descensos temporales de nivel freático por ejecución de obras de ingeniería.

3.- Estructuras de madera sumergidas, y que no hayan sido tratadas convenientemente, pueden deteriorarse por organismos aeróbicos al quedar expuestas fuera del agua, al provocar un descenso del nivel freático. Esta situación tendrá mayor incidencia en drenajes libres por la mayor presencia de oxígeno. El daño es más improbable si la estructura está embebida en arcilla limosa o arcilla. La estructura puede ser protegida inyectando agua en el subsuelo a su alrededor. Esto es práctica habitual, por ejemplo, en Boston o Massachusetts, donde existen gran cantidad de estructuras soportadas por pilotes de madera.

4.- La ecología existente en un humedal, puede verse alterada por un descenso del nivel de agua, si se prolonga en el tiempo. Debe ser tenido en cuenta su estación seca y sus posibles afecciones, para poder diferenciar estos efectos de los adicionales que pudiera provocar las alteraciones de nivel de agua derivadas de las actuaciones propias de la obra.

5.- En zonas urbanas, un sistema de descenso artificial de nivel freático puede afectar a determinadas zonas de arboledas o parques.

Durante los trabajos de construcción de la estación de metro junto a Harvard Yard en Cambridge (Massachusetts), el ingeniero de proyecto, impuso medidas para el riego de tres árboles centenarios cuando fue detectada la falta de humedad, con resultado positivo.

Nuestra experiencia nos señala que, en ocasiones los fallos de suelo le son imputados al sistema de control de aguas, por desconocimiento de la causa real, por deficiente estudio de las condiciones del subsuelo o simplemente por evadir o encubrir otras responsabilidades.

## **2.9. Efectos permanentes de las estructuras al medio hidrogeológico**

Los proyectos construidos total o parcialmente enterrados, pueden provocar cambios en los niveles y en la red de flujo de agua subterránea, principalmente cuando se trate de obras enterradas lineales, tales como conducciones de desagües, galerías y en mayor medida, pasos subterráneos, tales como el enterramiento de metro, vías férreas o carreteras.

Cuando estas obras lineales son proyectadas de modo perpendicular a las líneas de flujo de descarga natural de los acuíferos, provocarán sobre este un efecto “barrera” o de presa, que en lo esencial representa una elevación de cota hidráulica aguas arriba y un descenso aguas abajo en la dirección del flujo.

La falta de previsión de estos efectos, puede requerir la necesidad de bombeos de extracción permanentes aguas arriba, e inyección aguas abajo, compensando los desequilibrios, si bien dichos planteamientos, no están exentos de dificultades técnicas de diseño, ejecución y mantenimiento.

Si por el contrario estas obras han sido proyectadas con una traza en sentido coincidente con el flujo del agua subterránea, pueden provocar un descenso generalizado del nivel freático, dado que dicha obra pudiera actuar como drenaje horizontal lineal.

Cuando estos cambios puedan provocar en el largo plazo una alteración de niveles permanentes y estos a su vez, puedan derivar en daños a las estructuras próximas, existentes o futuras, deberán ser previstas las oportunas medidas correctoras.

Una medida preventiva a nivel de proyecto, puede ser diseñar pasos artificiales, que por el principio de vasos comunicantes, faciliten el paso del agua retenida por el citado efecto barrera. En síntesis podríamos describir estos pasos artificiales de la forma siguiente. Se plantean pozos de gran diámetros (en el entorno de 1,5 m) generalmente construidos por máquinas de pilotes. En su centro son colocadas tuberías ranuradas o fisuradas definitivas de diámetro que, en función de los caudales esperados, puede oscilar entre 0,140 y 0,300 m. El espacio anular es colmado de material granular calibrado. Estos pozos son dispuestos a ambos lados de la traza enterrada y comunicados mediante tuberías entre ellos, generalmente dos a dos, aguas arriba y aguas abajo. A partir de este concepto básico, existen multitud de diseños y posibilidades. Previo a cualquier diseño de sistema preventivo y en su caso correctivo, debe ser entendido con detalle el comportamiento natural de la masa de agua que se verá afectada.

Conocido el gradiente y la transmisividad de un acuífero, podremos aproximar el volumen de agua que fluye en el acuífero, debiendo prever las oscilaciones estacionales y de este modo, el drenaje de las estructuras. Los gradientes naturales pueden ser establecidos a partir de una red de pozos de observación. A su vez, la transmisividad debiera ser obtenida a partir de un ensayo de bombeo.

En cualquier caso, siempre será conveniente diseñar un modelo numérico, a partir de los datos obtenidos en los ensayos, procediendo a su calibrado de acuerdo a los datos de campo y con ello optimizar la red de bombeo a instalar.

Otro fenómeno con el que nos podemos encontrar es el incremento de potencial hidráulico derivado de la recuperación del acuífero por una menor explotación del mismo, por reducción de la actividad industrial, agraria o urbana.

Un incremento en el potencial hidráulico de un acuífero que interaccione con una estructura, puede someterla un incremento de empujes laterales o subpresión para la que no fue proyectada, con el consiguiente riesgo para dicha estructura.

Aquellas estructuras que fueron diseñadas y ejecutadas con niveles freáticos más bajos de los que en tiempo posterior han debido soportar, pueden presentar además inadecuados sistemas de impermeabilización e incluso, no disponer de ellos.

## Capítulo 3

# Síntesis de métodos utilizados para el control del agua subterránea en obras de ingeniería civil

### 3.1. Introducción

Los métodos utilizados en la actualidad en el control del nivel del agua subterránea, han evolucionado durante las últimas décadas, si bien, los conceptos básicos permanecen. La mejora se ha obtenido a partir de un menor coste de los materiales utilizados, bombeos más eficientes y sistemas de montaje de mayor efectividad.

Los sistemas de control del potencial del agua subterránea, pueden clasificarse en cuatro grandes grupos:

- Sistemas de bombeos abiertos superficiales (*sump pumping*). Estos sistemas recogen el agua cuyo flujo es permitido hacia la excavación, y en la mayoría de ocasiones, por medio de zanjas más o menos efectivas, se conduce a puntos de recogida. Estos puntos de recogida, debidamente diseñados, habitualmente son ubicados en una cota sensiblemente inferior a la que es el objetivo de la excavación. En su interior será colocada una bomba de achique encargada de elevar el agua hasta el punto de vertido. Este tipo de punto de captación es conocido como sumidero.
- Sistemas de predrenaje (*predrainage*). Estos sistemas provocan el descenso de potencial hidráulico hasta una cota que permita la ejecución de la excavación bajo condiciones practicables y en condiciones de estabilidad y seguridad, tanto para la obra como para las estructuras colindantes. Para ello deberá ser diseñado e implementado un sistema de bombeo, generalmente basado en una red de pozos profundos, bombeos asistidos por vacío u otros métodos. Estos métodos pretenden que la excavación se realice en seco. Dentro de este tipo de sistemas de control se comentarán más adelante el de bombeos asistidos por vacío y el de bombeos con pozos profundos.
- Sistemas de diafragmas (*cut off*). Estos sistemas actúan como barreras impermeables al flujo, a base de tablestacas, muros pantalla estructurales, pantallas de lodos, sistemas de congelación y otros. En muchas ocasiones son utilizados en combinación con los sistemas de bombeo.

- Sistemas de exclusión (*excluded*). Son sistemas que evitan la llegada de agua subterránea a la obra o túnel mediante su desplazamiento por presurización.

En este trabajo nos centramos en los primeros dos grupos de técnicas. Cualquier método desarrollado para el control de nivel de agua subterránea queda englobado en la división anterior, aunque la mejor solución pueda ser una combinación de las técnicas comentadas.

La decisión sobre cuál es el método a utilizar vendrá condicionada por el conocimiento del propio sistema en cuanto a limitaciones, ventajas y desventajas, así como de los requerimientos de la obra a ejecutar.

## 3.2. Sistemas de bombeos abiertos superficiales

Los bombeos abiertos superficiales y sus habituales zanjas de distribución, en general suponen un menor coste para la obra frente a cualquiera de los otros grupos mencionados, presentando un resultado satisfactorio como sistema cuando las condiciones son apropiadas.

Su menor impacto económico hace que en ocasiones, este método sea utilizado en condiciones inapropiadas, con resultados negativos, demoras en la ejecución, accidentes y ocasionalmente grandes daños personales y materiales. Por ello es determinante evaluar las condiciones y circunstancias del proyecto de forma minuciosa, asegurando que no existe riesgo para la cimentación de la propia estructura objeto de la actuación, de las estructuras próximas, ni obviamente para el equipo de trabajo.

Siendo este método el más sencillo de implementación, requiere una mayor observación y monitoreo de las condiciones de contorno, pues es el método que menor control ofrece sobre la reducción de las presiones intersticiales.

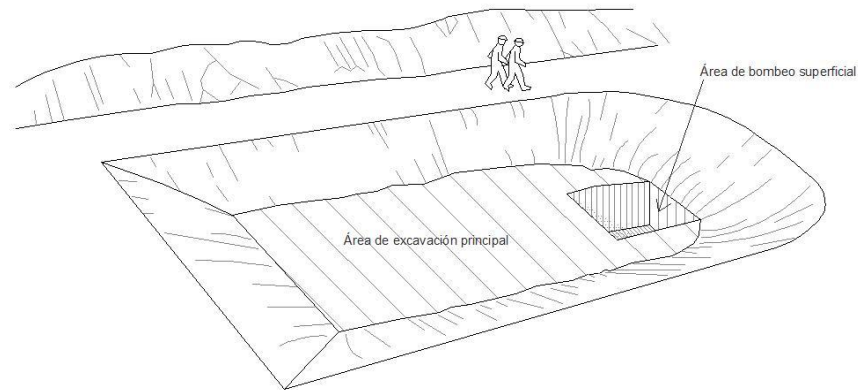
Por su concepto, en excavaciones a cielo abierto sin diafragmas verticales, puede favorecer la inestabilidad de taludes y en excavaciones con diafragma, aumenta el riesgo de sifonamiento o rotura de fondos. Esto justifica que si tras el análisis de las condiciones de contorno y a priori, el uso de este método parece aconsejable, en cualquier caso debiera ser tenido previsto un método alternativo, generalmente bombeos en profundidad, cuyas características serán descritas más adelante.

Añadiremos que el uso de este método, a pesar de su sencillez de implantación, requiere de una mayor experiencia que otros métodos alternativos, ya que en términos prácticos no prevé en sí, medidas de seguridad, quedando la mayoría de las pautas de actuación al mero sentido común del experto.

### 3.2.1. Definición de bombeo superficial

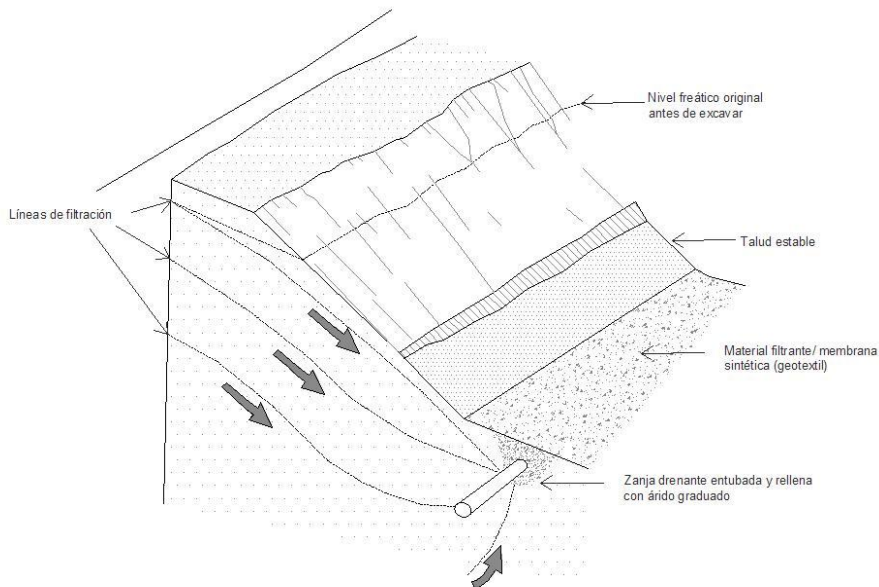
En esencia, un bombeo superficial es aquel punto o puntos acondicionados para la recogida de agua subterránea procedente de escorrentía de los taludes y del fondo de la excavación, cuando dicho fondo se encuentra a una cota inferior a la que haya sido localizado el nivel freático. En algunas ocasiones esta agua es conducida por medio de zanjas perimetrales hasta estos puntos de captación.

En general, este tipo de bombeos no provoca un descenso del nivel freático que permita la ejecución de la excavación en seco, sino que provoca la escorrentía del agua desde los taludes e incluso sobre el propio fondo de la excavación, hasta alcanzar los puntos de bombeo. Plantear este sistema lleva implícito que el suelo presente una cierta cohesión que permita la ejecución de taludes estables dentro de la parcela objeto de actuación (Figura 3.1).



**Figura 3.1.-** Sumidero (*sump*) fuera de la excavación principal (CIRIA R113, 1986).

En cierta medida y de forma parcial, podrán ser evitados los arrastres minimizando la velocidad del flujo, dimensionando adecuadamente la anchura y profundidad de las posibles zanjas de intercepción del flujo, así como las tuberías de filtro y el árido de prefiltro que las rodea (Figura 3.2). Diversos esquemas constructivos serán vistos en el siguiente apartado, en función de de las características geomecánicas del suelo.



**Figura 3.2.-** Esquema general de zanja de intercepción y distribución de flujo, con tubo y prefiltro de árido graduado (CIRIA R113, 1986).

### 3.2.2. Construcción de un bombeo superficial o sumidero

El bombeo superficial o sumidero debe hallarse a una cota de profundidad suficiente para recibir la descarga del agua interceptada por las zanjas, mediante flujo gravitacional, sin obstáculos en su recorrido. Esto que parece obvio, no es respetado en ocasiones. En algún caso hemos podido constatar que las zanjas fueron ejecutadas en contrapendiente, con resultado de inundación parcial de la obra.

Un sistema de captura y transporte del agua por medio de zanja, no impide el desplazamiento de fino en suspensión, principalmente durante el periodo en el que está siendo ejecutada la excavación, generalmente con presencia de agua en el fondo. Si las zanjas recolectoras de las escorrentías son colmadas de árido, se reduce el desplazamiento de finos hacia los puntos de bombeo. El entorno próximo al punto de captación, deberá contar con un prefiltro de árido de menor graduación que el general extendido en la zanja.

Este prefiltro mejorará la calidad del vertido y preservará la integridad del equipo de bombeo ante efectos de abrasión.

Ante excavaciones de pequeñas dimensiones, el o los sumideros pueden plantearse a base de puntos de captación, generalmente distribuidos a lo largo del perímetro de la obra y al exterior de la excavación. (Figura 3.3 y Figura 3.4) Suelen ser utilizadas tuberías, metálicas en la mayoría de las ocasiones, las cuales han sido ranuradas, generalmente a oxicorte, fabricadas con planchas perforadas, de puentecillo o similares. Un diámetro de tubo práctico y óptimo, sancionado por la práctica, es 450 mm, el cual es suficiente y permite alojar equipos de bombeo del tipo sumergible de achique, de potencia hasta 15 CV, capaces de elevar caudales del entorno de 40 l/s, lo que suele ser suficiente en la mayoría de las ocasiones.

El tubo en cuestión deberá ser colocado en el interior de una calicata, que en la mayoría de las ocasiones es ejecutada con una máquina retroexcavadora o giratoria, por no ser requeridas profundidades de sumidero superior a 4 metros. El espacio anular resultante entre el tubo y el terreno debe ser colmado de árido graduado, que a modo de prefiltro, tiene por objeto evitar el arrastre de arenas y finos. El calibre de las ranuras de los tubos y/o de los taladros de las planchas que los conforman, deben hallarse en relación con el calibre del árido del prefiltro, que a su vez dependerá de la caracterización granulométrica del suelo. No obstante, una propuesta coherente para el tipo de suelos indicados como adecuados (arenas gruesas y gravas), sería establecer el ranurado o perforado en el entorno de paso de 8 mm, y el árido de prefiltro próximo a 15 mm.

La Figura 3.3 muestra el acabado final de la construcción de un punto de captación de bombeo superficial de las características descritas, pudiendo comprobar la posición concéntrica de la tubería dren, rodeada del prefiltro de árido graduado que evitará el arrastre del suelo con el que se encuentra en contacto. Como dijimos, siempre que sea posible, estos puntos de captación serán ubicados al exterior de la superficie de ocupación del edificio. La Figura 3.4 muestra la sección de un punto de captación, cuando la excavación tangente a la ubicación del mismo, lo deja parcialmente al descubierto.



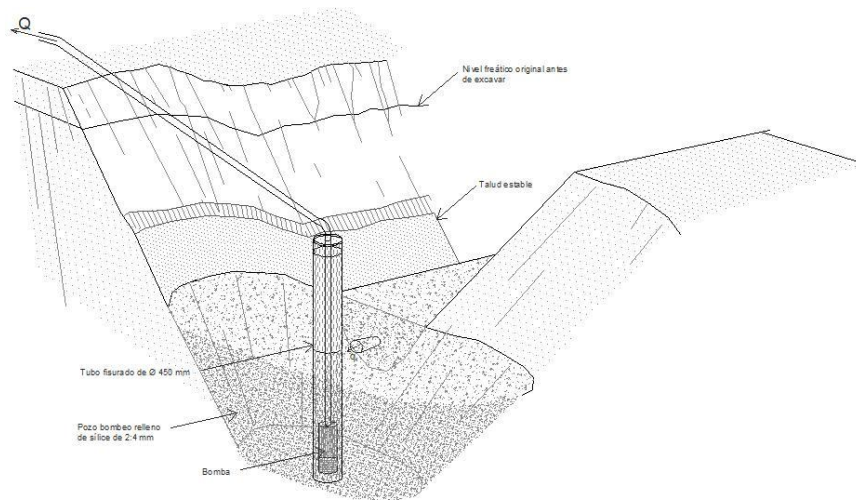
**Figura 3.3.-** Imagen de sumidero (*sump*) completamente equipado, previo a la ejecución de la excavación (cortesía de FERRER, S.L.).



**Figura 3.4.-** Imagen de sumidero (*sump*) completamente equipado, tras la ejecución de la excavación (cortesía de FERRER, S.L.).

Cuando la excavación sea de dimensiones significativas, y deban ser consideradas posibles aportaciones de agua extraordinarias, por ejemplo, por efecto de lluvias torrenciales, es conveniente diseñar un área de recogida global, evitando sobredimensionar los sumideros evaluados para bombear la recarga natural del subsuelo. El diseño del sumidero debiera de ser de dimensiones superiores al estrictamente necesario para el alojamiento del equipo de bombeo, lo que reducirá la velocidad del flujo y favorecerá el asentamiento de los posibles arrastres al exterior del mismo e incluso su limpieza, si ha sido previsto en el diseño.

El sumidero debiera ser diseñado de tal forma que sea accesible para las operaciones de mantenimiento y servicio de los equipos de bombeo, así como de su limpieza y acondicionamiento. Un esquema genérico de recinto de sumidero se muestra en la Figura 3.5.



**Figura 3.5.-** Esquema constructivo genérico de recinto de sumidero.

El procedimiento constructivo de un recinto de sumidero es idéntico al de un punto de captación anteriormente descrito, teniendo en cuenta sus mayores dimensiones. Las medidas indicadas en el esquema anterior son orientativas y pueden servir de referencia, si bien vendrán condicionadas por las dimensiones y número de las bombas a alojar en su interior.

### 3.2.3. Tipos de esquema constructivo de zanjas y drenes

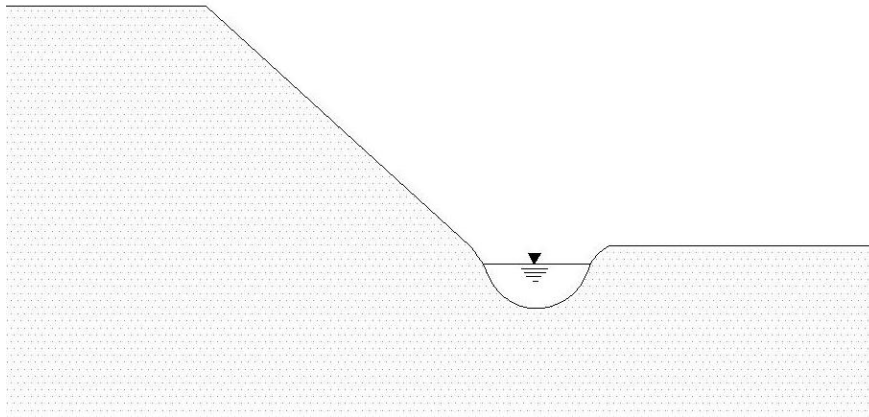
En una excavación con bombes abiertos superficiales, debe prestarse especial atención al potencial riesgo de inestabilidad de las tierras, debido a las filtraciones de agua a través de los taludes, por lo que debe ser previsto el drenaje de los mismos. Este fenómeno puede producirse cuando las pendientes son pronunciadas o existe un potencial hidráulico elevado.



En estos casos, una zanja drenante ejecutada a una cota inferior a la de la máxima excavación prevista, y posicionada al pie del talud, puede ser una buena solución. La zanja deberá ser rellena de árido graduado, para garantizar la integridad de la misma, y retener los finos, evitando la erosión del suelo. Si los suelos son lo suficientemente estables y cohesivos, no precisará el relleno de la misma.

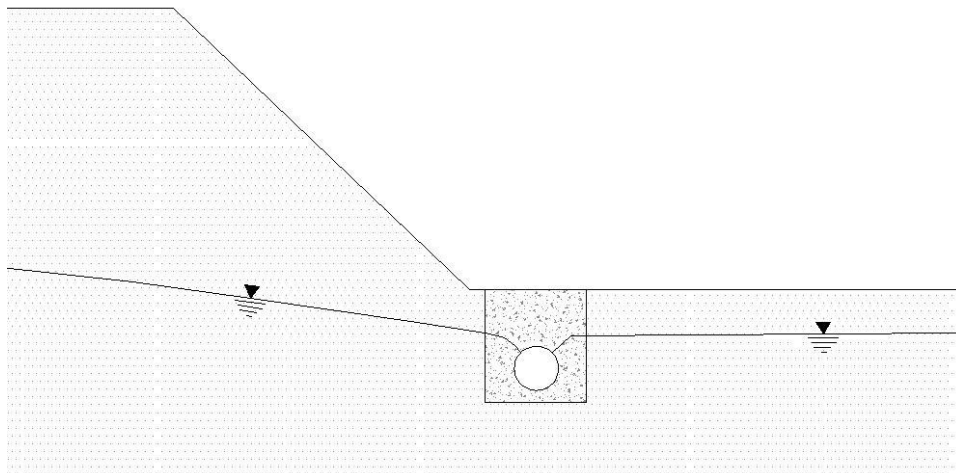
En función de la cantidad de agua prevista que interceptará la zanja, además de que sea o no colmada de árido graduado, puede ser equipada con tuberías horizontales fisuradas, que favorezcan la circulación del flujo hasta los puntos de recogida o sumidero. Si suponemos una zanja de sección cuadrada de lado 0,5 m, la cual es colmada de grava, cuya permeabilidad longitudinal aproximada sea de  $5 \times 10^{-3}$  m/s, y (despreciando los efectos de canal abierto) establecida una pendiente del 3 %, podemos asumir groseramente por la aplicación de la Ley de Darcy, que el caudal que circulará por la misma será de 2,2 l/min. Si este caudal es superior al previsto y necesario para conseguir el drenaje de los taludes, no precisará de medidas auxiliares. En caso contrario, la zanja deberá ser de mayor sección, incrementada su pendiente o dotada de tuberías fisuradas que faciliten el paso de flujo.

Algunos posibles esquemas de montaje se muestran en las Figuras 3.6 a 3.10.



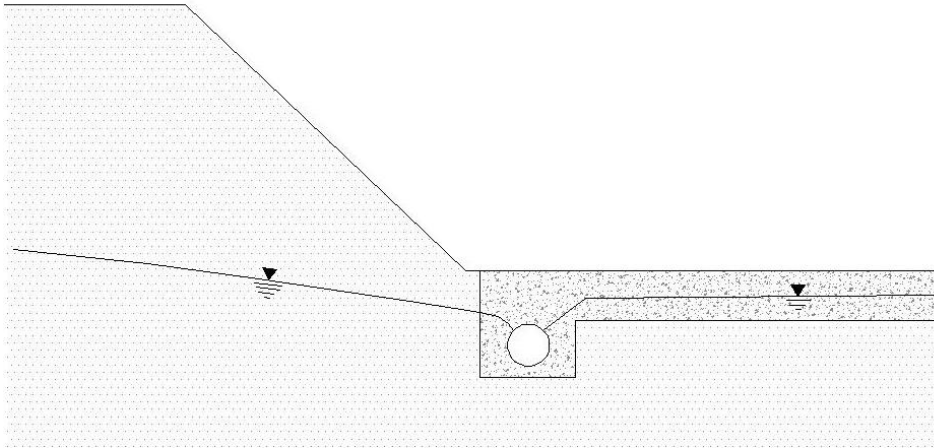
**Figura 3.6.-** Zanja (*Ditch*).

El esquema de la Figura 3.6, generalmente solo es viable en suelos estables tales como roca o arcillas cohesivas firmes. Obsérvese que el diseño se limita a la excavación de una zanja al pie del talud que interceptará las aguas que fluirían hacia la excavación, no precisando de relleno de gravas.



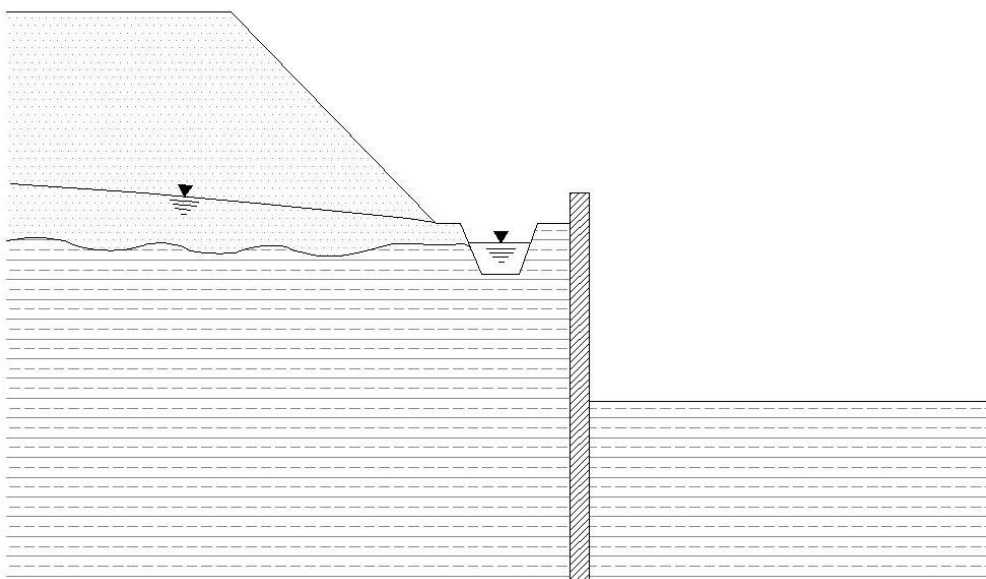
**Figura 3.7.-** Drenaje Francés (*French drain*).

El esquema de la Figura 3.7 consiste en la ejecución de una zanja, generalmente de dimensiones 0,5 m x 0,5 m (o superior) equipada con tubería horizontal fisurada, que facilitará el flujo de agua interceptada hasta el punto sumidero. Previo a la colocación de los áridos que rodean a la tubería, se colocará una membrana de geotextil que evitará la migración de finos.



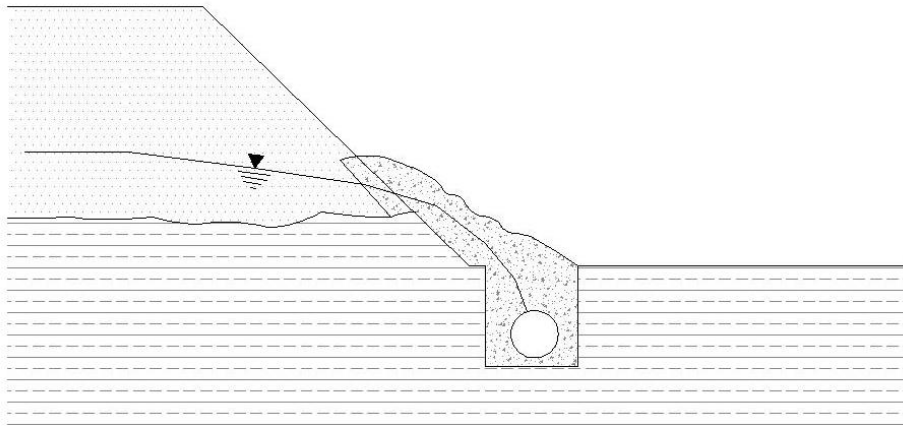
**Figura 3.8.-** Drenaje general (*Drainage blanket*).

En la Figura 3.8 se muestra un tipo de zanja que consiste en la sobreexcavación del solar, con recrecido de enchado de árido para el libre drenaje de la base, de espesor entre 150 mm y 300 mm, cuya finalidad es facilitar el flujo de agua procedente de las filtraciones verticales ascendentes. Puede ser necesario el uso de membranas geotextiles en la base del recrecido de árido. Cuando las áreas son extensas, pueden ser previstas zanjas intermedias, además de las perimetrales.



**Figura 3.9.-** Dren Garland (*Garland dren*).

En los casos en los que el flujo de agua se desplaza sobre una base de suelo impermeable, el esquema de dren Garland (Figura 3.9), puede ser implementado en la zona de contacto entre ambos suelos, interceptando este flujo, pudiendo su diseño ser combinación de los expuestos anteriormente, en función del tipo de suelo.



**Figura 3.10.-** Protección de la base del talud (*Batter protection*).

Donde exista riesgo de filtración de agua a través del talud, este deberá ser protegido para prevenir su erosión o fallo por colapso. Una solución puede ser apear el talud con una bermas de gravas o sacos de arena, como se muestra en la Figura 3.10.

#### **3.2.4. Condiciones para la implantación de un sistema de bombeos superficiales**

En cuanto a las características del suelo, nos hallaremos en condiciones favorables de plantear un drenaje a base de bombeos superficiales, cuando el suelo se halle formado por arenas con gravas bien graduadas o gravas limpias, excepto si existen gradientes de flujo elevados, rocas fisuradas o suelos arcillosos altamente cohesivos. Por tanto, no será aconsejable un planteamiento de bombeos superficiales ante suelos de arenas uniformes, arenas limosas, rocas blandas o areniscas con estratos no cementados. Los aspectos hidrogeológicos favorables se darán cuando nos hallemos ante descensos modestos, alejados de fuentes de recarga y acuíferos libres.

Igualmente nos hallaremos en situación favorable cuando sea posible la ejecución de la excavación con taludes que ofrezcan pendientes suaves. También cuando la contención vertical de los suelos sea confiada a sistemas en profundidad que garanticen la estabilidad ante sifonamiento o levantamiento de fondo, tales como tablestaca, muros pantalla o similares, con suficiente empotramiento y los descensos de escasa relevancia, generalmente no superiores a 2 o metros. En línea con lo anterior, estructuralmente hablando, nos hallaremos en situación favorable cuando la obra a ejecutar prevea cimentaciones someras y de cargas ligeras.

El sistema de bombeos superficiales, generalmente no presenta restricciones elevadas al bombeo, excepto en la calidad del vertido de agua por los posibles arrastres de finos, presentando un bajo riesgo de vertido inadecuado en su descarga, con efectos negativos. Alguno de estos efectos son la obstrucción total o parcial de arenas y lodos de los colectores generales de las redes públicas de alcantarillado o la coloración del agua del mar cuando el vertido con arrastres es realizado directamente al mar, provocando las manchas costeras características.

### 3.3. Bombeos asistidos por vacío

Es un sistema utilizado desde hace unos 75 años, aunque en España su uso sea más reciente, del entorno de 30 años y con una mayor introducción en el mercado en general desde hace unos 20 años. Es uno de los sistemas de mayor versatilidad, pues se puede plantear su uso en la mayoría de suelos, con horquillas de caudales que pueden oscilar desde los pocos litros por minuto, en suelos de moderada a baja permeabilidad, a varios cientos de litros minutos en suelos de alta permeabilidad. Su mejor rendimiento lo ofrece en suelos de matriz arenosa homogénea, con ausencia de limos y comportamiento no plástico. El término comercial con el que se hace referencia a los grupos de bombeo que combinan un módulo o cuerpo de bombeo de agua y un módulo de bombeo de aire destinado a provocar depresión en el circuito, es equipos de bombeo wellpoint.

#### 3.3.1. Teoría y práctica del vacío

El vacío que teóricamente se puede crear en una instalación es función del diseño del equipamiento de bombeo y de la presión atmosférica. Los equipos habituales de bombeo wellpoint, pueden desarrollar vacío relativo no inferior a 1,6 metros de columna de agua (m.c.a) con respecto al 0 teórico absoluto. Por tanto y en la práctica, ese será el valor de mínima presión absoluta que podrá ser alcanzado dentro de un circuito.

Para una instalación concreta y una situación dada, el máximo vacío o depresión  $h_r$  que podrá ser generado dentro de dicha instalación, será la presión atmosférica disponible  $h_a$  menos la mínima presión absoluta que pueda alcanzar el equipo  $h_s$  :

$$h_r = h_a - h_s$$

A nivel del mar, donde la presión barométrica sea de 10,3 m.c.a., el máximo vacío o depresión real que podría ser alcanzado en el interior de la instalación sería:

$$h_r = 10,3 - 1,6 = 8,7 \text{ m.c.a.}$$

Destacamos este extremo ya que, por ejemplo, a 1.500 metros de altura sobre el nivel del mar, donde la presión barométrica puede ser del orden de 8,7 m.c.a., para una misma instalación de dada, el máximo vacío o depresión real sería

$$h_r = 8,7 - 1,6 = 7,6 \text{ m.c.a.}$$

En la práctica, con la altura se reduce la capacidad de generar vacío real en la instalación a razón de 0,3 m.c.a. por cada 300 metros de elevación.

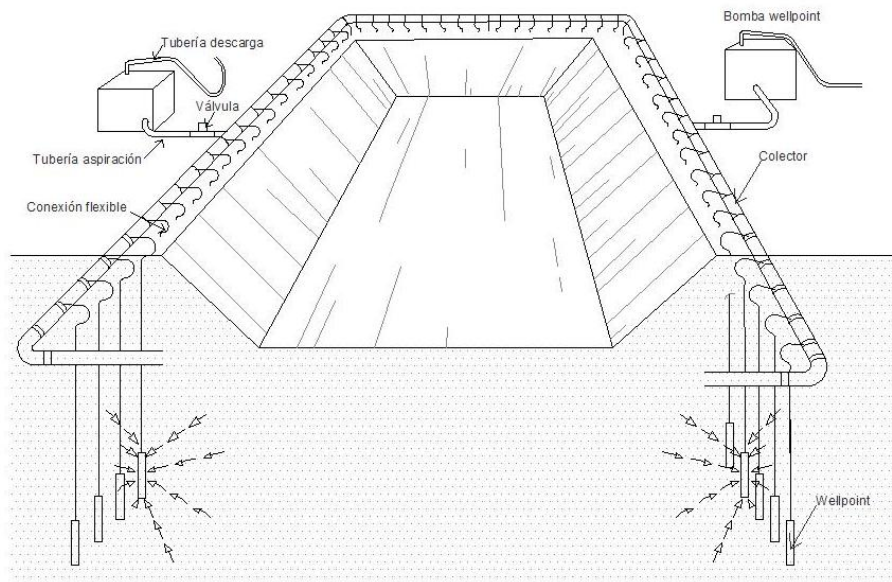
Los equipos de bombeo en ocasiones no se encuentran en sus valores nominales de ajuste, lo que puede afectar al rendimiento en la generación de vacío. De igual modo, la entrada de aire en el sistema, bien por deficiente estanqueidad en las propias conducciones de la instalación, bien por falta de agua en los filtros de aspiración o bien por la cavitación ante un exceso de caudal bombeado, puede mermar la capacidad de generar vacío del equipo de bombeo. Debemos además tener en cuenta las pérdidas de carga por fricción que se generan en las figuras de la instalación y conductos en el circuito hasta llegar a la bomba, lo que igualmente reduce el valor real efectivo generado por esta.

Por todo ello, un sistema de bombeo asistido por vacío, del tipo wellpoint, a nivel del mar, generará habitualmente un vacío máximo disponible o depresión de 6,2 a 7,2 m.c.a.

Si instalamos un piezómetro en el centro de la excavación, comprobaremos que el nivel piezométrico se encuentra a cota superior a la que se encuentran colocados los filtros de aspiración, lo que deberá ser tenido en cuenta a la hora de diseño. En consecuencia, en excavaciones abiertas, no recomendamos confiar en un diseño cuya capacidad máxima de elevación de agua sea superior a 5 m.c.a. Estos 5 metros sería la máxima diferencia de cota geométrica entre la posición del eje horizontal de la bomba en superficie y el punto de lectura piezométrico dinámico permanente necesario para la ejecución de la obra en seco.

### 3.3.2. Definición de un sistema de bombeo asistido por vacío wellpoint

Un sistema de bombeo wellpoint se encuentra integrado por un conjunto de filtros hincados en el suelo (filtros wellpoint), generalmente cercanando el perímetro de la excavación a realizar, unidos a un colector general mediante latiguillos flexibles. Este colector general, a su vez se encuentra conectado a la aspiración de una bomba de eje horizontal, la cual evacuará las aguas bombeadas a desagües apropiados. (Figura 3.11).



**Figura 3.11.-** Esquema de implante de un sistema de bombeo wellpoint en un área extendida.

Dado el reducido margen disponible de capacidad de elevación de agua disponible en los sistemas de vacío, es esencial optimizar las cotas de ubicación de los elementos principales de la instalación. Como advertimos, un sistema de control de nivel freático basado en bombos del tipo wellpoint, tiene su mayor eficiencia ante suelos de arena gruesa, de comportamiento no plástico y exenta de finos, cuando los descensos de nivel freático no sean superiores a 4 metros y no existan barreras verticales de contención del suelo, que modifique la red de flujo horizontal libre.

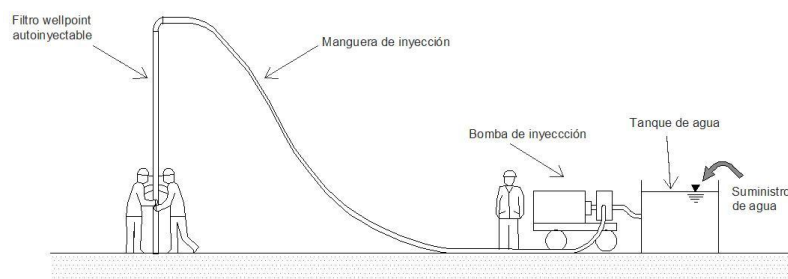
Estas son las condiciones características que se dan en la construcción de edificios de una sola planta de sótano y en zonas de playas costeras. Las figuras 3.13 y 3.14 muestran una actuación de descenso de nivel freático en primera línea de construcción en la playa de la ciudad de Málaga. Según se indicó, el colector de aspiración fue dispuesto en la cota donde apareció el nivel freático (Figura 3.12-Izda.). Una vez activado el sistema de bombeo se comprueba la efectividad del mismo, provocando el descenso necesario para ejecutar la excavación en condiciones de seguridad, estabilidad y en seco. (Figura 3.12-Dcha.)



**Figura 3.12.-** Instalación de sistema wellpoint. Izda. Nivel freático inicial, previo al inicio del bombeo. Dcha. Nivel freático deprimido por la acción del bombeo (Málaga, 2006 - Cortesía de FERRER, S.L.).

### 3.3.3. Aspectos esenciales del montaje y disposición de un sistema de bombeo wellpoint

Los filtros, habitualmente serán hincados en el terreno, de forma manual, mediante inyección de agua a presión (Figura 3.13). Como referencia daremos valores de caudales del entorno de 20 l/s y presión de 8 bars, que serán suficientes para formaciones de arenas homogéneas, de grado medio a gruesas.



**Figura 3.13.-** Esquema de montaje de un filtro wellpoint mediante inyección de agua.



Cuando el terreno presente un elevado contenido en gravas y por tanto su conductividad hidráulica sea elevada, será necesario incrementar significativamente el valor del caudal de inyección para lograr la colocación del filtro e incluso, en ocasiones utilizar otros medios auxiliares, como por ejemplo el hincado de los filtros por golpeo. Por otra parte, si nos encontramos en suelos estratificados, en terrenos con finos bien graduados, arcillas o en general suelos de menor conductividad hidráulica, previo a la colocación del filtro, deberá ser ejecutado un taladro de mayor diámetro, siendo los habituales 150 mm (6"), 250 mm (10") y 300 (12"). Estos taladros serán ejecutados mediante un asta de perforación helicoidal, accionado por un motor hidráulico, generalmente operado por una máquina giratoria (Figura 3.14).



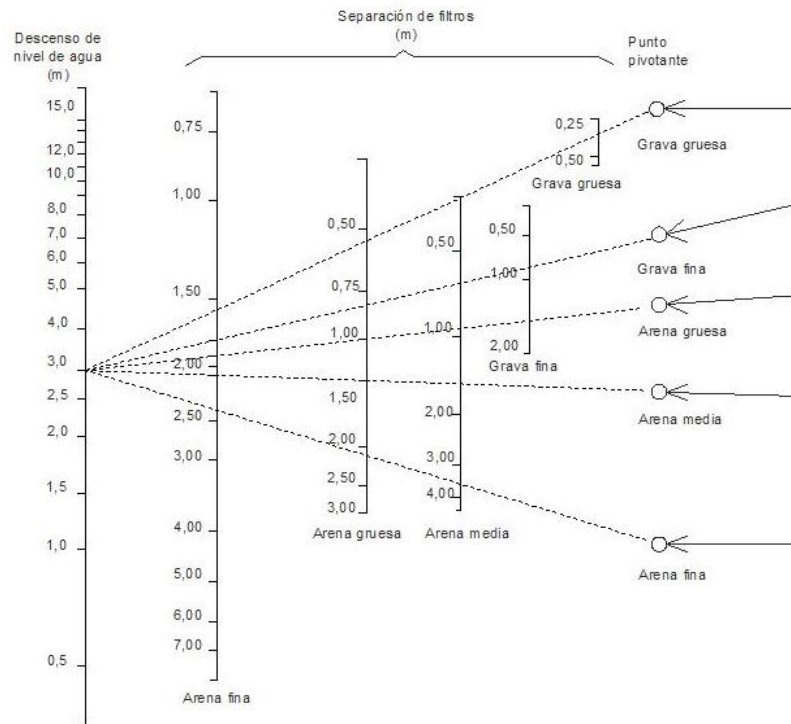
**Figura 3.14.-** Montaje de un filtro wellpoint. Izda. Asta helicoidal perforando con cabezal hidráulico. Dcha. Detalle del asta con extracción de lodo arcilloso.  
(Cortesía de FERRER, S.L.).

Dado que el filtro no suele ser de diámetro superior a 50 mm (2"), el espacio anular resultante, deberá ser colmado de arenas gruesas, que mejoren la conductividad hidráulica del terreno original y en su caso, conecten la posible estratificación. Los filtros podrán ser unidos al colector general con elementos rígidos, si bien el uso de latiguillos flexibles ofrecerá mayor versatilidad al montaje.

El conjunto de filtro wellpoint se encuentra integrado, en sentido descendente, por una figura de unión latiguillo-tubo, el tubo ciego o prolongación hasta el filtro de longitud variable entre 2 y 6 metros, un manguito de unión tubo-filtro, el propio filtro de longitud variable (entre 0,5 y 1 m) y por último, en su extremo inferior, una válvula anti-retorno alojada en el interior de la puntaza de hinca, que permite el paso del fluido de inyección en su colocación y cierra el circuito, debido al vacío generado por la bomba, en régimen de funcionamiento.

En cuanto al número de filtros wellpoint y su espaciado, dependerá de la permeabilidad y del tiempo efectivo disponible para alcanzar el descenso de nivel a la cota objetivo.

Incluimos seguidamente un nomograma característico que puede ayudarnos a determinar la distancia o espaciado entre filtros, a partir de un tipo de suelo y descenso objetivo conocido.



**Figura 3.15.-** Espaciado de wellpoints (m), para arenas y gravas limpias y uniformes (CIRIA R113, 1986).

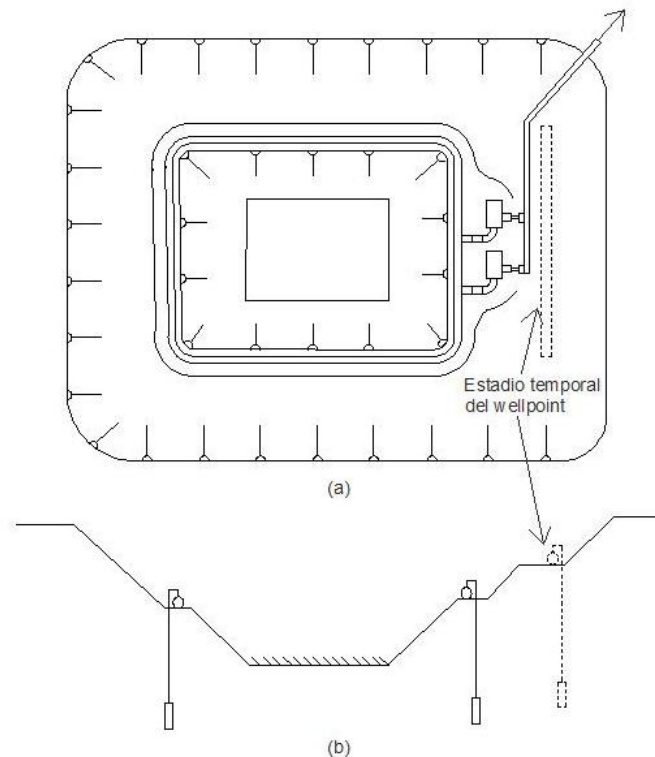
Los filtros deberán hallarse hincados a una cota variable de entre 2 y 6 metros por debajo del nivel freático, en función de la eficiencia esperada a partir de la conductividad hidráulica del suelo en cuestión. El colector general debiera ser instalado a cota de nivel freático, generalmente en el lecho de una zanja, previamente excavada hasta dicha cota. En obras extensas, la disposición será perimetral y en obras lineales, por ejemplo en obras de urbanización y para el caso de colectores, se instalará de forma paralela y junto a la traza de dichos colectores. Los colectores de aspiración estándares son de longitud variable entre 1 y 6 metros, con tomas de unión practicables para filtro cada metro.

En cuanto al equipo de bombeo de wellpoint, es en esencia, una bomba auto-aspirante de eje horizontal, a la que se le ha dotado en su aspiración, de un depósito o cuerpo de mayor volumen, destinado a separador de aire y agua, y de un depresor que de forma permanente o cíclica en función de la necesidad, tiene la misión de generar vacío en el circuito de aspiración del sistema.

Si las condiciones de contorno inducen al uso de un sistema de drenaje wellpoint, y el descenso requerido del nivel freático alcanza los 6 o 7 metros, puede ser utilizado este sistema en el modo de montaje conocido como multiestadio. Inicialmente y en la mayoría de los casos de forma temporal, se instalará un anillo en la cota en la que aparece el nivel freático.



A este anillo se le confiará un descenso del nivel freático de unos 2 a 3 metros. Se procederá a la excavación y vaciado de tierras hasta alcanzar esa nueva cota de nivel de agua, en la que será instalado un segundo anillo de wellpoint, independiente e interior al inicial. A este segundo anillo se le confiará el incremento de descenso del nivel hasta alcanzar la cota objetivo (Figura 3.16).



**Figura 3.16.-** Multiestadio temporal de anillos de wellpoint (CONST. DEWATERING & GROUNDWATER CONTROL, 2007).

En función de la conductividad hidráulica del terreno y del periodo de bombeo, en ocasiones será posible anular el anillo superior de bombeo, siempre y cuando el anillo inferior garantice la estabilidad del suelo y haya sido logrado el descenso requerido.

Salvo que los filtros wellpoint hayan sido instalados muy profundos, es posible que algunos de ellos aporten en su aspiración un exceso de aire al sistema, una vez se haya producido el descenso del nivel freático. La variabilidad del suelo provocará que esta entrada de aire al sistema, no se distribuya de forma homogénea a través de todos y cada uno de los filtros. En consecuencia, con solo uno o dos filtros que aporten un exceso de aire al sistema, no será posible alcanzar el vacío necesario para elevar el agua desde el suelo hasta el equipo de bombeo y por tanto la instalación no será efectiva.

Con la intención de evitar este efecto, se puede instalar de forma intercalada, entre la coronación del filtro y previo a la conexión al colector general de aspiración, una válvula de regulación que balancee el paso de agua-aire e incluso anular la acción de algún filtro en concreto. El proceso en sí es complejo y requiere de experiencia, ya que es iterativo, pues la acción sobre uno cualquiera de los filtros, repercutirá sobre el modo de funcionamiento del resto.

### 3.4. Sistemas de bombeo con pozos profundos

Un sistema de pozos profundos consiste en una matriz de pozos de bombeo equipados con bombas sumergibles. Los descensos producidos por cada pozo interactúan con los de los demás. En consecuencia, es provocado un descenso generalizado en un área significativa. Dado que este planteamiento, a priori, no hace uso de sistemas de vacío, no tiene la limitación de estos, siendo su uso conveniente ante la necesidad de mayores descensos.

En términos generales, un pozo tendrá un mayor coste económico y temporal en la medida que aumentan sus características esenciales de diámetro y profundidad. De otro lado, estas características, generalmente, condicionarán la técnica y sistema de perforación a utilizar. Por tanto, es conveniente optimizar tanto el diseño como el número de pozos a implementar.

En la medida que conozcamos las características del acuífero y su interacción con la obra a ejecutar, con ayuda de un modelo matemático, podremos plantear una propuesta razonada y justificada. En los casos sencillos, puede bastar con la aplicación de modelos analíticos, si bien, por la habitual escasa información hidrogeológica y la limitación de dichos modelos, será conveniente contrastar los resultados obtenidos con el juicio de la experiencia práctica.

En actuaciones de mayor complejidad y cuya entidad lo justifique, el acuífero, deberá ser caracterizado mediante la ejecución de ensayos de bombeo. A partir de los parámetros obtenidos en dichos ensayos, se pueden plantear cálculos con modelos numéricos, que aproximen de forma justificada la propuesta de bombeo a implementar.

A pesar de lo anterior, todavía hoy en día podemos hallar incluidos en muchos proyectos sistemas de control de nivel freático carentes de justificación, siendo habitual la falta de definición del método o sistema a implementar.

En la medida que se conozcan mejor los caudales de bombeo esperados, podremos seleccionar con mayor acierto el número y características de los equipos de bombeo necesarios. Las dimensiones y condiciones hidráulicas de funcionamiento de estos equipos, condicionarán el diseño de la perforación, principalmente su diámetro. Una vez determinado el diámetro de la perforación, teniendo en cuenta la litología, podrá ser seleccionado el método constructivo o sistema de perforación.

En general, reducir el diámetro de la perforación, reducirá su coste de ejecución, lo que justifica la tendencia actual a realizar pozos de baja capacidad (*Low Capacity Wells*) que muestran mayor eficiencia. Avala esta tendencia la teoría analítica del flujo del agua subterránea a pozos, ya que mantiene que el caudal a un pozo es proporcional al logaritmo natural de su radio. De este modo duplicando el diámetro de un pozo, el rendimiento del mismo se incrementará sólo un 10 %.

En la eficiencia de un pozo de bombeo, otros factores de mayor relevancia que el propio diámetro son la técnica constructiva, el diseño de los filtros, los empaques de prefiltro, los sellos adecuados, la limpieza con válvula, el desarrollo por aire o con pistón, etc.

En la mayoría de actuaciones en los que se plantee la necesidad de control de nivel piezométrico con pozos profundos, existirán estructuras verticales de contención de suelos tales como muros pantallas, tablestacas y en general barreras impermeables al flujo horizontal, todo ello por la condición de seguridad inherente a la profundidad de la propia excavación. Esta circunstancia se acentúa especialmente en núcleos urbanos, donde la falta de espacio imposibilita excavaciones con taludes tendidos. Sirva como ejemplo la actuación mostrada en la Figura 3.17.



**Figura 3.17.-** Control de nivel freático con sistema de pozos profundos de baja capacidad. Valencia 2009 (Cortesía de FERRER, S.L.).

Cuando se den estas condiciones de contorno, es decir existencia de diafragma vertical de confinamiento, por defecto siempre será conveniente ejecutar los pozos de bombeo en el interior del diafragma de contención, lo que disminuirá los caudales del bombeos necesarios para lograr un mismo descenso de potencial hidráulico frente a la opción, siempre desaconsejable, de ubicar dichos pozos de bombeo fuera del diafragma. De igual modo, ubicar los pozos en el interior del recinto provocará un menor impacto sobre el acuífero, minimizando los riesgos sobre las edificaciones colindantes.

Con un adecuado diseño constructivo del propio pozo y de su distribución, podemos conseguir gradientes suaves y por tanto velocidades de flujo reducidas, con un caudal total elevado. Con carácter general podríamos afirmar que, un sistema de bombeo incrementa su efectividad y seguridad en la medida que aumenta el número de pozos de captación, confiando un menor caudal de bombeo en cada pozo, debiendo llegar a una solución de compromiso eficiente.

#### **3.4.1. Diseño y construcción de un pozo profundo**

En un sistema de bombeo a base de pozos profundos cada uno es entubado con una tubería definitiva de material plástico o de hierro, parte de la cual será ciega y parte será fisurada, siendo esta última la denominada zona de filtro que permitirá el paso del agua.

Si nos encontramos ante una geología de matriz granular fina o en presencia de limos o arcillas, la perforación deberá ser ejecutada con mayor diámetro que la tubería definitiva, con el fin de que este espacio anular resultante entre el terreno perforado y la tubería definitiva, sea colmado de árido graduado, lo que recibe el nombre de empaque de prefiltro. El objeto de esta empaquetadura de prefiltro es evitar el arrastre de arenas o finos en las operaciones de bombeo.

En los pozos destinados a control del agua subterránea, las bombas sumergibles suelen instalarse próximas a la cota de fondo del mismo, circunstancia que no se suele dar en los pozos profundos de captación para suministro urbano, agrícola o industrial.

En el tipo de pozo objeto de este trabajo, la profundidad viene relacionada esencialmente con la cota de máxima excavación a realizar y, si existe, con el diafragma vertical de contención de los suelos. Un caso singular, sería aquel en el que, subyacente a la cota de máxima excavación e incluso por debajo de la cota del pie del diafragma vertical, existe un acuífero confinado cuya piezometría deba ser controlada para evitar la rotura o levantamiento de fondo.

Cada uno de los pozos bombeados, provocará un cono de descenso, que a su vez interacciona con el resto, obteniendo el descenso requerido en el área de la zona de excavación.

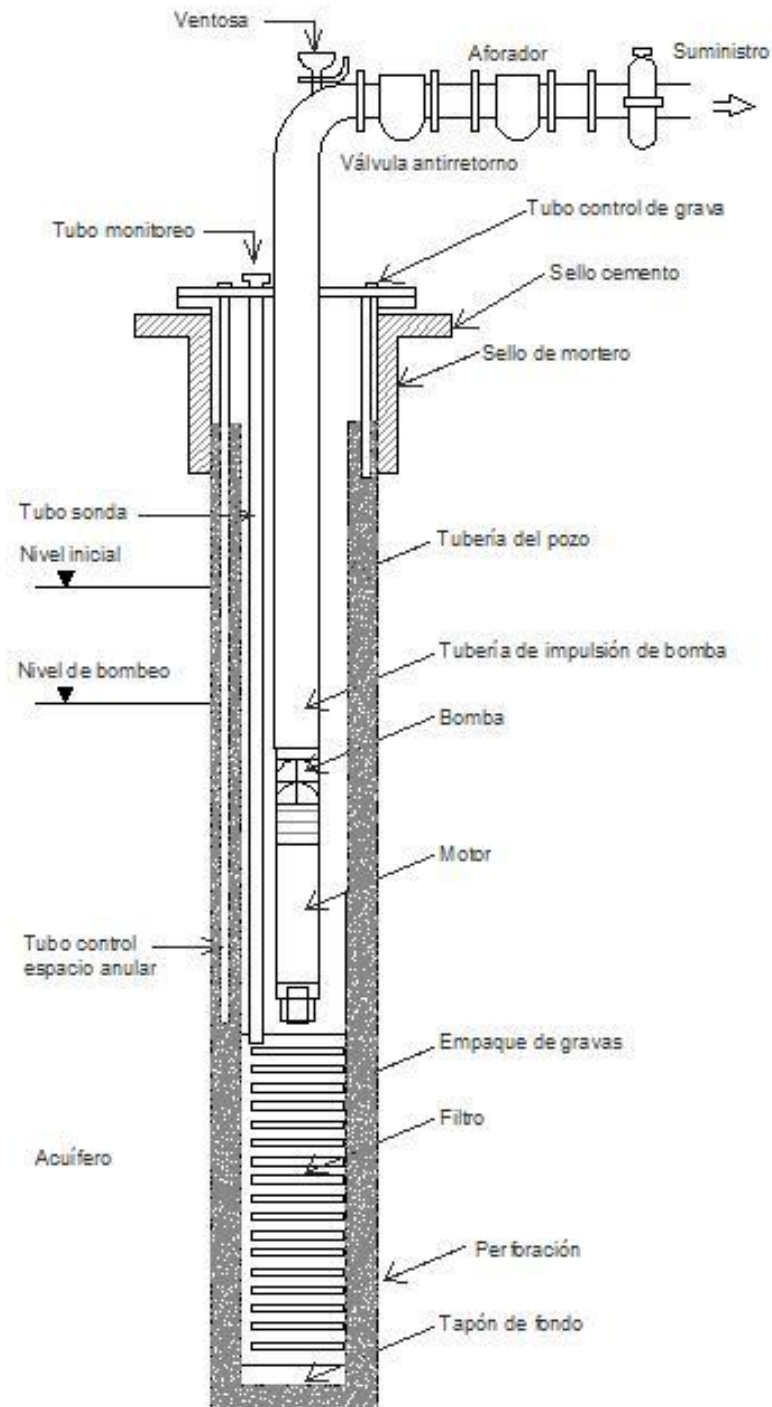
Los pozos destinados al control de nivel de agua subterránea, en su mayoría, presentan las siguientes características:

- Los diámetros de perforación habituales para este tipo de pozos, son de 250 mm a 450 mm, incluso de 600 mm. La experiencia recomienda estandarizar las dimensiones de perforación a 250 mm, para el caso de tuberías definitivas de 140 mm y de 300 mm para el caso de tuberías definitivas de 225 mm, óptimo incluso por el espacio anular resultante para, en su caso, colocación de árido graduado como empaque de prefiltro. La maquinaria necesaria para ejecutar perforaciones de las dimensiones sugeridas se encuadra entre las de medio tonelaje, lo que redundaría en la optimización de costes. Ejecutar perforaciones de diámetros mayores suele requerir el uso de maquinaria de mayor tonelaje (por ende mayor coste), no hallándose justificado en la mayoría de ocasiones, dados los caudales a bombear.
- Los diámetros de tuberías definitivas de los pozos de bombeo, sean de configuración ciega o de filtro, suelen hallarse en el entorno de 150 a 300 mm (la experiencia recomienda estandarizar las dimensiones a 140 mm y 225 mm, en función de los caudales de bombeo esperados). Habitualmente serán de material PVC y raramente serán de hierro, salvo por exigencias de diseño. Estos diámetros de tubería definitiva, permiten equipar el pozo con electrobombas sumergibles capaces de bombear caudales del entorno de 8 y 27 l/s respectivamente, a diferentes alturas, en función de la curva hidráulica de la bomba.
- En cuanto a las profundidades habituales, suelen plantearse necesidades de entre 10 y 30 metros, pudiendo llegar a los 80 metros, en casos excepcionales. Las mayores profundidades suelen ser requeridas en proyectos de entidad como soterramiento de estaciones y líneas de ferrocarril, generalmente en el interior de núcleo urbano.
- El suelo que habitualmente se encuentra en estas actuaciones se halla conformado por granular sedimentario, más o menos cementado. Rara vez se encuentra roca, calcarenitas o en general suelos densos cohesivos. En estos últimos supuestos puede ser evaluado el ahorro en la colocación de empaque de prefiltro.

Si comparamos el coste energético de un sistema de wellpoint multiestadio, con un sistema a base de pozos profundos, y siempre dentro de un marco en el que ambos sistemas sean viables, comprobaremos que son similares, por lo que en este supuesto, la determinación del tipo de sistema a utilizar vendrá definida generalmente por otros condicionantes, tales como facilidad de la excavación, la existencia de barreras, la disponibilidad de espacio exterior a la zona a excavar, entre otros.

A diferencia de los pozos destinados a captación de agua para suministro, cuyo diseño en general debió ser previsto para una mayor duración, los pozos de control temporal de agua subterránea pueden ser equipados con materiales más económicos, de igual eficacia pero menor durabilidad.

El diseño del pozo deberá ser planteado tras la evaluación analítica o numérica general del proyecto global, ya que dependerá del caudal a bombear para lograr el descenso deseado. Seguidamente se incluye un esquema genérico de un pozo de bombeo equipado (Figura 3.18).



**Figura 3.18.-** Esquema general de un pozo equipado con electrobomba sumergible (CIRIA R 137, 1995).

La determinación del número de pozos y su posición, nos permitirá estimar las características unitarias de cada pozo. En general, la profundidad de los pozos debe ser tal que, interactuando en su conjunto, sean capaces de ofrecer un rendimiento de extracción de caudal necesario para provocar el descenso requerido en el área de interés. La profundidad viene también condicionada por la necesaria penetración en el acuífero que permita liberar la presión intersticial de agua.

Como reglas generales se podría señalar las siguientes:

- Con acuíferos de gran potencia bajo la cota de máxima excavación, y ante ausencia de barreras impermeables al flujo horizontal, las perforaciones deberían alcanzar entre 1,5 y 2 veces la profundidad de la excavación. Si las perforaciones son de menor profundidad, deberá incrementarse su número, disminuyendo su espaciado. Con ello se pretende garantizar la estabilidad del fondo de la excavación, disponiendo de un margen de seguridad entre la cota de fondo de excavación y la cota del nivel dinámico permanente mantenido con los bombeos.
- Si el acuífero es de poco espesor, el filtro será limitado a esta zona, lo que además obligará a un mayor número de pozos. Deberá ser analizado el entorno geológico ya que en ocasiones este acuífero, aparentemente de poco espesor, se encuentra comunicado con otros.
- Si existe bajo la cota de máxima excavación un acuífero confinado inferior, deberá ser evaluada la necesidad o no de ejecución de otros pozos de mayor profundidad cuya única finalidad sea la de reducir el potencial que genere la subpresión, hasta garantizar la estabilidad de la base de la excavación. En la mayoría de casos, esta reducción de potencial no requiere alcanzar cotas inferiores a la de máxima excavación, por lo que deberán ser diseñados de modo que no provoquen surgencias en la excavación o recarga en los estratos superiores cuya desaturación les fue confiada a los pozos de bombeo de drenaje.

En cuanto al diámetro de los pozos, en general, vendrá condicionado por las dimensiones del equipo de bombeo sumergible con el que se equiparán, y con la necesidad o no del espacio anular para la colocación del empaque de prefiltro. La condición fundamental que determinará el diámetro de la tubería del pozo será el dimensionado de la bomba a instalar. La Tabla 3.1 incluye unas recomendaciones sobre los diámetros de perforación mínimo y sus correspondientes tuberías de filtro y tubería ciega óptima, en función del equipamiento para un bombeo dado.

Caudal máximo de bombas sumergibles (l/s)	Diámetro mínimo recomendado de tubería filtro (mm)	Diámetro mínimo recomendado de perforación (mm)
5	125-152	250-275
10	152-203	300-325
15	165-250	300-375
20	180-250	300-375
25	203-300	325-425
44	250-350	375-475

**Tabla 3.1.-** Recomendaciones de diámetro de tubería filtro y tubería ciega en función del equipo para bombear un caudal determinado (P.M. Cashman et al., 2001).

Los diámetros de perforación de la Tabla 3.1, han sido previstos con para colocar un prefiltro de 50 mm. Esos diámetros pueden ser reducidos dependiendo de la técnica de perforación utilizada ya que es habitual solicitar un dimensionado del prefiltro mayor de lo necesario para garantizar en toda su longitud la existencia del prefiltro. Con determinadas técnicas de perforación, queda garantizada la adecuada colocación del prefiltro, pudiendo reducir el espesor del empaque.

Es práctica habitual utilizar tuberías de PVC para este tipo de pozos, si bien, al menos deben ofrecer una resistencia a la presión de 8 a 10 atmósferas, para evitar que la tubería colapse durante el proceso de colocación del empaque, desarrollo o bombeo del pozo. Las tuberías metálicas, de mayor resistencia, no suelen ser utilizadas para este tipo de perforación por su mayor coste.

La empaquetadura de prefiltro, se materializa con el colmado de árido graduado del espacio anular resultante entre el diámetro perforado y la tubería de filtro definitiva. La cara exterior de esta empaquetadura estará en contacto directo con el terreno y la cara interior con la tubería filtro. Por ello, la graduación del árido del empaque vendrá condicionada y determinada por la curva de distribución de tamaños de partículas del suelo perforado, debiendo ser suficientemente grueso para permitir el paso de agua sin mayores pérdidas que las ofrecidas por el suelo natural y suficientemente pequeño para evitar que pase de forma continua el fino de dicho suelo.

Si erramos en la elección de la graduación del prefiltro por exceso, disminuiríamos las pérdidas de carga del agua en su entrada al pozo, pero incurriríamos en riesgo de no evitar los arrastres de finos. Por el contrario, si erramos por defecto, evitaremos en mayor medida los arrastres de finos, pero podríamos generar un exceso de pérdidas de carga al flujo en su acceso al pozo, reduciendo la eficiencia de la captación. Los pasos a seguir para el diseño de la empaquetadura de filtro pueden verse en Sterrett, R., (2007). La Tabla 3.2 recoge unos valores de referencia para determinación del calibre de los áridos de prefiltro en función del coeficiente de uniformidad de la muestra de suelo a filtrar.

Rango de $C_u$	Tamaño con respecto a $D_{50}$ de la muestra
Suelos de $C_u < 3$	$D_{50}$ filtro en rango de 4 a 5 veces $D_{50}$ suelo
Suelos de $C_u$ entre 4 y 6	$D_{50}$ filtro en rango de 4 a 6 veces $D_{50}$ suelo
Suelos de $C_u > 7$	$D_{50}$ filtro en rango de 8 veces $D_{50}$ suelo

**Tabla 3.2.-** Determinación de la graduación del árido del empaque de prefiltro.  
(J. Patrick Powers et al., 2007).

### 3.4.2. Métodos constructivos de pozos

Existe una variedad notable de técnicas de perforación, debido a que igualmente existe un gran rango de condiciones geológicas, desde rocas duras (por ej, granito, dolomías) a sedimentos no consolidados (por ej. arenas aluviales, gravas). Las técnicas habituales de perforación desarrolladas en una zona o región determinada, suelen ser las de mayor eficiencia en dicha zona, cuyo proceso de selección habría venido por la sanción de la práctica. No obstante se debe estar en continua expectación, y no relajarse ante esta generalización, ya que en ocasiones, los avances tecnológicos pueden sorprender con el desarrollo de nuevas tecnologías, tal como está ocurriendo con la metodología de perforación dual (O.D) o la perforación sónica (*sonic drilling*).

No existe una única técnica de perforación eficiente en todos los suelos y terrenos.

A continuación se comentan someramente, los métodos o técnicas de perforación habituales en la ejecución de pozos destinados al control de agua en obras de ingeniería.

- Perforación con inyección

Tiene su origen y fundamento en el desarrollo de los sistemas de hincado de los filtros autoinyectables del sistema de bombeo del tipo wellpoint, y consiste en el hincado de una tubería de revestimiento por la acción de su propio peso, suspendida del gancho de una grúa, al tiempo que por su interior y en cota de fondo, es inyectada agua a presión a través de una segunda tubería (Figura 3.19).



**Figura 3.19.-** Imagen de colocación de tubería para pozo de bombeo por inyección con tubería auxiliar interior (Cortesía de MORETRENCH).

Este método utiliza agua para realizar el barrido de recirculación, por lo que el procedimiento es muy limpio y deja la tubería exenta de residuo en su interior, no generando lodo de contacto entre esta y el terreno (*cake*) que reduzca la eficiencia del bombeo. En superficie se suelen producir inundaciones temporales de la zona de trabajo por el retorno del agua inyectada.

- Perforación con balde o cubo con barrena (*bucket auger*)

Consiste en perforar el suelo con un balde cilíndrico operado por el varillaje de la máquina perforadora. Su mayores desventajas son las limitaciones de profundidad (en el entorno de 30 metros) y en geologías formadas por sedimentos no consolidadas o pobremente cementadas.



En cuanto a sus ventajas, cabría destacar los diámetros alcanzables que, siendo el mínimo de 450 mm, serían habituales los de entre 600 mm y 900 mm, si bien es cierto que en general y en particular para el caso de pozos de drenaje, carece de sentido alcanzar dichos diámetros, pues los caudales esperados por punto de bombeo exigirán bombas cuyas dimensiones requerirán diámetros menores.



**Figura 3.20.-** Perforación con balde. (Powers et al. 2007).

- Perforación a rotación.

Estos sistemas utilizan fluidos de perforación tales como lodos, geles y similares en su barrido de extracción del residuo del pozo durante el proceso de avance. Dados los fundamentos en los que se basa esta técnica son efectivos en diámetros de pequeños a moderados (hasta 450 mm).

Las limitaciones en profundidad vendrán impuestas por las capacidades de las máquinas perforadoras y de sus equipos compresores auxiliares. En rotación convencional o directa (circulación directa), el fluido de perforación es bombeado por el interior del varillaje al fondo del pozo, saliendo por los orificios que al efecto tiene el elemento perforador en punta (martillo, tricono, trialeta), retornando a la superficie por el espacio anular resultante entre el varillaje y el suelo perforado. En el barrido generado desde el fondo, este fluido transporta el detritus a la superficie, permitiendo el avance de la perforación.

Utiliza como principio de avance, la aplicación de energía a la roca o suelo, haciendo rotar una herramienta al tiempo que la somete a un empuje, lo que dependerá de la capacidad de la máquina. También aparece como factor limitante la capacidad de bombeo de lodo, ya que en función del diámetro perforado, requerirá un caudal que garantice una velocidad ascensional del fluido que permita elevar el detritus de la perforación.

Es igualmente determinante la viscosidad del fluido de perforación, ya que también condiciona la capacidad de transporte del residuo, hallando en los biopolímeros el mejor compuesto para estos fines.

De forma orientativa, y ante el supuesto de utilizar aire para el barrido del detritus, cabría indicar que su velocidad ascensional no debiera ser inferior a 16 m/s, precisando de menor velocidad en la medida que aumente la viscosidad del fluido (agua, lodo, polímero).

En circulación inversa, como su propio nombre indica, el fluido circula en sentido contrario al método convencional. Es decir, el fluido de perforación entra en la perforación por el espacio anular entre el suelo perforado y junto con el detritus es elevado a superficie por el interior del varillaje hasta la balsa de lodos por succión (depresión) o por Air-Lift.

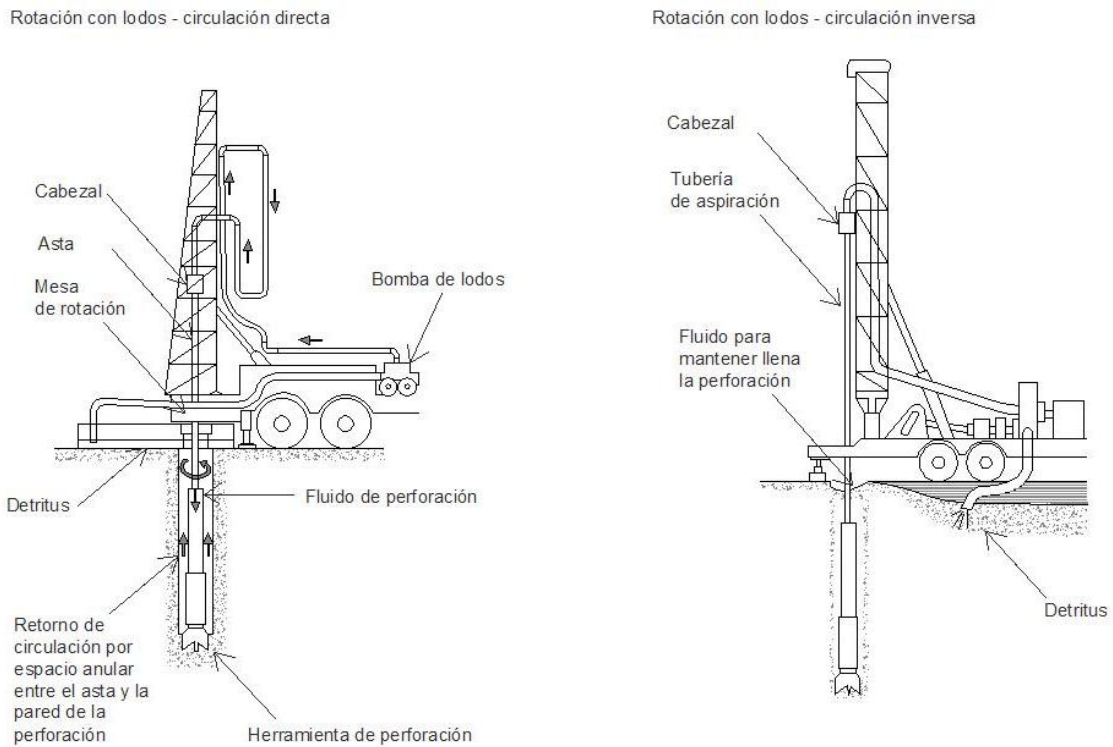
Una vez el lodo ha sido clarificado, retorna a la perforación por el espacio anular entre el varillaje y la perforación. Dado que la velocidad ascensional en el interior del varillaje es elevada, no precisa crear un fluido viscoso, por lo que presenta mayor eficiencia ante el posterior desarrollo del pozo.

Un diámetro habitual de trabajo de esta técnica es 600 mm, pudiendo ser mayor. En este método de perforación, la estabilidad de las paredes del suelo perforado es confiada al fluido de perforación, precisando un mínimo de 3 metros de columna desde la superficie del terreno de emplazamiento de la máquina hasta el nivel freático, por ello, el citado espacio anular debe siempre hallarse colmada hasta su coronación.

Ante suelos con alta conductividad hidráulica, debido a las pérdidas, puede ser necesario el uso de un fluido de perforación de alta viscosidad e incluso usos de aditivos para impermeabilizar las paredes de la perforación. En tal caso, al finalizar la perforación, deberá ser desarrollada de forma exhaustiva.

En cualquier caso, dados los costes y dificultades técnicas asociadas, estas técnicas de perforación no suelen ser utilizadas para ejecutar pozos destinados al control de aguas subterráneas.

La Figura 3.21 muestra los esquemas mecánicos de los sistemas de perforación con lodos a rotación por circulación directa (Izda) y circulación inversa (Drcha).

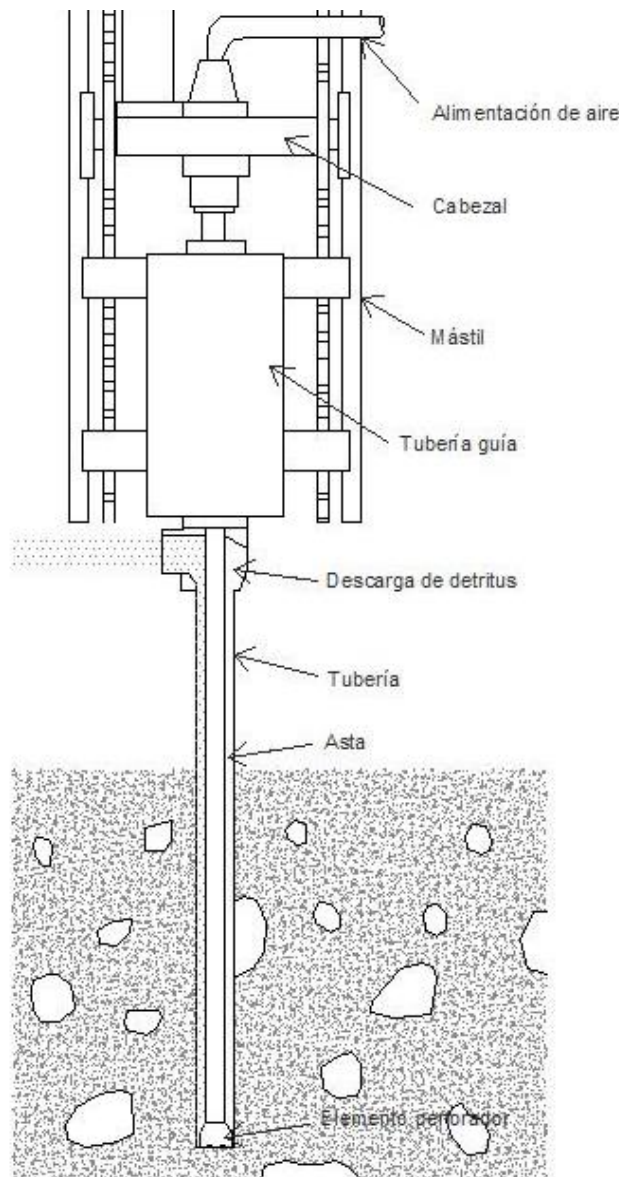


**Figura 3.21.-** Esquemas de perforación a rotación. Circulación convencional o directa (Izda). Circulación inversa (Dcha).

- Perforación con avance simultáneo de tubería auxiliar de revestimiento.

Dada la eficiencia demostrada de esta técnica en la ejecución de pozos para drenaje, será desarrollada con detalle. La técnica de perforación duplex o dual (también identificada como OD, ODEX, SIMPLEX, en función de los detalles constructivos de sus elementos), implica el uso de una tubería exterior de revestimiento, generalmente roscada, y un varillaje o asta de perforación que actúan simultáneamente en el avance de la perforación.

Esta actuación puede ser solidaria, cuando la máquina perforadora dispone de un único cabezal que acciona ambos elementos o independiente en un rango de oscilación dado, cuando la máquina perforadora dispone de dos cabezales (Figura 3.22), uno inferior que actúa sobre la tubería de revestimiento y otro cabezal superior que actúa sobre el asta o varillaje.



**Figura 3.22.-** Esquemas de Perforación Dual (OD, ODEX, DUPLEX (Cortesía de ATLAS MANUFACTURING).

Esta técnica de perforación es por su rendimiento, altamente eficiente en costes hasta diámetros de perforación de 300 mm y del entorno de 50 metros de profundidad, dada la maquinaria necesaria. En este orden de potencia y capacidad de maquinaria, pueden ser alcanzadas mayores profundidades, reduciendo el diámetro. Con este diámetro de perforación, resulta un espacio anular suficiente para colocar empaque de árido de prefiltro si fuera necesario, e instalar tubería definitiva de diámetro 225 mm, suficientes para equipar el pozo con bombas sumergibles de capacidad de hasta 30 l/s.

La práctica totalidad de actuaciones de control de nivel freático, a base de pozos profundos, requieren dimensionado de pozos y caudales de bombeos menores a los valores indicados, principalmente si se encuentran acompañados de otras medidas de control de flujo, como suelen ser muros pantallas, tablestacas, muros bentoníticos y en general, barreras impermeables a la componente horizontal del flujo. Por ello, para cada caso debe ser analizado el diseño específico de la red de bombeos, en función de la obra a realizar y de las características hidrogeológicas del terreno, lo que determinará la eficiencia y sostenibilidad de dicha red de control.

La práctica demuestra que, con buena praxis tanto en diseño como en ejecución, pueden ser logrados los objetivos de control de nivel freático, bastando perforaciones de diámetro 250 mm, con empaque de prefiltro y tuberías definitivas de 140 mm, que permiten ser equipados con bombas sumergibles de capacidad nominal unitaria del entorno a 7 l/s.

Los pozos ejecutados con este método de perforación, presentan una elevada eficiencia y rendimiento de captación, hallando su justificación en la esencia de la técnica utilizada y que confía la estabilidad del suelo perforado a la tubería auxiliar de revestimiento (Figura 3.23). De este modo, evita el uso de lodos de perforación para preservar dicha estabilidad, cuya actuación invasiva al terreno, reducía la conductividad hidráulica natural del suelo. Este aspecto es de especial relevancia cuando los suelos perforados cuyos estratos deben ser bombeados son de baja conductividad hidráulica (arenas limosas, arcillas limosas, limos).



**Figura 3.23.-** Izda Máquina perforadora sistema OD. Drcha. Cabezal OD de acción dual (Cortesía de FERRER, S.L.).



Cuando los caudales de bombeo esperados en cada pozo, se encuentran en el entorno de 5 l/s, son conocidos como pozos de baja capacidad (*Low Capacity Wells*).

Las Figuras 3.24 y 3.25 se corresponden con ejemplos de redes de control de nivel freático resueltas a base de pozos ejecutados con esta técnica.



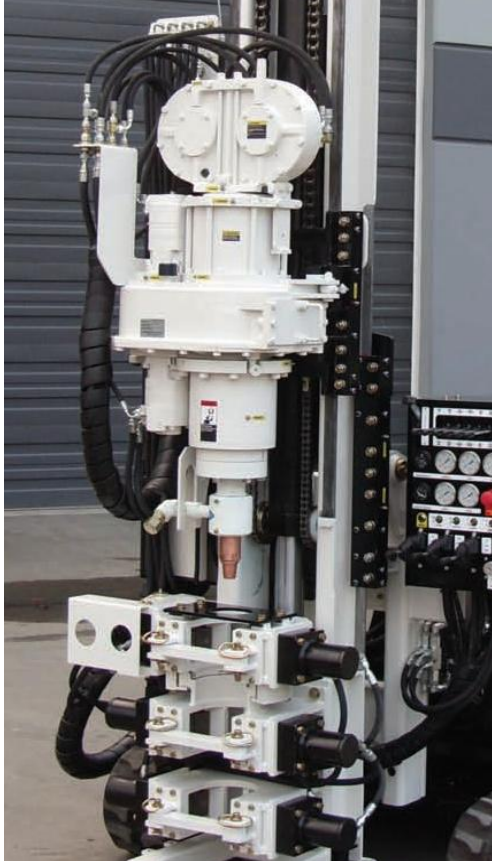
**Figura 3.24.-** Red de control con pozos de baja capacidad—Universidad Politécnica de Valencia—  
(Cortesía de FERRER, S.L.).



**Figura 3.25.-** Red de control con pozos de baja capacidad—Línea Férrea (FGV) Alboraya—  
(Cortesía de FERRER, S.L.).

- Perforación Sónica.

Esta técnica de perforación es la más reciente y por tanto más desconocida. Fue desarrollada en el ámbito del sondeo de reconocimiento de suelos, siendo su objetivo y fin obtener muestras con el mayor grado posible de inalterabilidad, extremo que sí ha conseguido, frente al resto de técnicas tradicionalmente extendidas.



**Figura 3.26.-** Cabezal para perforación sónica (Cortesía de SONIC DRILL CORPORATION).

Un cabezal hidráulico (Figura 3.26), desplazable sobre la torre de la máquina perforadora, combina presión descendente sobre el asta de perforación, al tiempo que le somete a impactos-vibratorios en alta frecuencia (entre 50 y 180 ciclos por segundo), lo que le confiere un rápido avance e incluso le permite atravesar suelos inapropiados con relativa facilidad.

Generalmente utiliza un sistema de doble tubería, y no utiliza lodos de perforación. Perfora con relativa facilidad todo tipo de suelos, siendo su mayor limitación el diámetro perforado y profundidad alcanzable. Su mayor ventaja, sin duda, la rapidez al avance de la perforación.

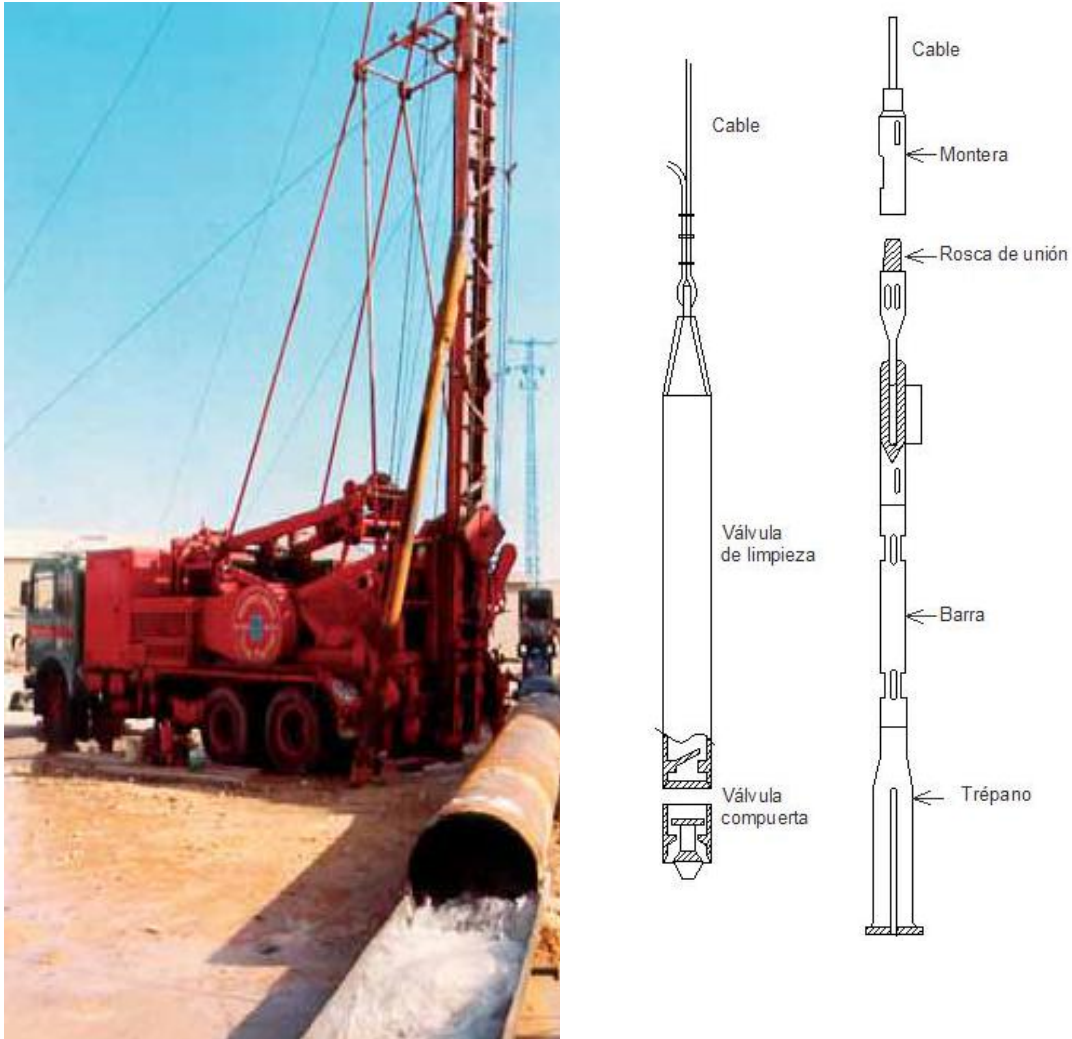
Actualmente no es un sistema utilizado para pozos de bombeo, pues se limita a diámetros menores, más propios de geotecnia (inferiores a 120 mm), si bien con el desarrollo de esta tecnología, con seguridad alcanzarán diámetros competitivos para esta área de aplicación.

- Perforación a percusión o cable.

El principio de perforación con máquina a percusión por cable (Figura 3.27 – Dcha.), es el fragmentado del suelo, mediante el golpeo de una pesada herramienta de corte denominada trépano (Figura 3.27 – Izda.), suspendida de un cable de acero trenzado, con una frecuencia de golpeo del entorno de 40 a 50 impactos por minuto, en función de los parámetros del suelo a perforar.

Este cable se encuentra constituido por una serie de mallas de hilo de acero no-preformado sometido a torsión a izquierda, lo que se traduce en cada impacto y debido al avance de la perforación, en un giro parcial en sentido derecha, con su correspondiente elongación, con tendencia al apriete de las roscas del conjunto perforador.

Cuando la tensión del cable vence el par de giro a que es sometido en su elongación, súbitamente se produce un giro de este a izquierdas, recuperando su posición inicial y da comienzo un nuevo ciclo. El operador de máquina, en ese momento, permitirá o no la entrega de cable en función del avance real ejecutado por el trépano, siendo 150 mm de elevación, un valor promedio de liberación al par de giro. La estabilidad de los suelos perforados se le confía al uso de tuberías auxiliares hincadas por golpeo, no usando lodos de perforación.



**Figura 3.27.-** Izda. Máquina de perforación a percusión por cable. Dcha. Esquema de válvula de limpieza y de trépano (Cortesía de FERRER, S.L.).

Este sistema de perforación, dado sus fundamentos, tiene un lento avance de penetración, frente al resto de sistema, lo que lo sitúa en desventaja competitiva en costes y plazos de ejecución. Su mayor ventaja se encuentra en los diámetros de perforación, siendo los habituales entre 500 y 700 mm, así como su versatilidad ante la variabilidad de suelos, incluso estratificados. No es habitual utilizar esta técnica de perforación en la ejecución de pozos de control de nivel freático en obras de ingeniería, excepto si es planteado un ensayo de bombeo, donde sí converge la necesidad de diámetros mayores (para alojar equipos de bombeos de caudales elevados) con la exigencia de inalterabilidad de suelo cuyos parámetros hidrogeológicos naturales se desean conocer.

Podríamos resumir indicando que la mejor selección, de mayor eficiencia y más efectivo método de perforación requiere un entendimiento de las condiciones geológicas de la formación y de las limitaciones físicas de los distintos métodos de perforación.

Formación	Percusión (A cable)	Rotación (Con lodos)	Dual o OD (Con martillo)
Arenas y gravas	4	5	6
Arcillas y limos	4	5	4
Arenisca cementada	3	4	4
Basaltos granitos	3	3	N.R.
Basaltos fracturados	3	1	N.R.
Areniscas con cavernas	3	3 a 1	N.R.

**Tabla 3.3.-** Rendimientos de avance relativos en diferentes métodos de perforación en varios tipos de geología. Extracto basado en (*Sterrett, R., 2007*).

Donde N.R es No Recomendado, 1 es imposible, 2 es dificultoso, 3 es lento, 4 es medio, 5 es rápido y 6 es muy rápido.

### 3.5. Bombeo combinando sistemas de pozos profundos y wellpoint

En general, han de ser evaluados los distintos métodos de bombeo, analizando costes y aspectos técnicos, si bien, los sistemas de bombeo asistidos por vacío wellpoint, no serán los más apropiados si nos hallamos ante las siguientes situaciones:

- Excavaciones en la que existan barreras impermeables al flujo horizontal, cuyo diafragma confine la actuación en todos sus lindes, tales como muros pantalla, muros bentoníticos, tablestacas o similares.
- Excavaciones de gran tamaño o que las cotas en profundidad requieran de descensos de nivel de agua superiores a 7 u 8 metros.
- Excavaciones en las que exista un acuífero confinado bajo la excavación y cuyo potencial no neutralizado, pudiera reducir la estabilidad de la formación a ese nivel.
- Cuando la conductividades hidráulicas de los suelos sean de orden superior  $5 \times 10^{-4}$  m/s.

En ocasiones, pueden ser plantados sistemas de bombeo combinados, por ejemplo cuando nos encontramos ante un planteamiento en el que se den condiciones parciales de las anteriormente relacionadas. Este es el caso mostrado en la Figura 3.28, resuelto a base de un sistema de control de nivel freático combinado, entre un sistema de wellpoint doble estadio, en los lindes en los que no existe barrera impermeable al flujo horizontal (sólo en una de sus fachadas) y un sistema de bombeo a base de pozos profundos de baja capacidad, en los lindes en los que existía una barrera impermeable al flujo horizontal del tipo tablestaca en dos fachadas y muro pantalla en la restante.





**Figura 3.28.-** Control de nivel freático con sistema combinado, wellpoint doble estadio y pozos profundos.(Cortesía de FERRER, S.L.).

### 3.6. Retorno al acuífero del agua bombeada

El agua bombeada por un sistema de control de nivel freático, durante el periodo necesario para la ejecución de una obra, en la mayoría de ocasiones es vertida a la red de saneamiento público, principalmente cuando la actuación se produce en núcleos urbanos. Bien es cierto que desde los organismos públicos, ya están siendo introducidas medidas de control, como son la exigencia de instalación de decantadores para el agua bombeada previo a su vertido a la red de alcantarillado.

En muchas ocasiones la red de saneamiento conduce las aguas, junto con las residuales y pluviales, a las estaciones depuradoras municipales. Esta agua, bien por su calidad y/o por su cantidad, puede alterar el proceso de depuración y es por ello por lo que la tendencia debe ser la de buscar soluciones alternativas a dicho vertido.

Los organismos públicos responsables de la gestión y control de las aguas residuales en los núcleos urbanos, por ejemplo Ciclo Integral del Agua, para el caso de la población de Valencia, imponen un canon por el caudal vertido al alcantarillado, con el que atender los sobrecostes generados por el incremento de caudal recibido en sus colectores. En la actualidad la cuota que aplica el Ciclo Integral del Agua es de 0,264723 €/m<sup>3</sup>.

Este organismo público evalúa el canon final a partir de la potencia de bombeo instalado en obra y no por el caudal realmente vertido, por medio de la expresión:

$$Q = \frac{P \times \eta \times 3600 \times 0,736}{9,81 \times H} \times (3 \% \text{ uso})$$

donde  $Q$  es el caudal ( $\text{m}^3/\text{h}$ ),  $P$  es la potencia de las bombas instaladas (CV),  $\eta$  es el rendimiento de la instalación en tanto por uno (normalmente 0,65) y  $H$  es la altura manométrica (m). El hecho de evaluar el canon en función de la potencia instalada y no del caudal realmente vertido, justifica el factor corrector del 3 % sobre el valor resultante, para evitar desacuerdos entre el organismo y el contribuyente.

En función de la entidad de la obra y duración de la misma, este canon promueve el estudio de soluciones alternativas al simple vertido a la red pública y su respectivo canon. Sin duda, la solución óptima pasaría por devolver al acuífero el agua bombeada durante la ejecución de la obra, por medio de pozos de recarga o inyección, con el debido control y seguimiento de calidad de dicha agua, evaluando en cada caso la posible contaminación en formaciones estratificadas.

Otra posible solución sería la de conducir el agua hasta unas balsas de infiltración, retornando al agua al acuífero, si bien rara vez este supuesto será posible, dada la habitual falta de espacio junto a la zona de ejecución de la obra. Otras alternativas pudieran ser verter a redes no conectadas a depuradoras, canales de riego, ramblas, ríos o directamente al mar, todo ello controlando los estándares de calidad mínimos de vertido, según sea su destino.

## Capítulo 4

# La modelación matemática en Hidrogeología aplicada en obras de ingeniería civil

### 4.1. Introducción

Un modelo es una herramienta diseñada para representar de forma simplificada un sistema real. Un sistema en Hidrogeología, se encuentra integrado por *entradas* (flujo subsuperficial y recarga natural), salidas (flujo subsuperficial, manantiales y en general descargas), parámetros (describen los componentes geométricos y físicos del sistema como almacenamiento, conductividad hidráulica, porosidad), variables de control (acciones externas como bombeos, inyección, recarga artificial) y variables de estado (aquellas que describen la situación del sistema en un instante dado como altura piezométrica, presión, temperatura).

En los últimos años, la mayoría de proyectos relacionados con la explotación, protección o remediación de acuíferos, han supuesto la realización de modelos de aguas subterráneas, generalmente a gran escala. El objetivo de este trabajo es aproximar la práctica de la modelación matemática al control del agua subterránea en la ingeniería civil, en donde salvo excepciones, el planteamiento se concentra en una parte del acuífero, a menudo pequeña, lo que exige mayor precisión debido al factor de escala.

Los modelos se diseñan en base a asunciones y aproximaciones, que sumadas a las de los modeladores, hace que toda interpretación realizada con él vaya acompañada de una incertidumbre que debe ser considerada inherente a todo proceso de modelación.

Una forma de reducir esta incertidumbre es el mejor conocimiento posible del entorno en el que se desarrollará el proyecto, por lo que será de máximo interés llevar a cabo cuantas visitas de campo sean necesarias, para analizar los posibles riesgos tales como la existencia de construcciones colindantes, vías de acceso, vías de evacuación, puntos de vertido de las aguas bombeadas, etc.

En este capítulo se presentan los parámetros esenciales necesarios para llevar a cabo la modelación matemática, así como las funciones básicas de cálculo de flujo radial en medios porosos. Se incluye una metodología práctica para la resolución de problemas de hidrogeología aplicada en obras de ingeniería civil y edificación.

## 4.2. Parámetros de entrada del modelo

Los parámetros de entrada del modelo son los valores de los datos que debemos conocer y que describen la geometría de la zona de estudio y sus características físicas. Estos datos pueden ser obtenidos mediante medición directa, ensayos, aproximaciones o estimaciones. Los parámetros más significativos al efecto del presente trabajo son la conductividad hidráulica, el coeficiente de almacenamiento, la potencia del acuífero, el radio de influencia de un bombeo unitario, el radio de equivalencia en el supuesto de que existan varios bombeos simultáneos y el radio de influencia del conjunto.

### 4.2.1. Conductividad hidráulica

Sin duda, en el ámbito objeto de este trabajo, un ensayo de bombeo es la prueba de mayor eficacia para aproximar los valores de la transmisividad  $T$  de un acuífero y a partir de dicho valor y teniendo en cuenta la potencia del acuífero, estimar la conductividad hidráulica  $k$ . En la actualidad este tipo de ensayo no suele ser realizado, excepto en aquellas actuaciones que por su entidad, justifique su coste, como puede ser en obras lineales enterradas de ferrocarril o carreteras. Es por ello por lo que en la mayoría de ocasiones, este parámetro debe ser estimado tomando valores teóricos tabulados de suelos homogéneos, a partir de su identificación en el informe geotécnico realizado sobre la parcela objeto de actuación. Este tipo de información se encuentra ampliamente difundida en la literatura especializada, por ejemplo la incluida en la Tabla 4.1.

TIPO DE SUELO	K (m/s)
Grava mal graduada (GP)	$\geq 10^{-2}$
Grava uniforme (GP)	$0,2 \times 10^{-2} : 1 \times 10^{-2}$
Grava bien graduada (GW)	$0,05 \times 10^{-2} : 0,3 \times 10^{-2}$
Arenas uniformes (SP)	$5 \times 10^{-5} : 0,2 \times 10^{-2}$
Arenas bien graduadas (SW)	$10^{-5} : 0,1 \times 10^{-2}$
Arena limosa (SM)	$10^{-5} : 5 \times 10^{-5}$
Arena Arcillosa (SC)	$10^{-6} : 10^{-5}$
Limo de baja plasticidad (ML)	$5 \times 10^{-7} : 10^{-6}$
Arcillas de baja plasticidad (CL)	$10^{-10} : 10^{-7}$

**Tabla 4.1:** Valores orientativos de conductividad hidráulica (Gonzalez, L., 2006).

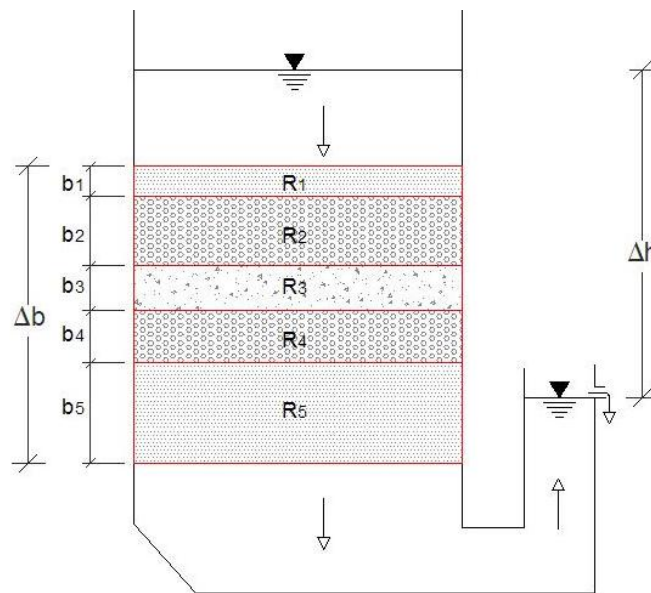
Se puede comprobar el elevado grado de incertidumbre que es admitido para un mismo tipo de suelo, que incluso alcanza a varios órdenes de magnitud. Al calcular un caudal con Ley de Darcy, dicha incertidumbre se traslada a éste pudiendo realizar estimaciones muy bajas o desproporcionadas. Si nos encontramos ante un suelo granular, es decir, de comportamiento no plástico y con un porcentaje de finos inferior al 10 %, es posible aplicar métodos gráficos o expresiones empíricas, tales como las desarrolladas por Prugg, Kozeny, Breyev o Hazen, respectivamente. Para ello precisaremos conocer las curvas granulométricas por tamizado, de donde extraeremos los valores representativos necesarios para aplicar dicha formulación. En cualquier caso, cabe destacar que el valor obtenido se corresponderá con una muestra tomada en una cota dada de un sondeo dado y no con el suelo global en su zona de interés. Un mayor número de muestras nos ofrecerá un mayor conocimiento de la distribución del suelo y una mejor aproximación, teniendo siempre presente la variabilidad y la sensibilidad de este parámetro.

En ocasiones, los informes geotécnicos incluyen ensayos de permeabilidad del tipo Lefranc o Slug Test. La experiencia demuestra que, a los efectos del presente trabajo, estos valores no son valores representativos, con variabilidad muy marcada y en general de orden u órdenes de magnitud inferiores a los que realmente presenta el suelo real, lo que generalmente puede ser contrastado por los caudales bombeados durante la ejecución del proyecto.

Otro factor a tener en cuenta es la anisotropía que generalmente presenta el flujo del agua subterránea en un medio poroso natural, es decir, la relación entre la componente vertical y la horizontal del flujo y que por consiguiente viene relacionada con la respectiva conductividad hidráulica horizontal y vertical. Se suele admitir una relación entre ambas de entre el 10 % para el caso de finos y el 25 %, para las arenas o gravas siendo la componente vertical la de menor valor.

Otros factores a considerar, que pueden corregir en su ajuste los valores de conductividad hidráulica obtenidos son el porcentaje de finos, la densidad y la graduación que puede ser analizada a partir de su coeficiente de uniformidad. Un suelo bien graduado y denso, tendrá una menor permeabilidad que uno pobremente graduado y suelto. Cuando nos encontramos ante un suelo estratificado, es decir, con varias unidades litológicas, existirán valores característicos de conductividad hidráulica distintos asociados a cada unidad. Si deseamos plantear una simplificación del sistema a una única unidad litológica, debemos obtener los valores equivalentes de la conductividad hidráulica horizontal y vertical.

Si analizamos el flujo en dirección vertical, y por tanto perpendicular a los planos estratigráficos, resulta el esquema mostrado en la Figura 4.1.



**Figura 4.1.-** Flujo en sentido perpendicular a los estratos de un suelo (E. Custodio y M.R. Llamas, 2001).

La figura anterior representa un depósito que contiene suelo estratificado  $R_1, R_2, R_3, R_4$  y  $R_5$ , de distinta potencia  $b_1, b_2, b_3, b_4$  y  $b_5$ , cuyo sumatorio es  $\Delta b$ , y distinta conductividad hidráulica en cada estrato. Si hacemos pasar flujo de agua a su través, en sentido descendente y perpendicular a los planos de estratificación, se producirá una pérdida de carga, que se traducirá en una variación de la altura hidráulica, identificada en la figura como  $\Delta h$ .

La pérdida de carga  $\Delta h$  es la suma de las pérdidas de carga en cada nivel de espesor  $b_i$  y permeabilidad  $k_i$ , circulando por ellos la misma cantidad de agua  $q$ , por unidad de sección:

$$q = k_v \frac{\Delta h}{L} = k_i \frac{\Delta h_i}{b_i}$$

$$\Delta h_i = \frac{k_v}{k_i} \Delta h \frac{b_i}{L}$$

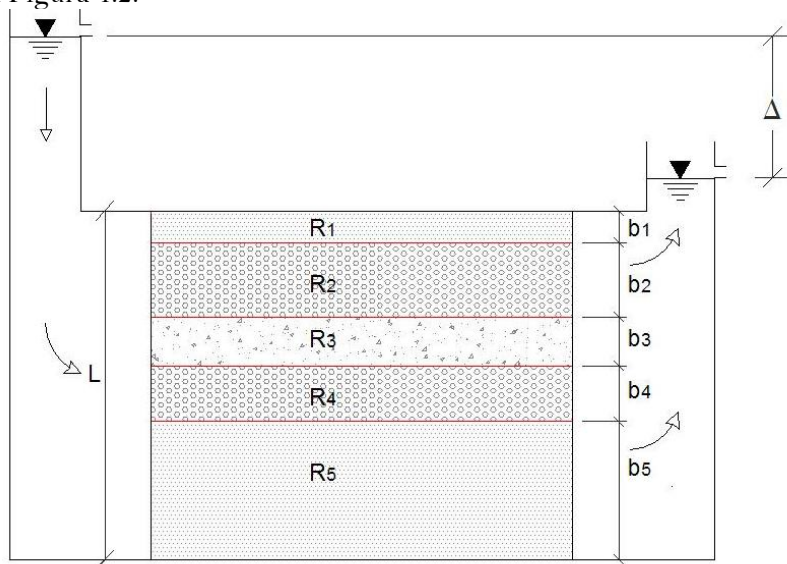
$$\sum \Delta h_i = \Delta h = k_v \frac{\Delta h}{L} \sum \frac{b_i}{k_i}$$

De donde

$$\frac{1}{k_v} = \frac{1}{L} \sum \frac{b_i}{k_i}$$

Siendo  $k_v$  la conductividad hidráulica equivalente perpendicular a la dirección de estratificación.

De forma similar, se puede definir una conductividad hidráulica equivalente paralela a la estratificación  $k_h$  cuando el flujo es también paralelo a la misma. Este esquema de flujo se muestra en la Figura 4.2.



**Figura 4.2.-** Flujo en sentido paralelo a los estratos de un suelo (E. Custodio y M.R. Llamas, 2001).

La figura anterior representa un depósito, que contiene suelo estratificado  $R_1, R_2, R_3, R_4$  y  $R_5$ , de distinta potencia  $b_1, b_2, b_3, b_4$  y  $b_5$ , cuyo sumatorio es  $L$  y distinta conductividad hidráulica en cada uno de sus estratos. Si hacemos pasar flujo de agua a su través, en sentido horizontal y paralelo a los planos de estratificación, se producirá una pérdida de carga, que se manifestará en una variación de la altura hidráulica, identificada en la figura como  $\Delta h$ . La cantidad de agua  $q$  por unidad de sección es:

$$q = Lk_h \frac{\Delta h}{l}$$

y para cada estrato

$$q_i = b_i k_i \frac{\Delta h}{l}$$

dado que

$$q = \sum q_i$$

$$Lk_h \frac{\Delta h}{l} = \frac{\Delta h}{l} \sum b_i k_i$$

donde  $l$  es la longitud del medio permeable y por tanto

$$k_h = \frac{1}{L} \sum b_i k_i$$

siendo  $k_h$  la conductividad hidráulica equivalente paralela a la dirección de estratificación.

#### 4.2.2. Parámetros de almacenamiento

Estos parámetros, en la mayoría de ocasiones y los efectos de este trabajo, son de escasa relevancia dentro del cálculo del sistema de bombeo adecuado para el control del agua subterránea, dado que participa únicamente durante el periodo de bombeo en el que el comportamiento del sistema es variable. Este periodo, que puede oscilar entre horas y días, no suele ser considerado frente a la duración del periodo de bombeo que habitualmente se extenderá de meses a años, en función de la envergadura de la obra. Ello justifica que, en sentido práctico y en la mayoría de las ocasiones, las obras son analizadas en régimen permanente.

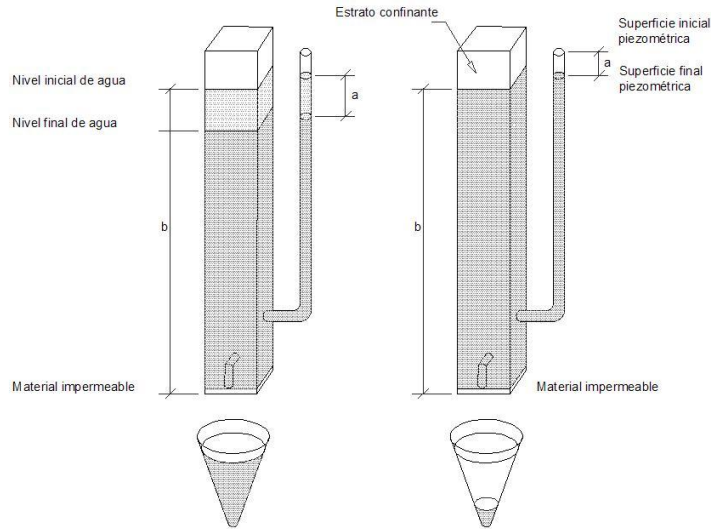
Cuando nos encontramos en un acuífero libre, el valor del coeficiente de almacenamiento específico y de la porosidad efectiva coincide y se corresponde con el agua que es liberada por la sola acción de la gravedad de una unidad de volumen de suelo, en términos de volumen porcentual. En cualquier caso y por ser un parámetro que en ocasiones sí es de interés conocer, facilitamos valores orientativos en la Tabla 4.2, aproximando un rango característico en función del tipo de suelo.

Suelo	Coefficiente de Almacenamiento específico
Arcilla	1% - 10%
Arena	10% - 30%
Grava	15% - 30%
Arena y Grava	15% - 25%
Arenisca	5% - 15%
Pizarra	0,5% - 5%
Caliza	0,5% - 5%

**Tabla 4.2:** Valores orientativos del coeficiente de almacenamiento (Sterrett, R., 2007)

Cuando nos encontramos ante un acuífero confinado, el coeficiente de almacenamiento tiene un rango de magnitud muy inferior, oscilando, igualmente en términos de volumen porcentual, entre  $10^{-5}$  y  $10^{-3}$ .

La Figura 4.3 ilustra la diferencia de agua liberada desde el almacenamiento de un acuífero, ante un mismo descenso de potencial hidráulico mucho mayor para una unidad de volumen de suelo en un acuífero libre frente a esa misma unidad de suelo en un acuífero confinado.



**Figura 4.3.-** Agua liberada del almacenamiento para un descenso de potencial hidráulico “a”.  
 Izda, En acuífero libre. Dcha. En acuífero confinado.  
 (Sterrett, R., 2007).

**4.2.3. Radio de influencia**

El radio de influencia es un concepto admitido por convenio matemático, que posibilita la resolución de la ecuación de flujo a partir de una fuente radial infinita. Para obtener su valor, podemos admitir valores orientativos, tales como las propuestos en la Tabla 4.3.

Tipo de material permeable	Forma de funcionamiento del acuífero	Valores posibles de radios de influencia
KARSTICO	LIBRE	700 m – 1.000 m
	SEMICONFINADO	1.000 m – 1.500 m
	CONFINADO	1.500 m – 2.000 m
POROSO INTERGRANULAR	LIBRE	400 m – 700 m
	SEMICONFINADO	700 m – 900 m
	CONFINADO	900 m – 1.200 m
KARSTICO Y POROS	LIBRE	500 m – 1.000 m

**Tabla 4.3 –** Estimación de Radios de Influencia (Villanueva, M. y Iglesias, A., 1984).

También se puede recurrir a expresiones empíricas, tales como la desarrollada por Sichart y Kryieleis

$$R_0 = 3000 \sqrt{(H - h)K}$$

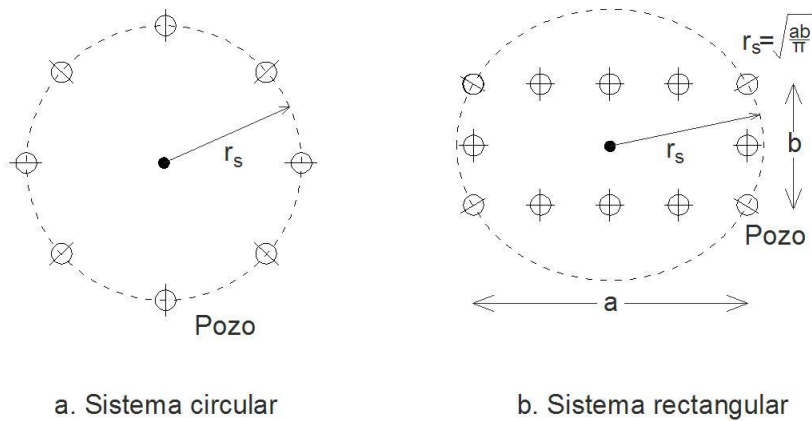
donde  $R_0$  es el radio de influencia en metros,  $H$  es el potencial hidráulico del acuífero previo al bombeo,  $h$  es el potencial hidráulico en el pozo de bombeo activo, ambos expresados en pies, y  $K$  es la conductividad hidráulica, expresada en metros por segundo.



El radio de influencia es independiente del descenso en el pozo y está relacionado con el tiempo de bombeo, sin embargo, estas consideraciones no son tenidas en cuenta en la anterior expresión. A pesar de ello, dicha expresión ofrece resultados razonables. En cualquier caso, dado que el radio de influencia aparece en función logarítmica dentro de las expresiones de evaluación del cálculo de caudales de fuentes circulares (caso de un pozo de bombeo), no es necesaria una significativa precisión.

#### 4.2.4. Radio equivalente

En los sistemas de control de agua subterránea aplicados a obras de ingeniería, más allá de las que pueden ser resueltas mediante bombeos someros, suelen ser instalados una serie de pozos profundos, dispuestos en formación de anillo alrededor de la parcela objeto de actuación. Por ello resulta de interés conocer el efecto que tendrá el bombeo total a partir de esa matriz de pozos discretos. Un posible análisis de este escenario puede ser planteado a partir de la obtención del radio equivalente ( $r_s$ ), es decir, reemplazar el conjunto de pozos discretos por un gran pozo teórico, cuyo caudal sea equivalente a la acción conjunta de todos ellos. Sobre este pozo de radio teórico  $r_s$  será posible la aplicación de la teoría de flujo radial. La Figura 4.4 muestra la distribución de pozos discretos en el perímetro de dos escenarios que pueden presentarse en obras de forma habitual, así como la estimación de su radio equivalente.



**Figura 4.4.** – Aproximación de radio equivalente ( $r_s$ ).  
 a) Sistemas circulares: b) Sistemas rectangulares.  
 (J. Patrick Powers et al, 2007).

Esta aproximación reproduce mejor la realidad en escenarios en los que los pozos discretos se encuentran localizados según una distribución circular (Figura 4.4.a.). En los sistemas rectangulares, una aproximación al radio equivalente sería:

$$r_s = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$$

Algunos analistas, para la obtención del radio equivalente de un sistema rectangular, prefieren el uso de la expresión

$$r_s = \frac{a+b}{\pi}$$

Esta aproximación será razonable en la medida en que los pozos se encuentren relativamente próximos entre ellos. Si los pozos se encuentran muy espaciados, el caudal real bombeado en ellos será superior al resultante de la evaluación del pozo equivalente.

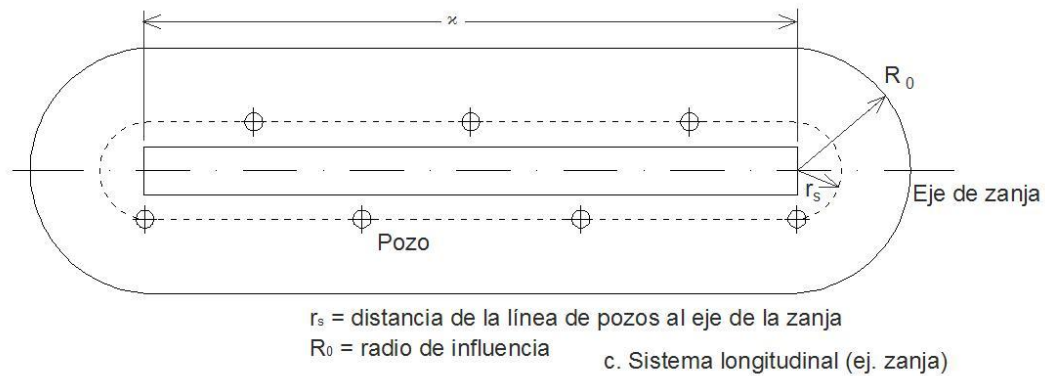
Si nos encontramos ante un sistema de pozos dispuestos en sentido longitudinal o alargado, de tal suerte que la relación  $a/b$  es notable, tal como muestra la Figura 4.5, puede ser aplicado un modelo analítico combinado para la evaluación de caudal. Dicho modelo para acuífero confinado es

$$Q = \frac{2\pi KB(H-h)}{\ln R_0/r_s} + 2 \left[ \frac{xKB(H-h)}{L} \right]$$

y para acuífero libre tenemos

$$Q = \frac{\pi K(H^2 - h^2)}{\ln R_0/r_s} + 2 \left[ \frac{xK(H^2 - h^2)}{2L} \right]$$

donde  $R_0$  es el radio de influencia del pozo equivalente.



**Figura 4.5** – Aproximación de radio equivalente ( $r_s$ ). para un sistema de pozos de distribución longitudinal. (J. Patrick Powers et al, 2007).

### 4.3. Funciones analíticas básicas para problemas sencillos de flujo radial

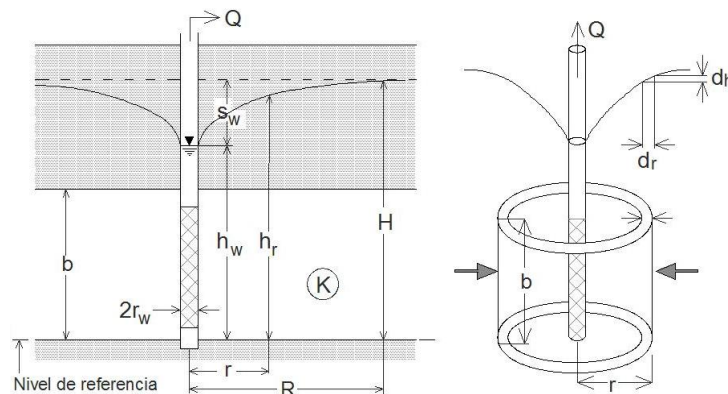
En este trabajo nos centraremos en los modelos determinísticos, los cuales admiten que la física que gobierna el flujo de agua subterránea es conocida. Los modelos determinísticos se dividen en dos grandes grupos: analíticos y numéricos, pudiendo diferenciarse por el tipo de ecuaciones matemáticas que utilizan. Los modelos analíticos resuelven la ecuación del flujo del agua subterránea en un punto del espacio y para un tiempo determinado. Los modelos numéricos describen el campo de flujo al mismo tiempo, en tantos puntos como el modelador haya especificado en su modelo.

#### 4.3.1. Flujo radial a un pozo de bombeo en acuífero confinado en régimen permanente

La ecuación que describe el flujo del agua subterránea hacia un pozo, en un acuífero confinado y régimen permanente fue derivada por Thiem bajo las siguientes asunciones:

- El pozo es totalmente penetrante en el acuífero confinado y recibe el agua del total del espesor saturado.
- El caudal de bombeo en el pozo es constante.
- El flujo hacia el pozo es radial, horizontal y laminar. Las líneas de flujo son paralelas a lo largo de cada sección radial.
- El acuífero es homogéneo e isotropito, con espesor uniforme y base horizontal.
- Tras un periodo de bombeo, el descenso de nivel no se incrementa y se alcanzan las condiciones de flujo estacionario.
- No existen recargas exteriores.
- El acuífero es infinito.
- El pozo de bombeo, a efectos de cálculo de la función, es de diámetro cero.
- El agua de bombeo provoca un descenso inmediato de nivel y no vuelve a introducirse en el acuífero.

El esquema de la situación a analizar se puede ver en la Figura 4.6.



**Figura 4.6** – Izda. Elementos que intervienen en el flujo del agua subterránea hacia un pozo totalmente penetrante en acuífero confinado. Dcha. Esquema en derivadas para la solución de la ecuación diferencial de flujo a un pozo totalmente penetrante en acuífero confinado. (Kresic, N., 1997).

Donde  $Q$  es el caudal constante de bombeo,  $r_w$  es el radio del pozo,  $h_w$  es la altura hidráulica en el pozo a ese caudal dado,  $H$  es la altura hidráulica inicial, previo a la activación del bombeo,  $h$  es la altura hidráulica a una distancia genérica  $r$ ,  $b$  es el espesor del acuífero,  $r$  es un radio genérico,  $R$  es el radio de influencia del pozo,  $s_w$  es el descenso de nivel en el pozo y  $K$  es la conductividad hidráulica

La fórmula de Thiem, es

$$\int_{h_w}^h dh = \frac{Q}{2\pi T} \int_{r_w}^r \frac{dr}{r},$$

e integrando resulta

$$h_r - h_w = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r}{r_w}$$

Formula final que expresa el descenso genérico  $s$  o la altura hidráulica  $h$  para una distancia genérica  $r$ , siendo  $T$  la transmisividad del acuífero, donde  $T=Kb$ .

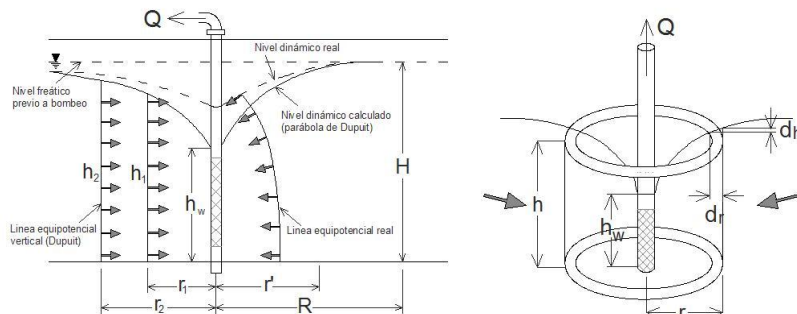
Y que para el caso particular, cuando el radio genérico  $r$  es el radio de influencia  $R$ , resulta

$$Q = \frac{2\pi T(H - h_w)}{\ln \frac{R}{r_w}}$$

### 4.3.2. Flujo radial a un pozo de bombeo en acuífero libre en régimen permanente

En el caso de los acuíferos libres, no se cumplen algunas de las condiciones anteriormente asumidas, y la solución de la ecuación presenta mayor complejidad. El flujo no es radial, y las líneas de flujo no son paralelas entre sí y al plano horizontal.

La lámina superior de la zona saturada (nivel freático), varía con el caudal de bombeo, es decir, el espesor saturado varía con el bombeo, dentro del radio de influencia como puede observarse en la Figura 4.7



**Figura 4.7** – Izda. Elementos que intervienen en el flujo del agua subterránea hacia un pozo totalmente penetrante en acuífero libre. Dcha. Esquema en derivadas para la solución de la elución diferencial de flujo a un pozo totalmente penetrante en acuífero libre. (Kresic, N., 1997).

Si la base del acuífero es horizontal, y referimos la altura hidráulica respecto a esta base, la derivación de la ecuación es más sencilla. Aplicando la hipótesis de Dupuit a estas condiciones, es posible calcular el caudal, siendo más complicado determinar con precisión la altura hidráulica, la cual se basa en experimentos y ecuaciones aproximadas.

La hipótesis de Dupuit admite lo siguiente

- Las líneas equipotenciales son verticales.
- La velocidad del flujo es constante en la totalidad de la vertical.
- El vector velocidad solo tiene componente horizontal.

Para poder derivar la ecuación serán asumidas las mismas premisas que para el caso de acuíferos confinados, en cuanto a las características del pozo, acuífero y condiciones de bombeo. La fórmula final expresa el descenso genérico  $s$  o la altura hidráulica  $h$  para una distancia genérica  $r$ , siendo  $K$  la conductividad hidráulica.

$$\int_{h_w}^h h dh = \frac{Q}{2\pi K} \int_{r_w}^r \frac{dr}{r} \qquad \frac{1}{2} (h^2 - h_w^2) = \frac{Q}{2\pi K} \ln \frac{r}{r_w}$$

Y que para el caso particular, cuando el radio genérico  $r$  es el Radio de Influencia  $R$ , resulta

$$Q = \pi K \frac{(H^2 - h_w^2)}{\ln \frac{R}{r_w}}$$

La realidad es que el flujo, en condiciones de acuífero libre, sí tiene componente vertical, la cual se incrementa en la medida que nos aproximamos al pozo. La consecuencia es que la lámina superficial del agua se encontrará realmente situada sobre la calculada, lo que se representa en el Figura 4.7 (Izda.).

Bajo las asunciones de Dupuit, la ecuación que define las alturas hidráulicas de la lámina superficial del agua es

$$h = \sqrt{h_w^2 + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{r}{r_w}}$$

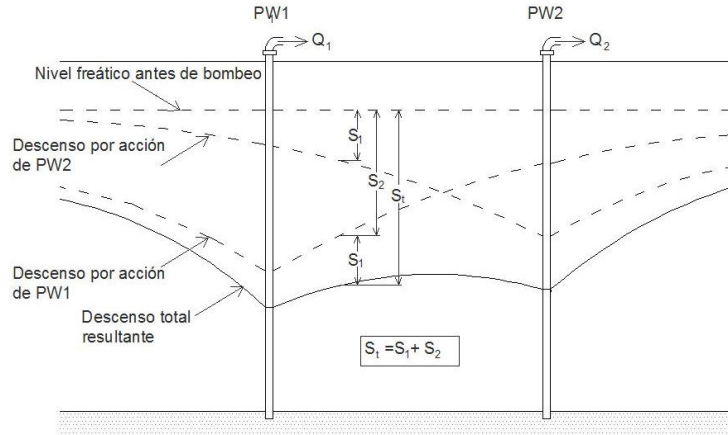
Siendo esta ecuación conocida como la parábola de Dupuit.

Al no ser de utilidad en este trabajo las formulaciones en régimen transitorio no hablaremos de ellas.

### 4.3.3. Método de descensos acumulativos o superposición

Para descensos no excesivamente grandes es preferible realizar el análisis con el método de superposición. En cualquier punto del acuífero el descenso es igual a la suma de los descensos producidos por cada uno de los pozos del acuífero.

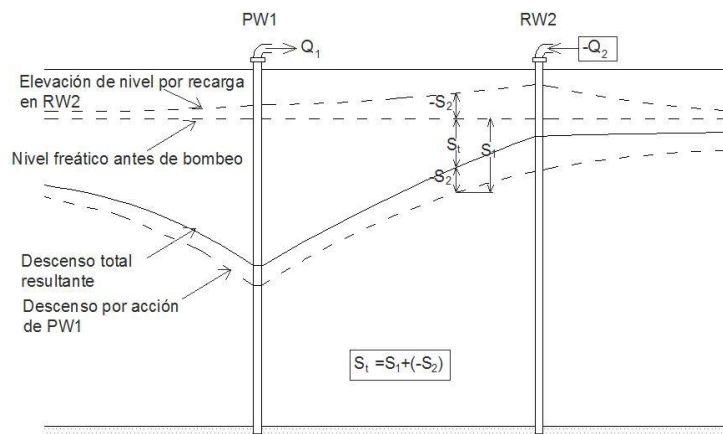
La Figura 4.8 representa el descenso total resultante, debido a la interacción de dos pozos de bombeo ( $PW1$  y  $PW2$ ), con descensos relativamente reducidos para que le sea de aplicación el método de superposición.



**Figura 4.8** – Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica de los descensos ( $+S_1$  y  $+S_2$ ) provocado por la acción de bombeo en cada uno de los pozos (Kresic, N., 1997)

En el anterior esquema, para cualquier línea vertical, dentro del campo de interacción de los pozos representados, el descenso total  $S_t$  es la suma algebraica de los descensos provocados por cada uno de los respectivos bombeos  $S_1$  y  $S_2$ .

Si en dicha matriz de pozos, uno o más son utilizados como vías de inyección de agua (no de explotación), su acción será inversa, puesto que dichos pozos provocarán un ascenso del potencial hidráulico. Se procederá de igual modo con el sumatorio acumulado de los efectos, respetando el signo positivo para los pozos de explotación y negativo para los pozos de inyección, tal como puede observarse en la Figura 4.9.



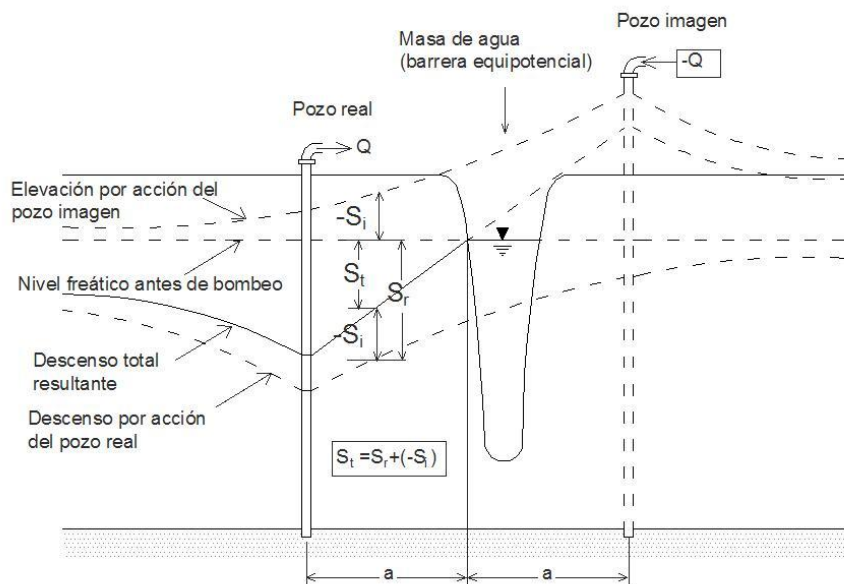
**Figura 4.9** – Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_1$ ) provocado por el bombeo en el pozo 1 ( $PW1$ ) y el ascenso ( $-S_2$ ) provocado por la inyección en el pozo 2 ( $PW1$ ). (Kresic, N., 1997)

En el anterior esquema, cualquier línea vertical, dentro del campo de interacción de los pozos representados, el descenso total  $S_t$  es la suma algebraica de los descensos provocados por cada uno de los respectivos bombeos  $S_1$  y  $S_2$ , teniendo en cuenta que en este caso  $S_2$  tiene valores negativos.

### 4.3.4. Teoría de las imágenes

En las funciones analíticas anteriormente expuestas; era admitido que el flujo era radial y procedía de una fuente circular infinita, siendo el Radio de Influencia la condición de contorno impuesta para su resolución. Estas condiciones de contorno pueden verse alteradas por la existencia de ríos próximos u otras fuentes (barreras positivas), que interfieran en el área del radio de influencia. Estas condiciones pueden ser analizadas mediante la teoría de las imágenes, ya que permite el uso de las ecuaciones de flujo radial hacia un pozo.

En el esquema de la Figura 4.10 es mostrado el efecto que causa una barrera positiva sobre la curva de descensos en un pozo de bombeo. Esa condición supondrá la existencia de un pozo imagen (pozo virtual), cuya posición se encontrará a efectos de cálculo, a la misma distancia que el pozo real de la zona de contacto con la barrera positiva, en perpendicular a esta. La Figura 4.10 muestra el esquema planteado



**Figura 4.10** – Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_r$ ) provocado por el bombeo en el Pozo Real ( $Q$ ) y el ascenso ( $-S_i$ ) provocado por la inyección simulada en el Pozo Imagen ( $-Q$ ). (Kresic, N., 1997)

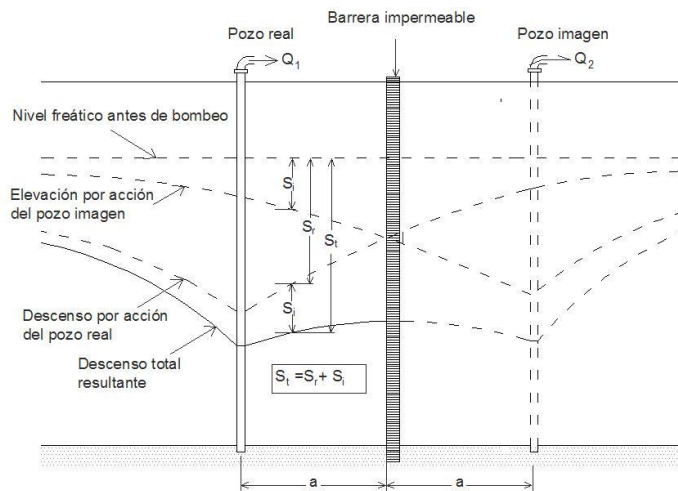
Así pues el descenso  $S_p$  en cualquier punto del acuífero en la zona interior al radio de influencia  $R$  vendría definido por la expresión:

$$S_p = \frac{+Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r} + \frac{-Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{\rho}$$

$$S_p = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{\rho}{r}$$

Siendo  $r$  la distancia entre el punto y el pozo real y  $\rho$  la distancia entre el punto y el pozo imagen.

Por otro lado, en la mayoría de excavaciones profundas, existen sistemas de contención de suelos, tales como muros pantallas, tablestacas o barrera de pilotes, que actuarán como barrera impermeable (barrera negativa) al flujo horizontal. También en este caso podemos aplicar la teoría de las imágenes para la resolución analítica del estudio de caudales y descensos, siempre y cuando la configuración estratigráfica del suelo y las dimensiones del recinto diafragmado, permita un predominio de la componente horizontal del flujo (flujo radial), pues recordemos que dichas condiciones son la base esencial de derivación de las ecuaciones de flujo hacia un pozo. Estas condiciones se dan cuando el diafragma (generalmente muro pantalla) existe confinando parcialmente el recinto, de acuerdo con el esquema mostrado en la Figura 4.11.



**Figura 4.11** – Descenso total ( $S_t$ ) acumulado por la suma algebraica del descenso ( $+S_r$ ) provocado por el bombeo en el Pozo Real ( $Q_1$ ) y el descenso ( $+S_i$ ) provocado por la extracción simulada en el Pozo Imagen ( $Q_2$ ). (Kresic, N., 1997)

En este caso, el descenso ( $S_p$ ) en cualquier punto del acuífero en la zona interior al Radio de Influencia ( $R$ ) vendría definido por la expresión

$$S_p = \frac{+Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r} + \frac{+Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{\rho}$$

$$S_p = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R^2}{r\rho}$$

Siendo  $r$  la distancia entre el punto y el pozo real y  $\rho$  la distancia entre el punto y el pozo imagen.

#### 4.3.5. Análisis simplificado de flujo plano ascendente

Si nos encontramos ante un escenario, en el que existe un estrato saturado superior en el que la permeabilidad es mayor en dos o tres órdenes de magnitud con respecto a su estrato base o inferior, y existe una barrera impermeable al flujo horizontal (muro pantalla, tablestaca..), confinando totalmente el recinto, con empotramiento suficiente en dicho estrato inferior, no debiera ser utilizada la teoría de flujo radial, ya que prevalece la componente vertical del flujo.



En tal caso, debiera ser estimado el flujo neto plano o usar métodos numéricos, con las apropiadas condiciones de contorno.

Es destacable que, bajo estas condiciones, el descenso de nivel del nivel de agua en el estrato superior será despreciable, por lo que podrá ser considerado como una condición de contorno de nivel constante.

Los caudales a bombear para lograr el descenso necesario serán muy reducidos, si lo comparamos con los que hubieran sido bombeados en ausencia de barreras impermeables.

La figura 4.12 muestra el esquema del escenario planteado para flujo plano ascendente.

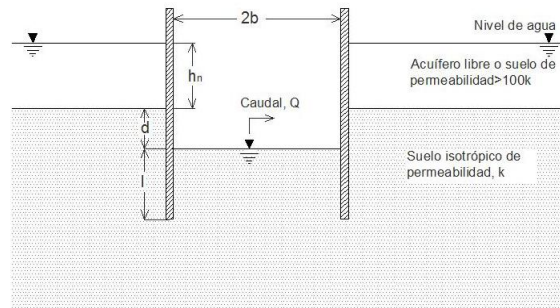


Figura 4.12 – Geometría apropiada para el cálculo de flujo neto plano (Carter, 1983).

Los valores  $l$ ,  $b$  y  $d$ , pueden ser obtenidos del esquema representado en la Figura 4.12, introduciendo las dimensiones reales de la obra, donde  $l$  es la distancia que existe entre el nivel objetivo y el pie del diafragma,  $b$  es la mitad de la distancia entre las barreras impermeables opuestas y  $d$  es la distancia que existe entre la zona de contacto de las dos estratigrafías y el nivel objetivo que se pretende alcanzar.

Para calcular el caudal que entra en el diafragma en estas condiciones, debemos obtener el factor de filtración  $m$  a partir de los gráficos de la Figura 4.13. Para obtener el factor de filtración  $m$ , calcularemos primero el cociente de los valores  $l/b$ . Con este valor entramos en el eje de las ordenadas en las graficas representadas en la Figura 4.13, hasta interceptar a la curva definida por el cociente  $d/b$ . Proyectando este punto sobre el eje de abscisas, obtendremos el valor de  $m$  buscado.

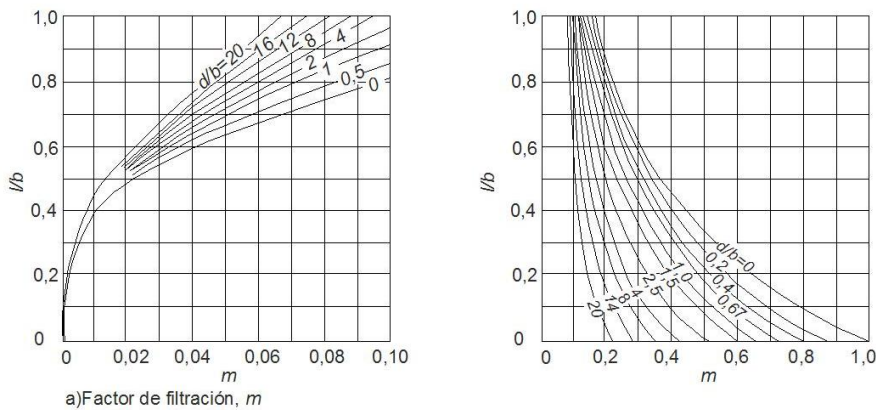


Figura 4.13 – Factor de Filtración,  $m$  (Carter, 1983).

Una vez obtenido dicho factor de filtración  $m$ , entramos en por el eje de abscisas en los gráficos de la Figura 4.14 y obtenemos el caudal por metro longitudinal de diafragma, hasta interceptar la correspondiente curva de  $Q/Kh_n$ , donde  $Q$  ( $m^3/s$ ) es el caudal buscado,  $K$  ( $m/s$ ) es la conductividad hidráulica y  $h_n$  (m) es la distancia que existe entre el nivel freático original y el nivel objetivo.

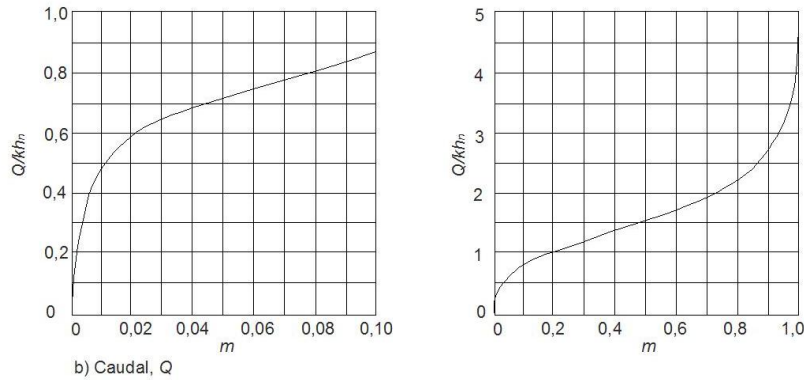


Figura 4.14 – Caudal, Q (Carter, 1983).

El valor obtenido  $Q$ , será el caudal por metro longitudinal de diafragma. Si el diafragma es mucho más largo que ancho ( $>10$  veces), el caudal total podrá ser obtenido multiplicando el unitario por la longitud de una sola cara del diafragma (Powerie and Preene, 1992).

Para diafragmas con relación de longitud entre 1 y 5 veces su anchura, deberá multiplicarse por el total del perímetro de diafragma (4 caras).

Otra simplificación que puede ser utilizada como aproximación en el cálculo de caudal a bombear en el interior del diafragma, cuando deseamos provocar un descenso de nivel freático en el interior, sería aplicar a dicho recinto la Ley de Darcy. A partir de la diferencia entre el potencial hidráulico inicial y el potencial hidráulico objetivo en el interior del recinto y la longitud recorrida por el flujo en sentido ascendente desde el pie de pantalla hasta alcanzar la cota de pie de los pozos de bombeo, obtendríamos el gradiente hidráulico. Dado que conocemos el área en planta del diafragma, para conocer el caudal que circularía bajo dicho gradiente hidráulico, solo restaría conocer la conductividad hidráulica del suelo en cuestión, destacando que se refiere a su componente vertical, y en este sentido, nos remitimos al apartado 4.2.a.

Debemos aclarar que la realidad es mucho más compleja, ya que cuando activamos un bombeo en el interior del recinto diafragmado, se produce un gradiente y este induce un flujo vertical ascendente. Esta condición dinámica, provoca una modificación en la distribución de las alturas hidráulicas en el dominio del problema, debido a la reducción de la componente de presión en cada punto. Esta reducción de la altura hidráulica hidrostática inicial, y para el caso particular de la cota del pie de pantalla, provoca a su vez una reducción del valor del gradiente y por tanto, del caudal que había sido estimado bajo la hipótesis inicial. Por ello, el resultado obtenido bajo esta simplificación, debe ser considerado como una grosera aproximación, haciéndose necesaria la aplicación de un modelo numérico, si deseamos una mejor aproximación, tal como se tratará con detalle en el capítulo 5.

#### 4.4. Metodología para la implantación de un sistema de bombeo

La combinación de la experiencia y de la comprensión de los principios teóricos que gobiernan el campo de la hidrogeología aplicada, resultarán determinante para seleccionar el método o sistema adecuado a implementar para el control de las aguas subterráneas en proyectos de ingeniería civil. Un análisis del modelo conceptual, junto con el conocimiento de las condiciones de contorno del proyecto, variables de estado y parámetros, nos permitirán determinar cuál es el sistema adecuado que deberá ser analizado. Es altamente recomendable la visita de inspección ocular de campo a la zona de actuación en la que se pretende desarrollar el proyecto, tomando conciencia de los posibles riesgos que puede presentar dicha obra a las construcciones próximas y en general al entorno, así como revisión de accesos, puntos de vertido disponibles para el agua bombeada, suministro energético y cuantos factores inherentes a dicha actuación se refiere. Tras determinar cuál es el método o sistema a implementar, por análisis directo o por descarte del resto de opciones, procederá evaluar si es suficiente una estimación a partir de una modelación analítica, o bien se precisará de una mejor aproximación a partir de una numérica. La elección vendrá condicionada por la envergadura de la obra y por los datos hidrogeológicos disponibles, por ejemplo, procedentes de ensayos de bombeo, si hubieran sido realizados.

##### 4.4.1. Modelos analíticos

Con la intención de conocer las características del proyecto a estudiar, se precisará de la documentación que lo defina, tanto a nivel físico (dimensiones en extensión y profundidad, solución adoptada para la cimentación, existencia o no de riesgos colindantes, etc), como de la geología y geotécnica del lugar de emplazamiento. Los documentos esenciales y que habitualmente se encuentran a disposición del modelador, son los planos de proyecto y el informe geotécnico que sirvió de base para el diseño y cálculo de la cimentación de la obra en cuestión. Como ya se ha indicado, no es habitual contar con información hidrogeológica, salvo en ocasiones justificadas por la entidad de la obra, el riesgo medioambiental o exigencia de los organismos oficiales.

El análisis de esta documentación, en combinación con la visita de campo, siempre aconsejable, nos permitirá en la mayoría de ocasiones, determinar el sistema de control de aguas a utilizar. Se deberá evaluar si existen riesgos sobre la seguridad y estabilidad de la obra, tales como deslizamiento de taludes, fluidificación o sifonamiento del suelo o rotura de fondo y efectos de subsidencia, entre otros. De igual modo se deberá comprobar si la obra en cuestión, puede potencialmente causar un efecto permanente sobre el medio hidrogeológico.

Si tras este primer análisis se concluye que la necesidad de descenso de nivel freático es de carácter menor (por ejemplo  $< 2\text{m}$ ), y puede ser resuelta a base de bombes superficiales sencillos y drenes horizontales, o bien, por las condiciones de contorno y características del suelo, puede ser aplicado un sistema sencillo de bombeo asistido por vacío (wellpoint), no es habitual desarrollar un modelo analítico y en menor medida numérico, ya que el impacto sobre el medio será en general menor o nulo.

En estos supuestos, el estudio debe centrarse en el diseño de los sistemas de filtrado, en el filtro propiamente dicho y en el prefiltro, para los sistemas de bombeo superficial o wellpoint, con la intención de evitar el arrastre de finos y vertidos inadecuados.

Cuando nos encontramos ante una necesidad de provocar un mayor descenso de nivel freático y/o piezométrico, derivado generalmente de la necesidad de excavar en profundidad, debe ser evaluado al menos, un modelo analítico que permita estimar en primer lugar el caudal total de bombeo necesario y en segundo lugar el número, distribución y características de la matriz de puntos de captación, generalmente a base de pozos profundos o anillos de sistema wellpoint en multiestadios, en función de si existen o no, barreras impermeables respectivamente.

Estas excavaciones en profundidad, a efectos de flujo subterráneo, suelen plantearse bajo tres escenarios de estudio distintos:

- Con barreras impermeables en todo su perímetro, confinando la zona de excavación, por ejemplo con muro pantalla, tablestaca o muro de pilotes.
- Con barreras impermeables en parte de su perímetro, confiando la estabilidad de las tierras al talud del resto del perímetro.
- Sin barreras impermeables, confiando la estabilidad de las tierras al talud en todo su perímetro.

Seguidamente desarrollamos una metodología práctica para la obtención de los caudales de bombeo de estos tres escenarios, por ser los habituales.

#### 4.4.1.1. Modelo analítico con excavación confinada por barrera impermeable

La escasez de suelo urbano y la proximidad de otras construcciones, hacen que en ese entorno, la mayoría de obras sean ejecutadas en confinamiento por muro pantalla, tanto en obras públicas lineales (soterramiento de vías ferroviarias, túneles), como en construcciones de aparcamiento, depósitos urbanos de pluviales o sótanos en general. Este será el escenario analizado en el caso práctico desarrollado al final de este trabajo, si bien por su entidad, fue además desarrollado un modelo numérico.

Los pasos esenciales para el cálculo y diseño del sistema de bombeo pueden ser:

1. Identificación geométrica de la parcela o actuación en cuestión, fijando el área, la cota de máxima excavación y la cota del pie de la barrera impermeable.
2. Identificación de las características geomecánicas del suelo reconocido, a partir del informe geotécnico, con especial atención en aquellos aspectos relacionados o que pueden ayudar a determinar la conductividad hidráulica del suelo (clasificación, puntos singulares de las curvas granulométricas por tamizado, cohesión, densidad).
3. Si nos encontramos ante un suelo estratificado, obtener el valor global de la componente vertical de la media armónica de las unidades litológicas, como simplificación a una única unidad.
4. Establecer como condiciones de contorno y base de cálculo, el plano de referencia y base impermeable del acuífero, y a partir de este, la altura hidráulica del nivel freático o piezométrico y la altura del nivel dinámico permanente como objetivo deseado en el interior del recinto apantallado. Los puntos de lectura de la altura hidráulica se establecerán, en la cota del pie de la pantalla  $P_1 (h_1, z_1)$  y en la cota del pie de los pozos de bombeo  $P_2 (h_2, z_2)$ , representados en la Figura 4.15.
5. Determinar la distancia recorrida por el flujo  $l$  entre los dos puntos de lectura  $P_1$  y  $P_2$ . Admitiendo las simplificaciones y limitaciones y teniendo en cuenta el escenario en la Figura 4.15.

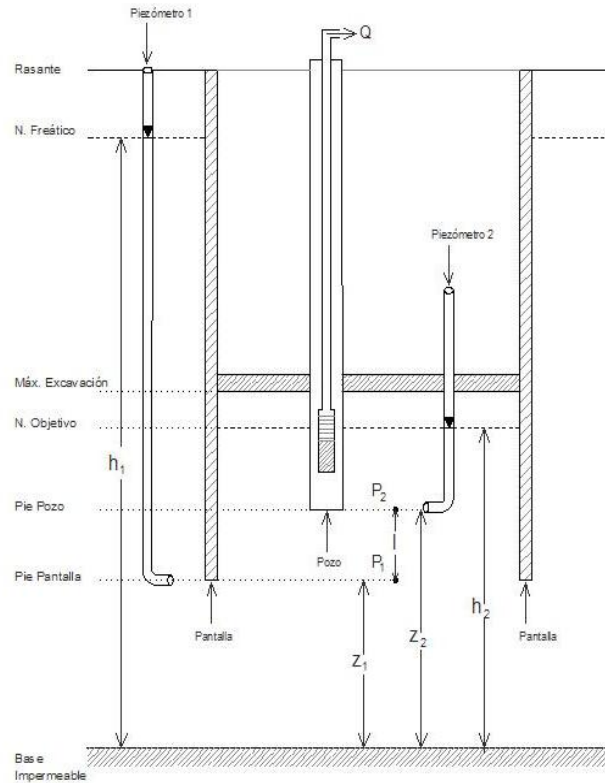


Figura 4.15 – Esquema simplificado de alturas hidráulicas, en condiciones ideales estáticas

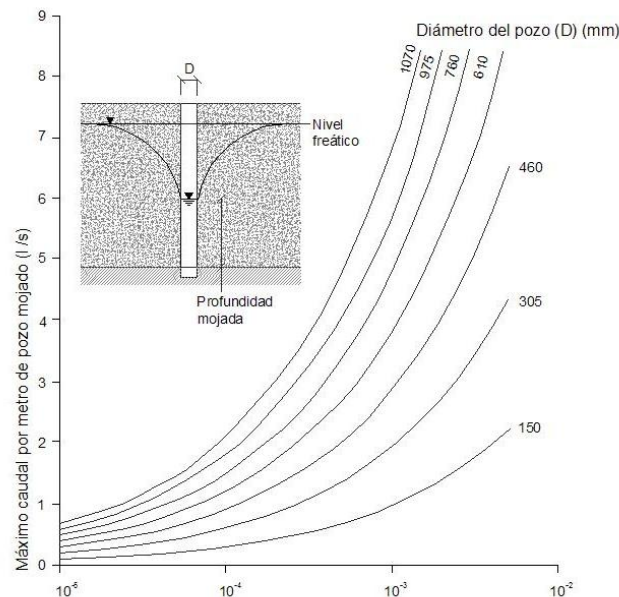
El valor del caudal  $Q$  a bombear bajo estas condiciones, puede ser estimado como sigue:

$$Q = K_v A \frac{\Delta h}{l} = k_v A \frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2}$$

Donde  $h_1$  es la altura hidráulica original del acuífero o nivel freático leída en el entorno del pie de pantalla,  $h_2$  es la altura hidráulica objetivo y pretendida alcanzar por la acción de los bombeos, leída en el entorno del pie del pozo,  $z_1$  es la altura de posición del punto de lectura  $P_1$ ,  $z_2$  es la altura de posición del punto de lectura  $P_2$  y  $l$  es la distancia entre  $P_1$  y  $P_2$ ,  $K_v$  es la componente vertical de la conductividad hidráulica o el valor equivalente en el caso de que existan varias unidades litológicas y  $A$  es el área de la zona a excavar delimitada por las barreras impermeables.

Por tanto, excepto el caudal, todos los datos de la ecuación son conocidos y en consecuencia, puede ser obtenida una primera estimación del caudal total que se necesitará bombear en el interior del recinto confinado para provocar el descenso deseado.

6. Conocida la estimación del caudal global a bombear, debemos determinar el número de pozos de bombeo. En este punto es conveniente hallarse familiarizado con los distintos métodos de perforación, interrelacionando diámetros de perforación eficientes con las técnicas a utilizar en función del tipo de terreno. Todo ello viene condicionado por el caudal esperado por punto, ya que este determinará el equipo de bombeo adecuado, el cual a su vez condicionará el diámetro de la perforación.
7. Nuestra experiencia propone considerar inicialmente puntos de captación unitarios de 5 l/s por pozo, ya que en el mercado existen bombas sumergibles comerciales de uso frecuente de diámetro 4", que pueden ser ubicadas en pozos perforados en diámetro de 250 mm, con sistema OD o Dual. Si la matriz de pozos resultante fuera de excesiva densidad, se propone reconsiderar la asignación de caudal a 20 l/s por pozo, lo que obligaría a diseñar perforaciones de diámetro 300 mm, para alojar bombas sumergibles de 6". La altura de elevación geométrica y las pérdidas de carga de la instalación, condicionarán la potencia de las bombas sumergibles a instalar.
8. Una segunda restricción vendría con la limitación de velocidad impuesta al flujo que es bombeado en cada pozo, para no provocar erosión de suelo y regímenes excesivamente turbulentos. Para ello y una vez establecido el diámetro efectivo del pozo y la permeabilidad del suelo, existen recomendaciones para no exceder el caudal a bombear por metro de "pozo mojado". La Figura 4.16 muestra las curvas de máximo caudal de bombeo recomendable por cada metro de pozo mojado. Para obtener dicho caudal, entramos en el gráfico por el eje de abscisas a través del valor de la conductividad hidráulica del suelo, hasta interceptar la curva correspondiente al diámetro efectivo de la perforación. Proyectamos el punto de corte sobre el eje de ordenadas, dando como resultado el valor recomendado de caudal máximo por metro de pozo mojado.



**Figura 4.16** – Curvas de recomendación de máximo caudal de bombeo por metro lineal de pozo mojado, en función de la conductividad del suelo perforado (CIRIA R113, 1986).

9. Por tanto, si conocemos el caudal total a bombear en la parcela y conocemos el máximo caudal exigible por metro lineal de pozo mojado, podemos acotar el número de metros de pozo mojado necesarios, y en consecuencia, la profundidad de los mismos. Esta profundidad deberá ser contrastada con la empleada en el cálculo del caudal global a bombear. Como regla general se establece como límite en profundidad de la cota del pie de pozo, el establecido por la cota del pie de pantalla, excepto que exista riesgo de rotura o levantamiento de fondo por la existencia de un acuífero confinado subyacente, lo que obligaría a reducir el potencial de dicho acuífero, con otros pozos auxiliares, de diseño específico, que garantizarán la estabilidad del fondo de la excavación.
10. Este proceder en el cálculo teórico plantea un escenario desfavorable frente al realmente observado, pues la diferencia de potencial con la que fue calculado el gradiente es de mayor valor, al haber tomado los valores de presiones estáticas en los puntos de lectura. La realidad es que la componente de presión en régimen dinámico es menor, lo que puede ser demostrado mediante un modelo numérico.

#### 4.4.1.2. Modelo analítico para excavación con barrera impermeable parcial

No siendo habitual, en ocasiones nos podemos encontrar con excavaciones sobre las que exista únicamente barrera impermeable en una o varias de las fachadas de la excavación a realizar, no cerrando el vaso completo. Este supuesto suele plantearse cuando existe un mayor riesgo en la, o las fachadas en cuestión, por ejemplo, por la existencia de obras colindantes o relativamente próximas, viales o en definitiva suelos cuya integridad deba ser preservada sin alterabilidad.

En este supuesto, el diagrama de flujo se presenta de mayor complejidad, pues en aquellas fachadas en las que no exista barrera impermeable, del flujo vendrá condicionado por la componente horizontal de la conductividad hidráulica y en aquellas fachadas donde sí exista barrera impermeable, prevalecerá la componente vertical, en sentido ascendente del flujo. La metodología a aplicar para la estimación de caudales se puede enunciar de la siguiente manera:

- 1 Se procederá de igual modo que en el supuesto anterior para el apartado 1 y 2.
- 2 Si nos hallamos ante un suelo estratificado, se procederá a implementar la simplificación a una sola unidad litológica, calculando la componente horizontal global de esta unidad simplificada, a partir de la media ponderada de las componentes horizontales de cada uno de los estratos.
- 3 A partir de este valor de conductividad hidráulica, y en concreto su componente horizontal, podremos aplicar la formulación básica de hidráulica de captaciones de flujo radial, para acuífero libre o cautivo, según sea el caso. Se estimará con ello el descenso que provoca un bombeo a una distancia dada.
- 4 Aplicando el principio de superposición o descensos acumulados, podremos evaluar el caudal que debe ser bombeado por la matriz de pozos, para lograr la reducción de potencial deseado en el punto más desfavorable y que tras una adecuada ubicación de los pozos, generalmente se encontrará en el centro de la parcela.

- 5 Por existir barrera impermeable en alguna o varias de las fachadas, podrá ser aplicada la teoría de las imágenes, con aplicación del pozo o los pozos virtuales correspondientes, computando los oportunos descensos.
- 6 Serán igualmente de aplicación las recomendaciones de restricciones referidas en el punto 8 del apartado anterior, relacionadas con la velocidad de flujo de acceso al pozo, con la intención de evitar la erosión de suelo y arrastres.
- 7 Como caso particular de este escenario, cabe destacar aquel que existiendo barreras impermeables en alguna o algunas de sus fachadas y con descenso de potencial necesarios no superior a 5 o 6 metros, pueda ser planteado un sistema de control de nivel freático combinado con ejecución de pozos profundos de bombeo en la zona en la que exista barrera impermeable y un sistema de wellpoint, a dos estadios, en las fachadas desprotegidas. Las características geomecánicas del suelo pueden hacer inviable o excesivamente complicada la instalación del sistema wellpoint.

#### 4.4.1.3. Modelo analítico para excavación sin barreras impermeables con talud

Este tipo de excavaciones suelen plantearse en entornos exentos de riesgos colindantes y donde exista suficiente área operativa que permita plantear dicha excavación con taludes estables hasta alcanzar las profundidades deseadas. Si nos encontramos con suelos granulares de permeabilidades en el entorno de  $10^{-4}$  m/s, de moderada a baja densidad y la excavación no precisa de descensos de nivel freático superiores a 4 metros, es muy probable que la propuesta de mayor eficiencia sea instalación de un sistema de Wellpoint, cerrando un anillo en el perímetro de la actuación.

Ante una misma caracterización de suelo como el definido, pero con una necesidad de descenso de nivel superior a la indicada, pudieran ser planteados anillos cerrados de sistema wellpoint, pero a distinta cota descendente, con incrementos medios de -3 metros, en función de la permeabilidad del suelo y por tanto de su eficiencia. Ello mayoraría el coste de la instalación y del propio equipamiento, además de precisar un área extensa de ocupación representativa, por lo que debiera ser evaluado en términos técnicos, económicos y temporales un sistema alternativo, generalmente a base de pozos profundos, distribuidos a lo largo del perímetro objeto de la actuación o remitirnos al esquema planteado en el apartado dedicado a excavación confinada por barrera impermeable.

Si tras su análisis, la solución adoptada al problema del control del nivel freático fuera en base a pozos profundos a lo largo del perímetro, sin barreras impermeables, una metodología aplicable en la estimación del cálculo analítico podría ser la siguiente:

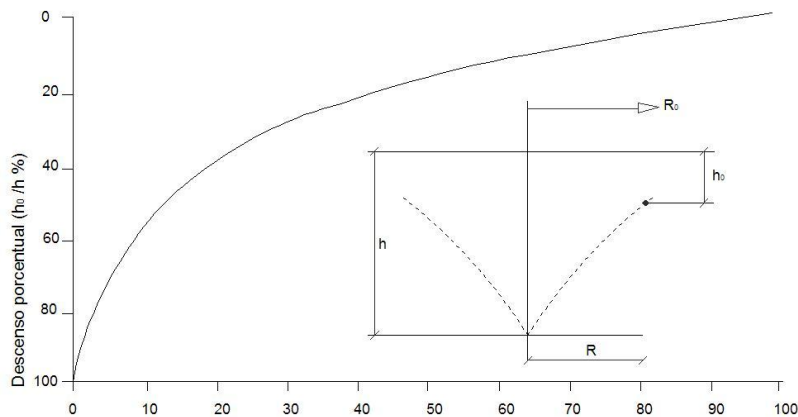
- 1 Debemos evaluar el caudal que debiera ser bombeado de un pozo teórico equivalente a las dimensiones de la obra, es decir como si toda la obra en sí misma y en una única unidad fuera un pozo y posteriormente determinar cuántos pozos reales bombeando simultáneamente equivalen al pozo global teórico.
- 2 Calculamos el radio equivalente.
- 3 Estimamos el valor de la componente horizontal de la conductividad hidráulica, a partir de los métodos ya revisados.
- 4 Calculamos el radio de influencia.



- 5 Como el cálculo del radio de influencia se evalúa con el descenso del nivel dinámico en el pozo de bombeo real, pero éste no se encuentra en el centro de la parcela sino desplazado hasta su perímetro, se debe estimar cual debe ser el descenso de nivel en el pozo real desplazado, para que su influencia en el centro de la parcela provoque la reducción del nivel freático en al menos 1 metro por debajo de la cota de máxima excavación. Para ello se calcula el peso porcentual que supone el radio equivalente sobre el radio de influencia. Con este valor porcentual se entra en el gráfico mostrado en la Figura 4.16. y se obtiene el punto de corte de la curva y proyectando sobre el eje de ordenadas ( $y\%$ ). Este valor, en términos porcentuales, es igual al cociente entre el descenso del nivel en el pozo cuando este había sido evaluado en el centro de la parcela  $h_0$  y el descenso de nivel cuando el pozo esta desplazado  $h$ , siendo este último el valor que buscamos, es decir

$$y\% = \frac{h_0}{h}, \text{ de donde } h = \frac{h_0}{y\%/100}$$

En la práctica, cada línea de pozos contribuye también al descenso en los pozos situados en la fachada opuesta, lo que significa que precisaría de un menor descenso que el valor  $h$  anteriormente calculado, lo que se traduce en mayor seguridad.



**Figura 4.17** – Curva que relaciona el descenso de un pozo en un punto dado y el descenso que debiera ser provocado en ese pozo si este fuera desplazado una distancia determinada, para que mantenga el potencial hidráulico inicial en el primer punto (CIRIA R113, 1986).

- 6 A partir de este momento es posible estimar el caudal total a bombear desde el pozo equivalente de la parcela objeto de actuación ya que conocemos todos los parámetros. Si nos encontramos ante un acuífero confinado, podremos aplicar la ecuación de flujo radial de Thiem. Si se trata de un acuífero libre, admitiendo las simplificaciones de Dupuit, podremos aplicar su ecuación.
- 7 Conocido el caudal total a bombear  $Q$  y la conductividad hidráulica, fijaremos un diámetro de perforación efectiva para de este modo determinar el máximo rendimiento exigible por metro de perforación y en consecuencia, el número de metros totales “mojados” de perforación que precisaremos para bombear dicho caudal total.
- 8 Conocido el espesor del acuífero, podremos obtener el número de metros “mojados” disponibles para cada pozo, y teniendo en cuenta el potencial máximo que debe ser fijado en cada pozo. Multiplicando este número de metros “mojados” por el caudal por metro mojado exigible, obtendremos el caudal máximo que debiéramos exigir a cada pozo y por tanto el número total de pozos cuyo bombeo simultáneo debiera corresponderse con el total esperado. Dadas las incertidumbres admitidas, se recomienda elevar el número de pozos entre un 15 % y un 20 %, con la intención de neutralizar las desviaciones que pudieran derivarse de dichas incertidumbres admitidas en los cálculos.
- 9 Verificar que los caudales teóricos a bombear en cada pozo, pueden ser bombeados con una bomba cuyas dimensiones no supongan impedimentos o limitación. Recordemos que al definir el diámetro de un pozo, limitamos el equipo de bombeo sumergible que puede ser instalado en su interior.

#### 4.4.2. Modelos numéricos. Metodología para la implantación de un sistema de bombeo

Un código de ordenador para la modelación numérica de aguas subterráneas resuelve un sistema de ecuaciones algebraicas, que representan una aproximación de un modelo matemático en derivadas parciales. Las técnicas más empleadas para la implementación de modelos numéricos son las diferencias finitas y los elementos finitos. En ambos casos, un sistema de nodos, producto de una discretización espacial, es superpuesto sobre el dominio del problema. El método a utilizar dependerá en gran medida del conocimiento que el diseñador tenga sobre uno u otro, si bien es cierto que el método de elementos finitos describe con mayor facilidad los contornos irregulares, siendo más apropiados en el manejo de fuentes o sumideros puntuales y grandes variaciones de nivel freático. El método de diferencias finitas presenta mayor facilidad en su programación, requiere menos datos y resulta más amigable en la introducción de datos (N. Kresic, 1997).

Lo primero que se debe definir cuando se quiere implementar un modelo matemático es el modelo conceptual. El modelo conceptual requiere del mejor entendimiento posible de la geología, hidrogeología y dinámica del flujo de aguas subterráneas en el área de interés. A partir de ese entendimiento, procede plantear una representación esquemática del sistema analizado, simplificando el problema real de tal forma que permite ser analizado con mayor facilidad. Bien es cierto que cuanto más se aproxime este modelo conceptual al modelo real, más fiable será el modelo numérico. El modelo conceptual es la primer aproximación como definición cualitativa del sistema real objeto de estudio.

La geometría del modelo define el tamaño y la forma del modelo, incluyendo el tipo de barreras externas e internas y el tipo de malla. Existen dos tipos de barreras exteriores: las físicas (reales) y las hidráulicas (artificiales). Las barreras físicas son aquellas de características geológicas e hidrogeológicas bien definidas que influyen permanentemente en el patrón del flujo subterráneo, por ejemplo el límite entre dos unidades hidrogeológicas o el límite de un acuífero y un cuerpo o masa de agua. Otro ejemplo puede ser el contacto de un acuífero con una estructura realizada por el hombre (pantallas, barreras plásticas ...etc). Si fuera posible, sería conveniente que las barreras exteriores del modelo fueran de tipo físico. Si por orden de escala no es posible, deberán ser definidas las barreras hidráulicas.

Las barreras hidráulicas son aquellas que derivan del flujo hidráulico. Un caso particular de una condición de flujo impuesto es la de flujo nulo. Otro tipo de barrera hidráulica es la de potencial impuesto. El principal requerimiento y de mayor dificultad en este tipo de barreras, para los modelos que simulan operaciones de rebajamiento de la altura hidráulica de un acuífero, es que deben estar lo suficientemente alejadas de la zona de estudio, de tal forma que no le afecte a su patrón de funcionamiento cualquier acción ejecutada en su interior, por ejemplo un bombeo o una inyección de agua. Como consecuencia de ello, las barreras en la mayoría de ocasiones son situadas en posiciones suficientemente alejadas de la zona.

En cuanto al tipo de malla, dependerá del modelo numérico utilizado. Si utilizamos un modelo en diferencias finitas, podremos optar porque sus puntos o nodos de cálculo estén centrados en cada bloque o bien porque sus nodos se encuentren situados en los nudos de intersección de la malla. Si utilizamos una malla en elementos finitos y optamos por un modelo en dos dimensiones, podremos utilizar elementos de formas triangulares o cuadrangulares. Si optamos por modelo en tres dimensiones, podremos optar por tetraédricos, hexaédricos y prismáticos.

Las mallas pueden ser uniformes o variables. Una red uniforme es preferible en términos de facilidad matemáticas e incluso puede ser mejor opción cuando:

- Los datos disponibles se encuentren generalizados y distribuidos.
- No existen puntos singulares de interés.
- El número de celdas, por la escala del modelo, no es relevante para el tiempo y exigencia computacional.

Una malla variable puede ser más apropiada cuando el número de datos disponibles es menor o no se encuentran disponibles en ciertas partes del área modelada. Habitualmente obtener esta información de mayor detalle requiere de refinado de la malla en la zona concreta de interés. En sentido vertical, el refinamiento vendrá definido por el número de capas, que a su vez delimitarán el techo y muro de cada potencia de suelo o estrato. Este refinamiento es determinado por el modelador, asignando tantas capas como precise, cuya situación puede venir condicionada por:

- El cambio de tipo de suelo, cuyas características justifique la diferenciación de un estrato a otro.
- La estabilidad matemática y mejores aproximaciones a la realidad física, cuando se presenten variaciones bruscas de los parámetros característicos de dos estratos contiguos, es decir cuando puedan provocarse gradientes bruscos verticales.
- La existencia de un límite en profundidad de un elemento físico, como puede ser la cota de pie de barrera de pilotes, pantalla, tablestaca o por la existencia de un pozo de inyección o recarga.

- La necesidad o interés de conocer los valores de las variables de salida del problema en una cota determinada, lo que obliga a colocar un nodo de cálculo en dicho punto, y por tanto integrado en la malla. En particular y en el ámbito del control del potencial hidráulico, cobra especial relevancia el conocimiento de los valores de las presiones intersticiales, en la zona subyacente de la excavación, para el análisis de la estabilidad de la obra, evitando los riesgos de sifonamiento o rotura de fondo.

Como regla práctica, frente a la creación de una malla con variación de tamaño de celdas y en las tres direcciones (filas, columnas y estratos), no debiera ser incrementado o reducido el tamaño de una celda en más de 1,5 veces con respecto a la adyacente, para preservar la estabilidad numérica en los códigos de simulación. Si nos hallamos ante un acuífero isotrópico, es decir, que presenta una conductividad hidráulica igual en todas las direcciones, la orientación de la malla debe situarse de tal forma que su número de celdas inactivas sea el menor posible. Hay veces que la estructura del medio permeable, su fisuración o anisotropía, aconseja la orientación o disposición de la malla.

En cuanto a los parámetros del modelo, pueden ser englobados en tres grupos:

- Relacionados con el tiempo. Son esenciales cuando modelamos en régimen transitorio. Se incluye la unidad de tiempo, la longitud y número de periodos y pasos de tiempo. No todos los pasos de tiempo deben ser iguales. Aplicar pasos de tiempo logarítmicos, por ejemplo, puede ser de especial interés para graficar el descenso de potencial hidráulico durante el arranque de un bombeo en un pozo, dado que en general, inicialmente las variaciones se producen muy rápidas tendiendo a la permanencia con el tiempo. No obstante, como ya fue advertido, el tiempo durante el cual el sistema presenta un comportamiento transitorio, no suele ser de significativo interés, con respecto a la duración total de la obra, por lo que el estudio se centrará prioritariamente en régimen permanente.
- Relacionados con el espacio. La elevación y número de estratos vendrá definida por las unidades litológicas cuya diferenciación deba ser considerada, así como por la existencia de elementos físicos singulares, tales como barreras, pantallas y otros como pozos. Es conveniente que el estrato superior del modelo se corresponda con la capa superior saturada, no considerando la potencia de suelo no saturada que exista sobre el nivel freático o piezométrico, en consecuencia, cuando nos hallemos ante un acuífero no confinado, el techo del primer estrato del modelo se corresponderá con el nivel freático, no con la superficie topográfica.
- Relacionados con la hidrogeología. En la mayoría de casos, la conductividad hidráulica es el parámetro más crítico y sensible. Los modelos debieran ser construidos con valores lo más reales posibles, y para ello siempre sería recomendado ejecutar ensayos de bombeo. A partir de la experiencia se puede aproximar los datos obtenidos del ensayo a la distribución espacial, dada su variabilidad, lo que siempre es difícil de justificar. En cualquier caso, solo después de los ajustes de todos los otros parámetros, tales como condiciones de contorno y tipo de contorno y presiones a la que es sometido el acuífero, debiera ser cambiados los valores de la distribución de los parámetros de conductividad hidráulica. En la mayoría de modelos, es asumida isotropía en sentido horizontal del flujo, si bien, no es extraño identificar las dos direcciones dominantes de anisotropía de la conductividad hidráulica, que serán perpendicular entre sí.

Los valores del potencial hidráulico y/o del flujo de los contornos deben ser directamente determinados a partir de los datos de campo. En cuanto a los datos de potencial hidráulico, usualmente son fáciles de obtener por medición directa en piezómetros o por ejemplo masas de agua superficiales. En cuanto a las mediciones de flujo, pueden ser evaluadas a partir del análisis de los caudales superficiales, la separación del caudal base u otros métodos.

Los diferentes tipos de condición de contorno son: de potencial hidráulico prescrito, de flujo conocido en el contorno de la superficie o dominio del problema y mixta, es decir, cuando el potencial hidráulico depende del flujo. Las condiciones iniciales hacen referencia a la distribución de potenciales hidráulicos en todo el modelo, al inicio de la simulación.

En resumen, una secuencia que puede servir de guía en la construcción de un modelo numérico, puede ser la siguiente:

1. Desarrollo del modelo conceptual que, al igual que en el caso de los modelos analíticos, es el paso más importante, pues sienta las bases de todas las actividades futuras.
2. Selección de un código computacional que pueda simular con la máxima efectividad el propósito del modelo. En este sentido, nuestra experiencia y para la aplicación que nos ocupa, aconseja el uso de modelos basados en elementos finitos.
3. Definición de la geometría del modelo, esto es, extensión del área lateral y vertical como límite o contorno del modelo, composición de la malla y posición y número de estratos o capas.
4. Implementar los parámetros hidrogeológicos de cada celda tales como la conductividad hidráulica (horizontal y vertical, con anisotropía si procede), propiedades de almacenamiento y porosidad.
5. Definición de las condiciones de contorno.
6. Definición de las condiciones iniciales.
7. Definición de las acciones externas (recarga, evapotranspiración, bombeos de pozos, salidas a manantiales, drenes, entradas de aguas de otras fuentes como otros acuíferos, recarga de pozos).
8. Procesado del modelo, incluyendo la elección del método matemático para resolver las ecuaciones algebraicas, criterio de iteración con delimitación del error aceptable para terminar el proceso de iteración.
9. Si disponemos de datos de campo (lectura de potenciales hidráulicos, caudales aforados), debiéramos proceder a la calibración y análisis de sensibilidad. Posiblemente esta sea la tarea que requiera mayor tiempo.
10. Verificación de la validez del modelo. La calibración del modelo es verificada con otro conjunto de valores de campo distintos de los usados para el diseño del modelo inicial.
11. Predicción de escenarios futuros, siendo este el principal objetivo de la mayoría de los modelos.
12. Presentación de los resultados, incluyendo tanto la predicción como toda la documentación y datos relevantes utilizados para la configuración del modelo.

## 4.5. Resumen

La modelación matemática en el ámbito de la hidrogeología aplicada a obras de ingeniería civil, se presenta como una herramienta válida para el análisis de los diferentes modelos de flujos, que con diferente grado de dificultad, se nos van a plantear en aquellas actuaciones en las que una construcción interacciona con el agua subterránea. En general, este grado de dificultad determinará la conveniencia de limitar el uso a un modelo conceptual, analítico o numérico. En la tendencia actual, es creciente la demanda de los modelos numéricos, en consonancia con la mayor complejidad implícita de los actuales proyectos, que exigen mayor precisión, economía y seguridad.

El objeto de la aplicación de los modelos matemáticos es plantear una solución al control temporal del agua subterránea, de forma óptima y justificada, que además de minimizar los costes, garantice la seguridad y estabilidad tanto de la obra en cuestión, como del entorno próximo que de alguna manera pudiera verse afectada por dicha actuación.

En este capítulo, han sido revisados los tres escenarios dados con mayor frecuencia en obras subterráneas como son las excavaciones confinadas en todo su perímetro por barreras impermeables, excavaciones parcialmente confinadas y excavaciones sin barreras de confinamiento, exponiendo una metodología práctica para su análisis en cada una de ellas.

De entre estos tres escenarios, sin duda, el de mayor frecuencia es aquel cuya excavación presenta barreras impermeables en todo su perímetro, por ello, en el capítulo 5 de este trabajo, es analizado un caso real, sobre el que fue aplicada la modelación matemática analítica y numérica, con desarrollo de los procedimientos y exposición de conclusiones.

## Capítulo 5

# Aplicación a un caso real

### 5.1. Introducción

En este capítulo será desarrollado un modelo de flujo aplicado a un caso real, en el que se implementa y sigue un sistema para el control del nivel freático en una obra de ingeniería, destinada a un centro comercial y un edificio de viviendas. El objetivo es proponer una solución, a partir de una estimación basada en un modelo analítico y otra basada en un modelo numérico de simulación, como herramienta de ayuda a la definición del proyecto del sistema de bombeo, optimizando tanto su dimensionado, como el número de puntos de captación y distribución. Ello supondrá ahorro en costes de ejecución y energéticos, mejorando en definitiva la eficiencia y sostenibilidad de la red de control a implementar.

Una vez construido el modelo numérico y a partir de los datos recogidos en campo, podrá ser calibrado, lo que supondrá tener una herramienta para evaluar diferentes escenarios. Su última intención será conocer cómo evoluciona el potencial hidráulico en el dominio, por ser este el dato de mayor relevancia a los efectos de alcanzar los objetivos previstos por la red de control.

Con carácter particular al caso de estudio, cabría destacar la definición irregular de los contornos de la obra en cuestión, sin alineación de la geometría frente a un eje principal, abruptos gradientes por la existencia de barreras impermeables en el interior del dominio como son la pantallas, existencias de pozos de bombeo con necesidad de gran refinamiento en cada uno de ellos con elevados gradientes, por lo se opta por el uso de un modelo basado en elementos finitos, y más concretamente por el código FEFLOW® (*H.-J.G. Diersch, 2005*).

Los argumentos que justifican esta elección son:

- El método de elementos finitos, permite un perfilado de la malla, haciendo coincidir sobre el propio contorno del área de interés los nudos de cálculo. En el método de diferencias finitas, por la disposición de los elementos de la malla, es posible que algunos nodos queden situados en el exterior de la zona de interés, ocupando un espacio de la memoria del ordenador, a pesar de clasificarlos como inactivos y no participar en el proceso de cálculo.

- La aplicación de una malla que requiera la implementación de pozos de bombeo, y en especial, en la aplicación que nos ocupa, generalmente precisará de un refinado del área circundante al pozo. Una malla generada por diferencias finitas, extenderá ese refinado hasta los extremos o contornos exteriores del área analizada, ocasionando un coste computacional innecesario. Pensemos el caso de que en una celda rectangular coincidan dos o más pozos. Por el contrario, una malla generada por elementos finitos, permite ser refinada puntualmente, incluso por elementos discretos, aumentando la precisión únicamente allí donde sea requerido. Con carácter general, podríamos decir que una malla generada por elementos finitos gestiona mejor la existencia de gradientes hidráulicos abruptos.

- Ante un modelo tridimensional y multicapa, el código FEFLOW®, permite establecer las características de cada capa de forma individual e independiente, asignándole propiedad de fija, movable o no definida. Sobre esta capa descansa la malla generada, es decir, una deformación de la capa (por tanto de la malla) simultánea con la oscilación del nivel freático, emula saturación en el estrato correspondiente, mejorando la estabilidad numérica del cálculo, al tratar las ecuaciones diferenciales de primer orden. MODFLOW no permite esta opción.

- FEFLOW®, genera un refinamiento automático horizontal, a partir de los gradientes hidráulicos. En la actualidad, el refinamiento horizontal, está siendo objeto de estudio y desarrollo.

- FEFLOW® permite la generación de la malla a partir de diversos tipos de volúmenes, lo que permite mayor versatilidad si bien, lo habitual es generarla a partir de volúmenes prismáticos triangulares. Dentro de esta versatilidad, quizá la característica más destacable sea que FEFLOW® permite implementar, incluso por cada elemento y de forma independiente, distintas ecuaciones de flujo, pudiendo optar por la Ley de Darcy (flujo medio poroso), Ley de Manning-Strickler (flujo en lámina libre) o Hagen-Poiseuille (Ley cúbica en función del radio, para simular conductos-tuberías). Estas herramientas permiten aproximar el modelo numérico a la realidad, ante la existencia de información suficiente.

- En la generación de la malla, el código FEFLOW® utiliza los diagramas de Voronoi, a partir de la triangulación de Delaunay. El balance de flujo es calculado a partir del gradiente a través de las áreas de contacto de los polígonos de Voronoi, no visibles al usuario. La malla presentada por FEFLOW® nos es mostrada a partir de los triángulos de la malla. En MODFLOW, el balance de masa, sí es calculado a través de las áreas de contacto de los prismas visibles al usuario. Esta circunstancia puede inducir a errores en el cálculo comparativo de ambos métodos.

- En una malla generada por MODFLOW, el flujo se mostrará en la mayoría de casos reales con dirección oblicua a la dirección de los ejes principales de dicha malla, ya que este código orienta el tensor de la conductividad alineado con los ejes principales de la malla. FEFLOW®, permite rotar los tres ejes de conductividad en cada elemento. MODFLOW permite rotar la malla en el plano horizontal.

- En la formulación de elementos finitos y para problemas de transporte de masa, la aplicación de derivadas cruzadas produce menor dispersión numérica.



## 5.2 Situación

La parcela objeto de estudio, se encuentra situada en la población de Valencia, calle Beata Genoveva Torres, junto al estadio de fútbol “Ciudad de Valencia”, como puede verse en la figura 5.1. El solar en cuestión tiene forma trapezoidal y ocupa en planta una superficie aproximada de 27.500 m<sup>2</sup>. La topografía de la zona presenta una ligera pendiente, en el entorno del 1 % hacia el noreste.



**Figura 5.1-** Fotografía aérea de la zona de interés, con delimitación de la parcela objeto de estudio.

Se pretende construir una edificación conjunta, que incluye centro comercial que contará con cuatro plantas de sótano, planta baja y una sobre rasante, comunes a toda la construcción. Existirá una zona de concesión, en la que solo se construirá las plantas de sótano. Incluye además un edificio que ocupará una superficie próxima a los 900 m<sup>2</sup>, donde se levantará una torre que tendrá 14 plantas sobre las ya indicadas, para viviendas de uso terciario.

La cota absoluta de la rasante se encuentra +10 msnm (0 m), siendo la cota de apoyo de la losa la establecida como de máxima excavación a -5,25 msnm (-15,25 m), por lo que se requerirá un vaciado de tierras de una potencia de 15,25 m. Dado que el nivel freático de la zona ha sido detectado en torno a la cota +2,35 msnm (-7,65 m), será necesario la instalación de un sistema de control de aguas subterráneas, que posibilite la ejecución de la obra en seco y que garantice las condiciones de seguridad y estabilidad en la misma, así como la de su entorno próximo.

### 5.3 Geología y geotecnia

Para el estudio y evaluación del sistema del control de las aguas subterráneas, en la Figura 5.2 se presenta la hoja 722/29-28 de Valencia del Mapa Geológico de España. La Figura 5.3 muestra la leyenda de identificación de las diversas formaciones geológicas.

Se comprueba que su formación es fundamentalmente deltaica, de las aportaciones del río Turia, en su tramo bajo, con limos de inundación y depósitos marinos formados por arenas limosas grises y gravas.

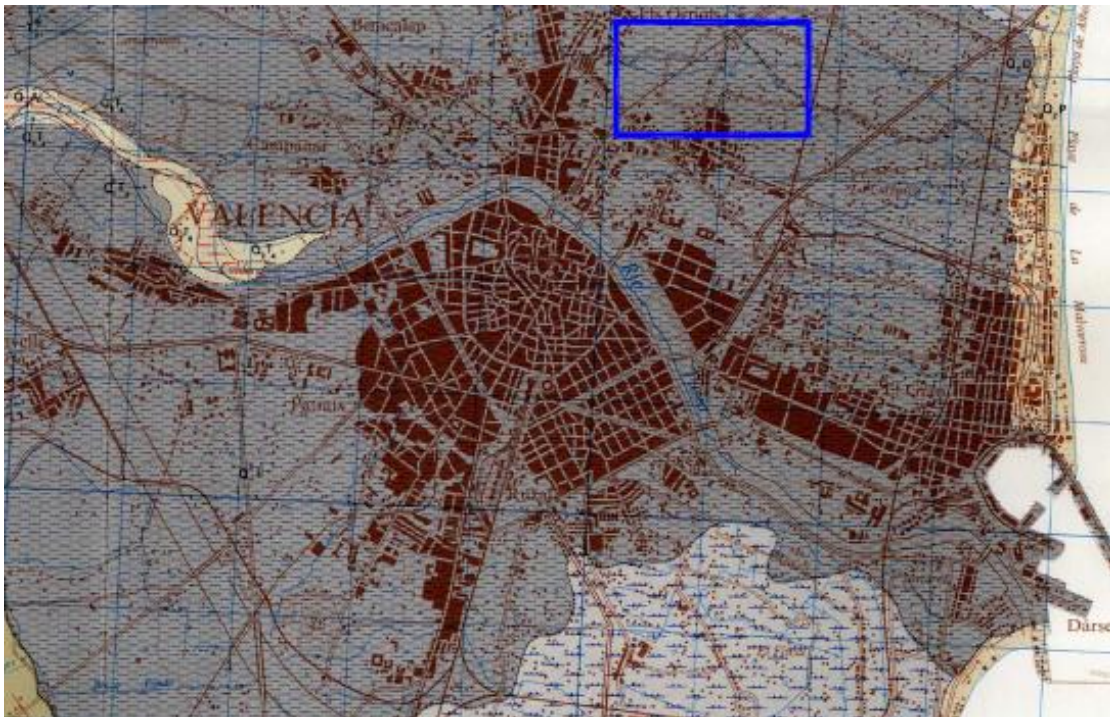


Figura 5.2- Hoja 722/29-28 de Valencia del Mapa Geológico de España.

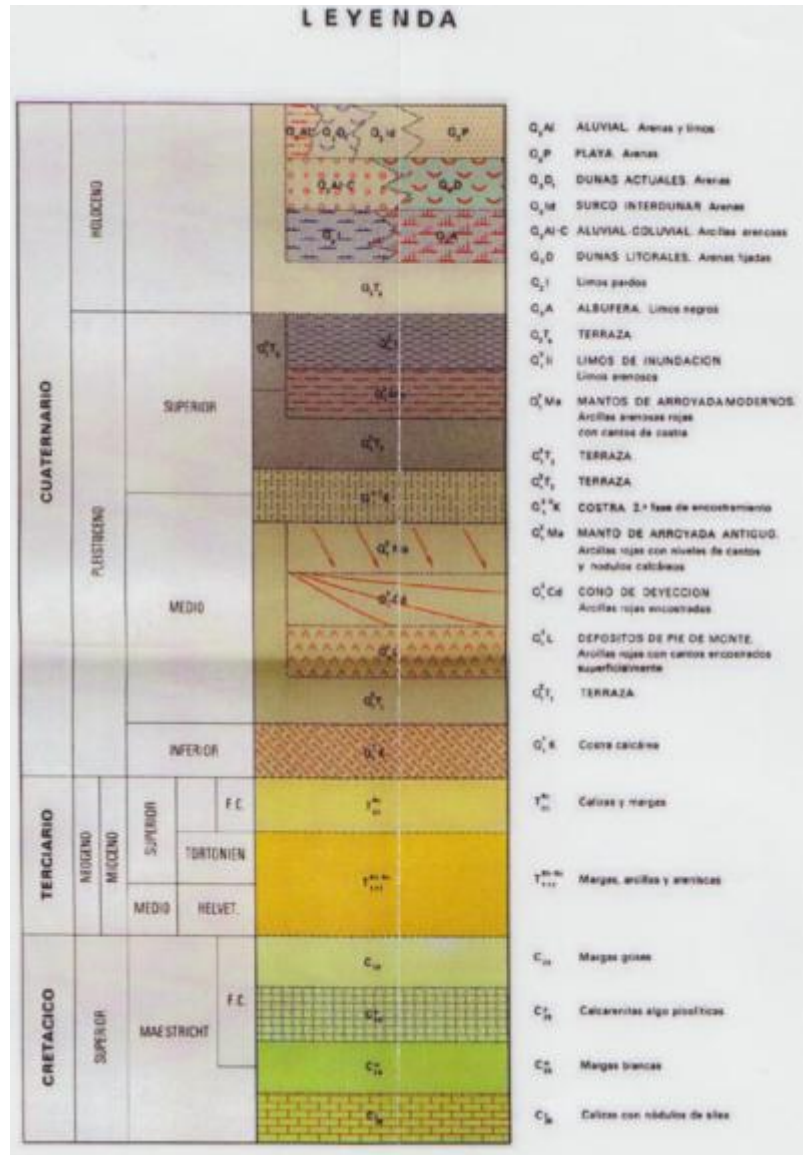


Figura 5.3- Leyenda del Mapa Geológico de España.

Por parte de la propiedad de la obra, ha sido facilitado un completo Estudio Geotécnico de reconocimiento del subsuelo, hasta la cota -22 msnm (-32 m), emitido por el laboratorio SONDEOS, ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA, S.A. (SEG, S.A.).

En concreto este informe incluye catorce (14) sondeos mecánicos, de profundidades comprendidas entre 27,8 y 30,6 m, con recuperación de testigo continuo, con diámetros de 86 mm y 101 mm. El informe incluye pruebas de penetración estándar (SPT) y muestras inalteradas, con sus respectivos resultados de análisis en laboratorio.



Se incluye seguidamente un plano de de la parcela (Figura. 5.4) , con marcado de la traza de la sección que muestra el perfil estratigráfico (Figura 5.5)

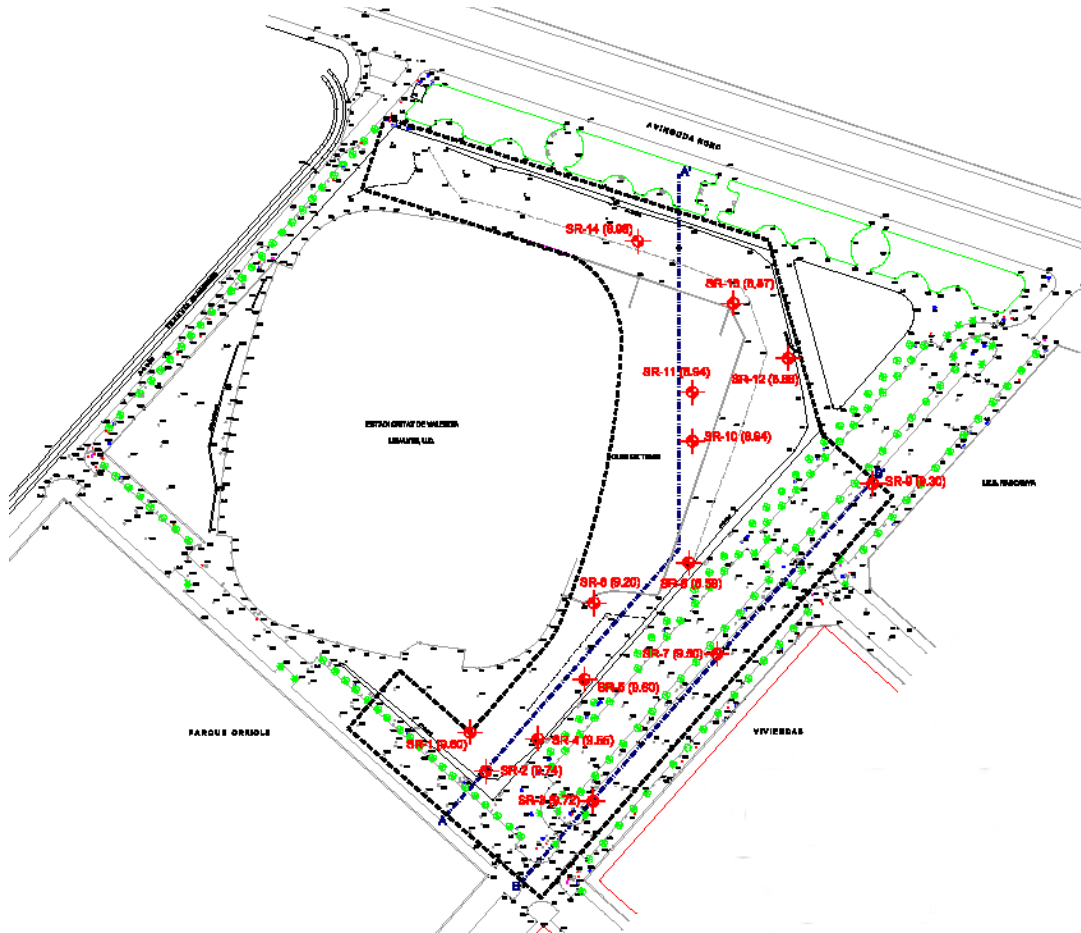


Figura 5.4 - Planta del edificio, con marcación Sección A-A'



Esta metodología podría ser la habitual de aplicación a cualquier obra de este tipo, ya que la documentación aportada suele limitarse al estudio geotécnico y los planos de la obra. Son escasas las ocasiones en las que se cuenta con información hidrogeológica resultado de ensayos de bombeo, a excepción de obras de entidad, tales como soterramiento de vías férreas, carreteras o pasos inferiores en general vinculados a la administración pública.

### 5.4. Modelo conceptual

Se plantea la necesidad de provocar un descenso artificial del nivel freático, en una parcela de 15000 m<sup>2</sup> confinada por muros pantallas, formando un diafragma cuyo pie alcanzará la cota -23 msnm (-33 m) como se esquematiza en la Figura 5.6. Este diafragma actuará como barrera impermeable al flujo en sentido horizontal, si bien, dado que es parcialmente penetrante en el acuífero inferior, existirá flujo vertical ascendente en el interior del diafragma, debido al gradiente hidráulico generado. La cota de máxima excavación fue establecida por el proyecto en -5,25 msnm (-15,25 m).

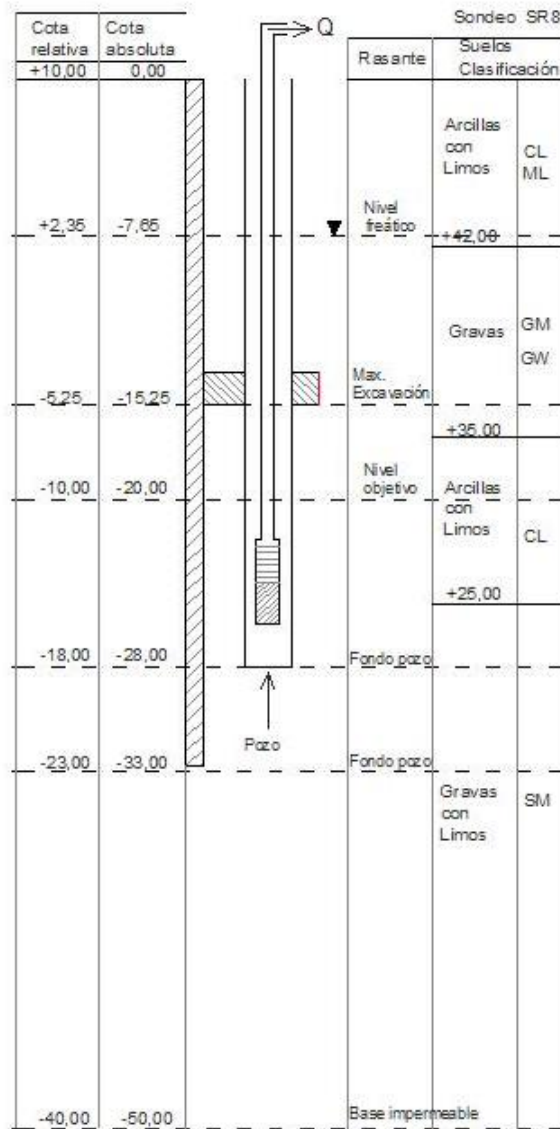


Figura 5.6 - Esquema básico para el primer análisis del modelo conceptual.

Para posibilitar la ejecución de la excavación en seco, ha sido establecido inicialmente, que el nivel dinámico permanente deberá hallarse en el entorno de la cota -10,00 msnm, (-20 m), es decir 13 metros por encima del pie de pantalla y algo más de 4 metros por debajo de la máxima excavación. Se estima que, posicionar el nivel dinámico permanente en esa cota permitirá de forma segura la rodadura de vehículos pesados sobre el firme de fondo de la excavación.

Conocidas estas condiciones iniciales ya es posible determinar que deberá ser planteado un sistema de control de nivel freático en base de pozos profundos, descartando otros sistemas tales como bombeos superficiales o sistemas de bombeo asistidos por vacío, dadas las limitaciones prácticas y físicas de estos últimos (ver capítulo 3). Con el análisis realizado hasta el momento no se dispone de información suficiente para conocer el diseño de los pozos en cuestión, su número, distribución ni caudales de bombeo global o discreto, cuya aproximación vendrá dado por el análisis del correspondiente modelo matemático. En este punto, es conveniente plantear un esquema en sección de los valores más representativos conocidos de proyecto, incluyendo la definición y clasificación de suelos afectados, como parte de la comprensión del modelo analítico y que servirá de apoyo a la posterior construcción del modelo numérico. El esquema anterior servirá de base de trabajo, en el que se deja constancia de algunos de los datos esenciales de partida. Algunos de ellos, tales como la cota de fondo de pantalla y la cota de máxima excavación, nos vienen ya impuestos por los requerimientos constructivos del proyecto. En cuanto a la reducción del potencial hidráulico necesario o nivel objetivo dinámico permanente, puede venir condicionado por las condiciones de cálculo impuestas en el diseño de las pantallas. En cualquier caso, dicho cálculo debiera incluir un coeficiente de seguridad significativo, para tener en cuenta la posible variación de las condiciones de partida, por ejemplo posibles ascensos de nivel freático al trasdos de la pantalla por la recarga de precipitación. Se puede demostrar que las variaciones de esfuerzos a los que son sometidas las barreras impermeables (muros pantalla) y en su caso sus anclajes, son muy significativos ante ascensos de nivel freático a su trasdos (esfuerzos en coronación). Por el contrario, incrementos de descensos en el interior de las pantallas sobre las hipótesis iniciales de cálculo, bajo la cota de máxima excavación, no altera los cálculos de esfuerzos de la pantalla o sus anclajes en sentido práctico.

Por tanto, el nivel dinámico permanente objetivo vendrá generalmente impuesto por la experiencia práctica, y bajo las debidas condiciones de regulación y control. La cota de dicho nivel, debiera ser aquella que con el mínimo descenso de potencial hidráulico en su zona de afección, permita la ejecución de la obra en condiciones de seguridad y estabilidad, creando de este modo, los gradientes de menor valor posible.

### 5.5. Estimación de caudales a bombear basada en un modelo analítico

Como para la mayoría de los casos prácticos, en este no había sido realizado un ensayo de bombeo para aproximar los valores de conductividad hidráulica del suelo. El informe geotécnico sí incluía ensayos de permeabilidad local, tipo Lefranc, si bien, la experiencia demuestra que estos valores no son de utilidad a los efectos de cálculo de caudales, dado que se trata de pruebas localizadas de gran variabilidad y extrema sensibilidad. Por ello, nos vemos obligados a estimar un valor de conductividad hidráulica a partir de formulaciones empíricas (Hazen, Kozeny o Breyer) o bien por métodos tabulados (Prugg), tal como comentamos anteriormente. Estos métodos requieren que sea posible obtener los valores de ciertos diámetros representativos para suelos granulares con reducido porcentaje de fino. Bajo estas condiciones, será posible determinar el coeficiente de uniformidad  $C_u = D_{60} / D_{10}$ , necesarios para su aplicación. En cualquier caso, debemos tener presente que estos valores también serán extraídos del tamizado de una muestra particular en cada caso, por tanto ofrecerán valores localizados concretos.

Los estratos diferenciados en el estudio geotécnico, con carácter generalizado, fueron clasificados en el estudio geotécnico de acuerdo con la Tabla 5.1

CLASIFICACION USGS	Descripción	Cotas		POTENCIA (m)
		Desde (m)	Hasta (m)	
Símbolo del grupo				
GM-GW	Gravas bien graduadas, mezclas de arena y pocos finos	-8,00	-17,00	9,00
CL	Arcilla inorgánica de plasticidad baja a media	-17,00	-25,00	8,00
SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo, mal graduada	-25,00	-50,00	25,00

Tabla 5.1 - Clasificación y potencia de los suelos saturados

Del informe geotécnico, extraemos la curva de análisis granulométrico por tamizado para la potencia de suelo clasificado como GM-GW (Figura 5.7).

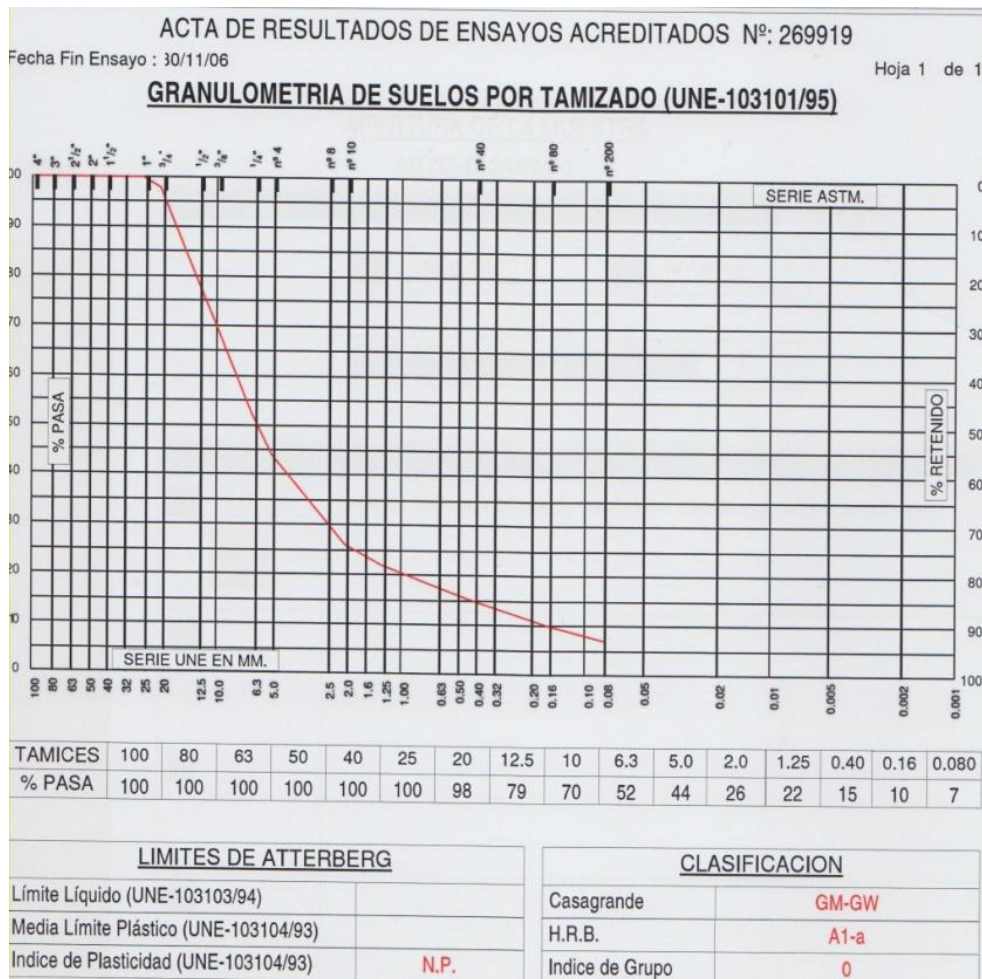


Figura 5.7 - Curva granulométrica del suelo GM-GW (Cota -8,00 : -8,60)

De esta curva se obtienen los valores  $D_{60}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{10}$ , y el coeficiente de uniformidad  $Cu = D_{60} / D_{10}$ , que resultan ser 8 mm, 6,3 mm, 0,16 mm y 50, respectivamente. Se trata de una muestra de suelo pobremente o mal graduada, dado su coeficiente de uniformidad, por lo que su conductividad hidráulica se puede estimar a partir de la formulación sugerida por Breyev, esto es:



$$K = \frac{g}{\nu} C_b D_e^2$$

Donde  $g$  es la gravedad ( $9,807 \text{ m/s}^2$ ),  $\nu$  viscosidad cinemática ( $1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $15 \text{ }^\circ\text{C}$ ),  $D_e$  tamaño efectivo del grano  $D_{10}$  y  $C_b$  es  $6 \times 10^{-4} \log(500/C_u)$ . Operando convenientemente resulta un valor de conductividad hidráulica horizontal de  $K = 1,32 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ .



Figura 5.8 - Curva granulométrica del suelo CL (Cota -22,4 : -23,00)

La curva de análisis granulométrico por tamizado para la potencia de suelo clasificada como CL se puede ver en la Figura 5.8. Sobre la muestra correspondiente no será posible llevar a cabo el procedimiento anterior, ya que su contenido en fino es del 91 %. Por ello partimos de un valor característico de bibliografía para estos suelos, que es igual a  $10^{-5} \text{ m/s}$ .

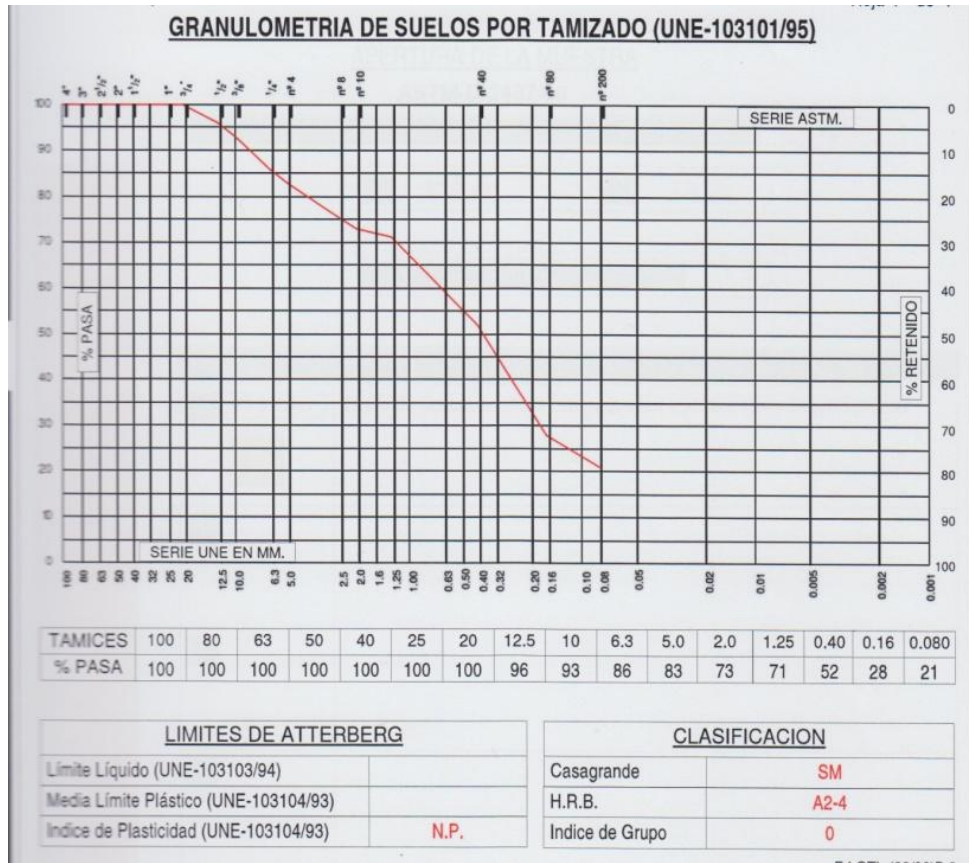


Figura 5.9 - Curva granulométrica del suelo SM (Cota -25,8 : -26,4)

Por último, la curva de análisis granulométrico por tamizado para la potencia de suelo clasificada como SM se puede ver en la Figura 5.9. A partir de ella se obtienen los valores  $D_{60}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{10}$ , y el coeficiente de uniformidad  $Cu = D_{60} / D_{10}$ , que resultan ser 0,31 mm, 0,28 mm, 0,1 mm y 3,1 respectivamente. Dado que el tamaño efectivo de grano para el valor  $D_{10}$  se encuentra en el rango de entre 0,1 y 3 mm y su coeficiente de uniformidad es menor a 5, se puede aplicar la formula de Hazen

$$K = \frac{g}{\nu} C_h f n D_{10}^2$$

donde  $f(n)$  es  $(1+10(n-0,26))$ ,  $n$  es la porosidad (0,38 para este caso),  $g$  es la gravedad (9,807 m/s<sup>2</sup>),  $\nu$  viscosidad cinemática ( $1,14 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s a 15 °C),  $D_{10}$  tamaño efectivo del grano  $D_{10}$  y  $C_h$  es  $6 \times 10^{-4}$ . Operando convenientemente resulta un valor de conductividad hidráulica horizontal de  $K=1,1 \times 10^{-4}$  m/s.

Una vez aproximados los valores de la conductividad hidráulica, podremos evaluar la estimación de caudal global en el interior del recinto apantallado. La Figura 5.10 representa un esquema de las condiciones y elementos esenciales en las que serán basados los cálculos de caudales para este primer escenario.

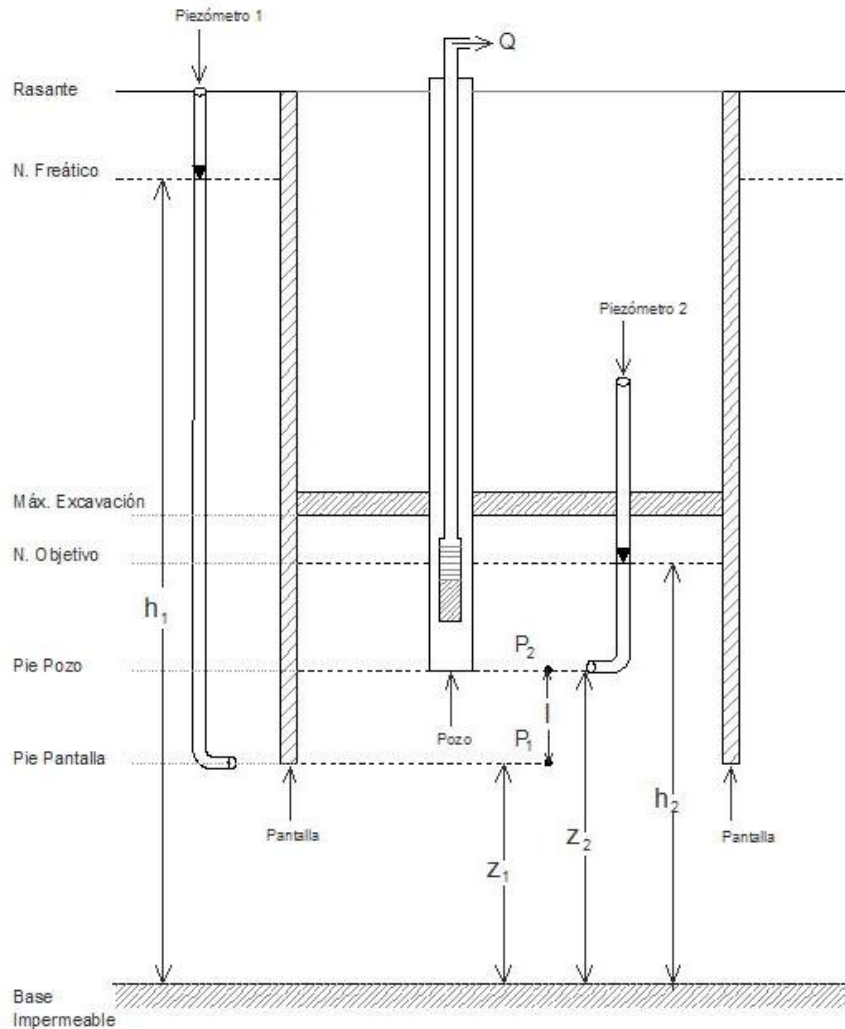


Figura 5.10 - Esquema de los elementos esenciales acotados para el primer escenario

Serán tenidos en cuenta además los siguientes datos y simplificaciones:

- Limitamos el dominio de estudio al volumen de suelo confinado lateralmente por las pantallas, las cuales son impermeables. La superficie en planta es de 15.000 m<sup>2</sup>.
- Admitiremos que el bombeo en el interior del recinto diafragmado, no producirá reducciones de potencial hidráulico al trasdos de las pantallas, lo que nos permitirá establecer un potencial hidráulico de altura  $h_1$ .
- El bombeo realizado en el interior del recinto apantallado, provocará un descenso del potencial hidráulico de altura  $h_2$  en el interior de la pantalla, de tal forma que permita realizar la excavación en seco y en condiciones de estabilidad y seguridad.

- El punto de lectura piezométrica del potencial hidráulico  $h_1$  será establecido en la cota del pie de pantalla denominado  $p_1$ .
- El punto de lectura piezométrica del potencial hidráulico  $h_2$  será establecido en la cota del pie de pozo denominado  $p_2$ .
- Situados los dos puntos de lectura piezométrica, queda acotada la distancia entre  $p_1$  y  $p_2$ , que denominaremos  $l$ .
- El flujo resultante por la acción del gradiente hidráulico es plano vertical ascendente, por tanto no se consideran las componentes horizontales.
- Admitimos una relación de conductividad hidráulica vertical y horizontal igual a 0,2 para el estrato clasificado SM ( $K_v/K_h=0,2$ ). Dado que la conductividad hidráulica horizontal resultó ser  $K_h=1,1 \times 10^{-4}$  m/s, la conductividad hidráulica vertical será  $K_v=0,22 \times 10^{-4}$  m/s, siendo este último valor el de aplicación.

Aplicando la Ley de Darcy al recinto diafragmado

$$Q = k_v A \frac{\Delta h}{l} = k_v A \frac{h_1 - h_2}{p_1 - p_2}$$

Admitiendo flujo unidireccional en sentido ascendente, dada una conductividad hidráulica vertical de  $K_v = 0,22 \times 10^{-4}$  m/s., para un área de  $A = 15.000$  m<sup>2</sup>, desde el pie de pantalla ( $h_1 = 42,35$  m;  $p_1 = 17$  m) y hasta la cota efectiva de bombeo en el pozo ( $h_2 = 30,00$  m;  $p_2 = 22$  m), resulta un caudal total de 0,881 m<sup>3</sup>/s.

Este caudal es muy superior al que realmente precisará ser bombeado y ello tiene su justificación en las condiciones de partida admitidas. La realidad es que, en régimen dinámico permanente, se reducen los valores de las presiones intersticiales en el dominio del problema, especialmente bajo los puntos de bombeo y hasta la base del acuífero.

Debido a la citada reducción de presiones intersticiales, podríamos aplicar por tanteo diferentes valores a la variable  $h'_1$ , evaluando los diferentes escenarios resultantes. Si admitiéramos una reducción del valor medio del potencial hidráulico, en el plano de cota del pie de pantalla, del entorno de un 30 %, resulta el esquema de la Figura 5.11.

Realizamos nuevamente los cálculos para el valor de tanteo admitido, siendo en este nuevo escenario  $h'_1$  igual a 32 m, evaluado en el mismo punto  $p_1$ , resultando un caudal de 0,132 m<sup>3</sup>/s. El resultado ahora obtenido podría ser considerado como hipótesis plausible, consensado con la experiencia. En cualquier caso, siempre será conveniente aproximar la distribución de valores de las presiones intersticiales, a partir de la aplicación de un modelo numérico.

Queda demostrada la sensibilidad que tiene el gradiente hidráulico considerado sobre los cálculos realizados y por tanto, la conveniencia de su justificación mediante el modelo numérico. De otro modo, únicamente podría ser aplicado un modelo analítico, con gradientes estimados a partir de la experiencia, lo que puede generar desconfianza ante el resultado obtenido.

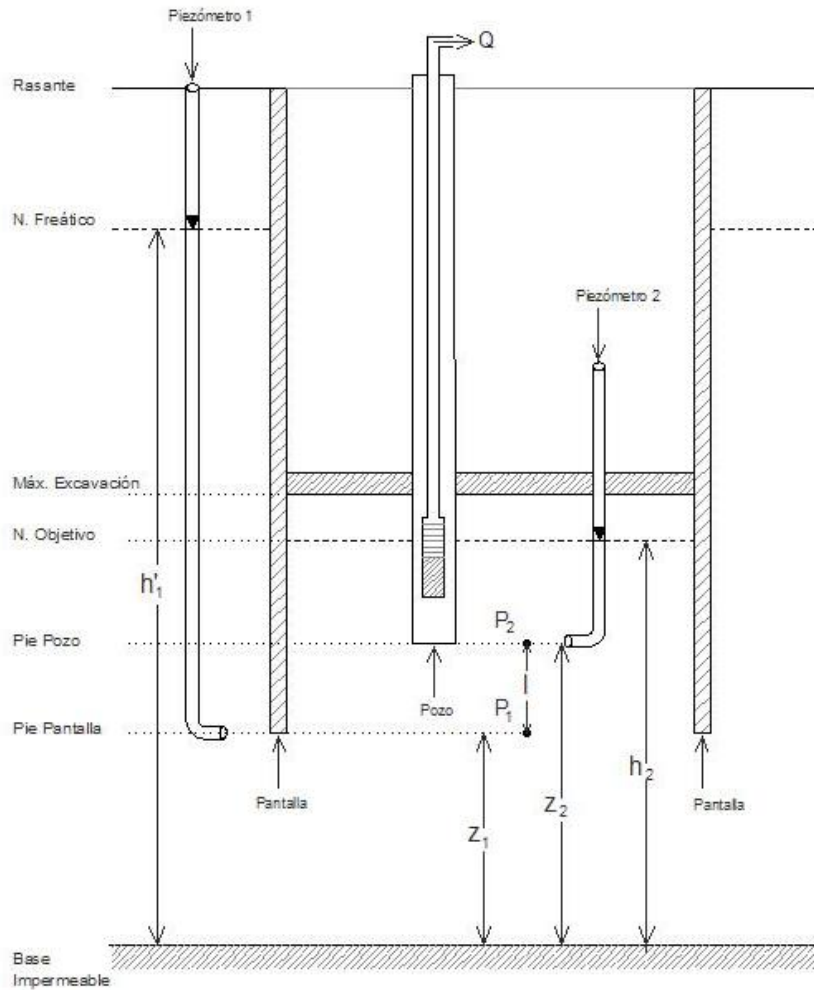


Figura 5.11 - Esquema de los elementos esenciales acotados para el segundo escenario

Si admitimos este último caudal, como el necesario para provocar un descenso de nivel que permita realizar la excavación en seco, procede seguidamente determinar qué número de pozos serán necesarios y por tanto, qué caudal debe ser bombeado en cada uno de ellos. Apoyados en la experiencia, admitiremos que el diámetro efectivo de perforación de cada uno de los pozos de bombeo, será como mínimo de 250 mm, por su rendimiento en costes de ejecución.

A partir de la Figura 5.12 se puede obtener el caudal máximo admisible por metro lineal de pozo, a partir de la conductividad hidráulica del suelo y del diámetro efectivo de la perforación. Admitiendo que nos hallamos ante un suelo de conductividad hidráulica del entorno de  $10^{-4}$  m/s, entramos en el gráfico por el eje de abscisas, interceptando la curva correspondiente al diámetro efectivo de la perforación de valor 250 mm. Proyectando este punto sobre el eje de ordenadas obtendremos un valor recomendado de caudal de bombeo por metro lineal del pozo mojado y que ha resultado ser 0,6 l/s-m.

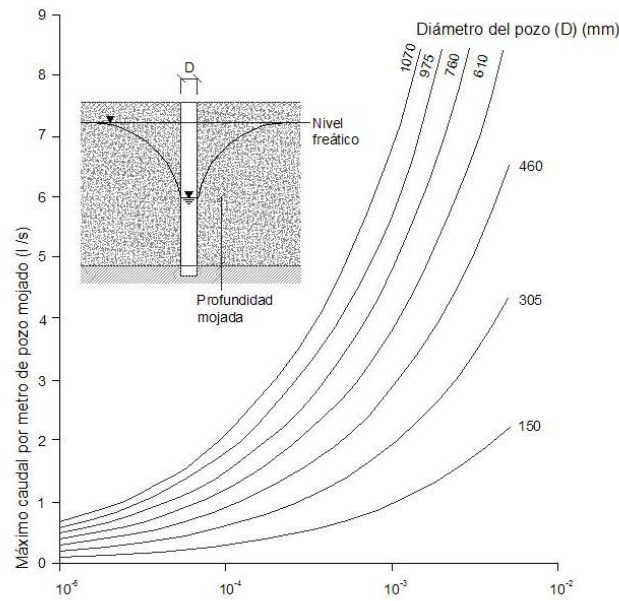


Figura 5.12 - Máximo rendimiento exigible a un pozo de bombeo (CIRIA R113, 1986).

Dado que el caudal total estimado de bombeo era de 132 l/s (0,132 m<sup>3</sup>/s) y que el caudal de bombeo por metro de pozo mojado no debe ser superior a 0,6 l, será necesario un total de 220 metros lineales de pozo mojado (132/0,6). Recordando que el pozo de diseño alcanzó la cota -18 msnm (-28 m) y que el nivel objetivo dinámico permanente fue establecido en la cota -10 msnm (-20 m), cada pozo contará con 8 metros lineales de longitud mojada, por tanto se precisarán de aproximadamente 27 pozos (220/8). Asumiendo medio isótropo, cada pozo bombearía 4,8 l/s (132/27).

Una perforación de diámetro efectivo 250 mm, con un adecuado diseño y método de perforación (sugerimos sistema OD o Dual, para esta práctica), puede ser equipado con electrobombas sumergibles de capacidad nominal en el entorno de 7 a 9 l/s. Ello significa que, fijado el diámetro efectivo, y permitiendo una mayor velocidad del agua en su entrada al bombeo, podría ser reducido el número de pozos a riesgo de producir erosión de suelo.

En cualquier caso, hacemos especial hincapié en la reducción significativa de caudal a bombear bajo el segundo escenario, basado en la disminución estimada del gradiente, lo que solo podrá ser justificado con el oportuno modelo numérico. En el supuesto inicial, es decir no contemplando la reducción de gradiente por la acción del bombeo, el caudal resultante requeriría de 180 pozos, escenario que no puede ser planteado.

## 5.6. Aproximación de caudales basada en un modelo numérico

Tras el análisis conceptual y analítico, se comprueba la existencia de un suelo estratificado de gran variabilidad y alternancia, lo que implicará una significativa anisotropía, distinta en cada uno de los estratos, con presencia de barreras impermeables en el interior del dominio de estudio (muros pantallas), donde a priori y salvo fallos de estanqueidad horizontal, el flujo de recarga en su confinamiento, tendrá sentido vertical ascendente, desde las cotas inferiores y cuyo potencial deberá ser reducido mediante una matriz de pozos, a los valores objetivos.

En esta fase del estudio, es posible prever caudales adicionales por deficiencias constructivas de las pantallas (filtraciones laterales) o por aguas surgentes en la base de la excavación, procedentes de sondeos o perforaciones preexistentes y que no hayan sido debidamente sellados.

### 5.6.1. Geometría del modelo

A partir de los planos de proyecto, conocemos la morfología de la construcción, quedando definida la superficie en planta y sección de la edificación. Una vez identificados e implementadas en el modelo, servirán como base de apoyo al diseño de los polígonos que utilizará el generador de malla por el que optemos en el modelo numérico. Tendremos presente la existencia de barreras físicas en el interior de nuestro modelo, tales como muros pantalla, que representan barreras impermeables al flujo, de penetración parcial sobre la vertical del modelo.

Igualmente en este punto, definiremos la extensión del dominio del problema, delimitando las fronteras, cuyas características hidráulicas vendrán posteriormente definidas. Para ello debemos estimar la zona de influencia, recordando que dicho valor puede ser aproximado por la fórmula empírica de Sichart y Kryieleis, con las reservas al respecto que fueron argumentadas. Incrementando el área de la parcela al trasdos de la pantalla con el radio de influencia obtendremos una aproximación de la extensión del dominio del problema para la construcción del modelo.

En este punto, debemos definir igualmente el número de elementos aproximados que integrarán nuestro modelo numérico, teniendo presente el coste computacional que requiere un exceso de elementos, lo que obliga a alcanzar un compromiso entre la precisión y resultado efectivo. Definiremos el número de estratos, según su litología, a partir del informe de reconocimiento y caracterización del suelo y cuyo esquema esencial ha sido incluido en la definición del modelo conceptual.

A su vez, cada unidad litológica puede ser subdividida en tantos estratos o subunidades hidrostratigráficas como sea considerado por el modelador. Esta subdivisión puede hallar su justificación en la necesidad de conocer información con mayor detalle, existencia de gradientes hidráulicos abruptos, requerir mayor precisión o incluso delimitar posiciones físicas tales la posición y profundidad de pantallas o pozo como es el caso. Estas subunidades se encuentran diferenciadas por un plano donde se apoya la malla de cálculo que las separa. El caso de estudio requirió de un modelo de 15 subestratos, delimitados por 16 planos. La observación que justifica la existencia de cada uno de estos subestratos queda recogida en la Tabla 5.2.

La Figura 5.13 incluye un esquema acotado de cada uno de los subestratos, delimitado por el plano de techo y muro, correlacionado con su posicionamiento con respecto a su cota sobre el nivel de mar y cota relativa. El modelo únicamente tomará en consideración una potencia de suelo saturado de altura total de 42 metros. La cota de elevación del modelo +42, se corresponde con la cota +2 msnm (-8 m).

Slice	Layer	Elevación	Observación/Justificación	Clasificación
S1		+42,00	Techo de estrato litológico GM-GW	GM-GW
S2	L1	+34,75	Máxima Excavación	
S3	L2	+33,00	Muro de estrato litológico GM-GW	
S4	L3	+30,00	Potencial hidráulico objetivo por la acción de los bombeos;	CL
S5	L4	+25,00	Muro de estrato litológico CL	
S6	L5	+22,00	Pie de pozo	SM
S7	L6	+20,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S8	L7	+18,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S9	L8	+17,00	Pie de pantalla	
S10	L9	+20,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S11	L10	+14,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S12	L11	+12,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S13	L12	+09,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S14	L13	+06,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S15	L14	+03,00	Para conocer valores de altura hidráulica en esta cota	
S16	L15	+00,00	Base impermeable del acuífero	

Tabla 5.2 - Detalle acotado de estratos (L) y láminas (S) que conforman el modelo numérico.



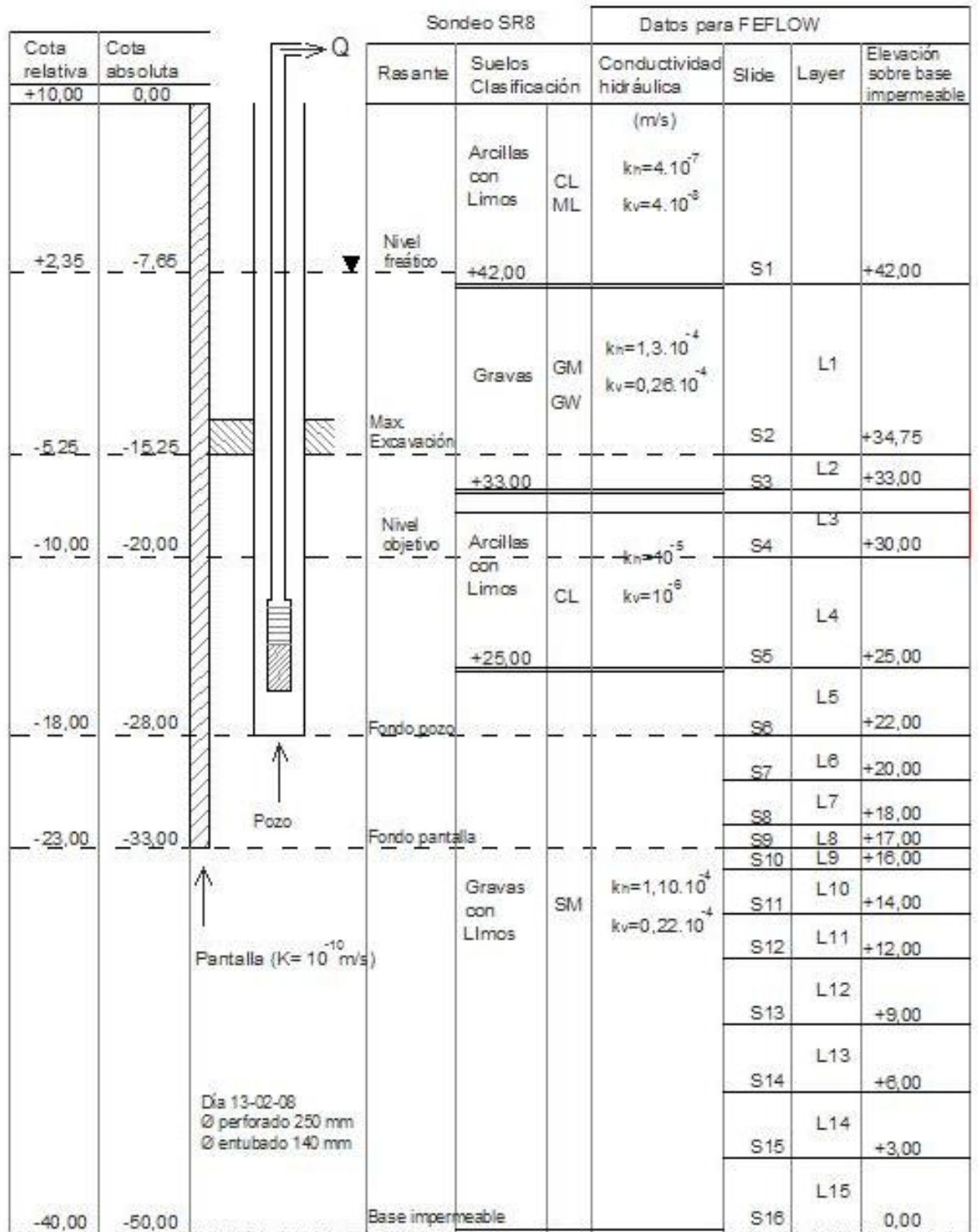


Figura 5.13 - Esquema acotado de posicionamiento de estratos y láminas del modelo numérico correlacionado con los elementos esenciales.

### 5.6.2. Asignación de parámetros hidrogeológicos

En los modelos de flujo destinados al estudio de una red de control de una obra de ingeniería, cobra especial relevancia la simulación, en régimen dinámico permanente, dado que en general, ante un caudal de bombeo determinado que provoque el descenso de potencial hidráulico a los valores objetivos, el espacio de tiempo en el que el sistema se comporta en régimen dinámico variable no será considerable.

Por ello, el parámetro por excelencia a determinar y que condicionará el resultado del modelo es la conductividad hidráulica, siendo menos importante el coeficiente de almacenamiento.

En el caso que nos ocupa, los valores de la conductividad hidráulica fueron calculados como ya indicamos en base a una formulación empírica, teniendo en cuenta sus limitaciones y rangos de aplicación. Es usual admitir un comportamiento isotrópico en sentido horizontal, estableciendo anisotropía con respecto a su componente vertical. La relación de anisotropía será función del tipo de suelo. Los valores de las componentes de la conductividad hidráulica y sus relaciones de anisotropía utilizados en el modelo numérico son recogidos en la Tabla 5.3. A los elementos del modelo numérico que integran los muros pantallas, les fue asignado una conductividad hidráulica de  $10^{-10}$  m/s, para simular barrera impermeable.

Clasificación USGS	Cotas absolutas		Potencia (m)	Kv/Kh		
	Desde	Hasta		Kh	anisotropía	Kv
CL-ML	0	-8	8,00	$4,00 \times 10^{-06}$	0,10	$0,40 \times 10^{-06}$
GM-GW	-8	-17	9,00	$1,31 \times 10^{-04}$	0,20	$0,26 \times 10^{-04}$
CL	-17	-25	8,00	$1,00 \times 10^{-05}$	0,10	$1,00 \times 10^{-06}$
SM	-25	-50	25,00	$1,14 \times 10^{-04}$	0,20	$0,22 \times 10^{-04}$

Tabla 5.3 – Conductividades hidráulicas y relaciones de anisotropía utilizadas en el modelo.

### 5.6.3. Condiciones iniciales y de contorno

En sentido práctico y desde el lado de la seguridad, optamos por un modelo en cuyas fronteras o límites del dominio del problema, será establecida una condición de contorno del tipo Dirichlet, lo que supone una fuente de agua inagotable a partir de dicho contorno. Ello significa imponer un potencial hidráulico prescrito y constante, cuyo valor podrá ser conocido a partir de la campaña de sondeos de caracterización del suelo de la parcela. En el caso estudiado en este trabajo, el nivel piezométrico fue detectado en la cota  $+2,35$  msnm ( $-7,65$  m). A efectos del modelo numérico su cota de elevación es  $+42,35$  m.

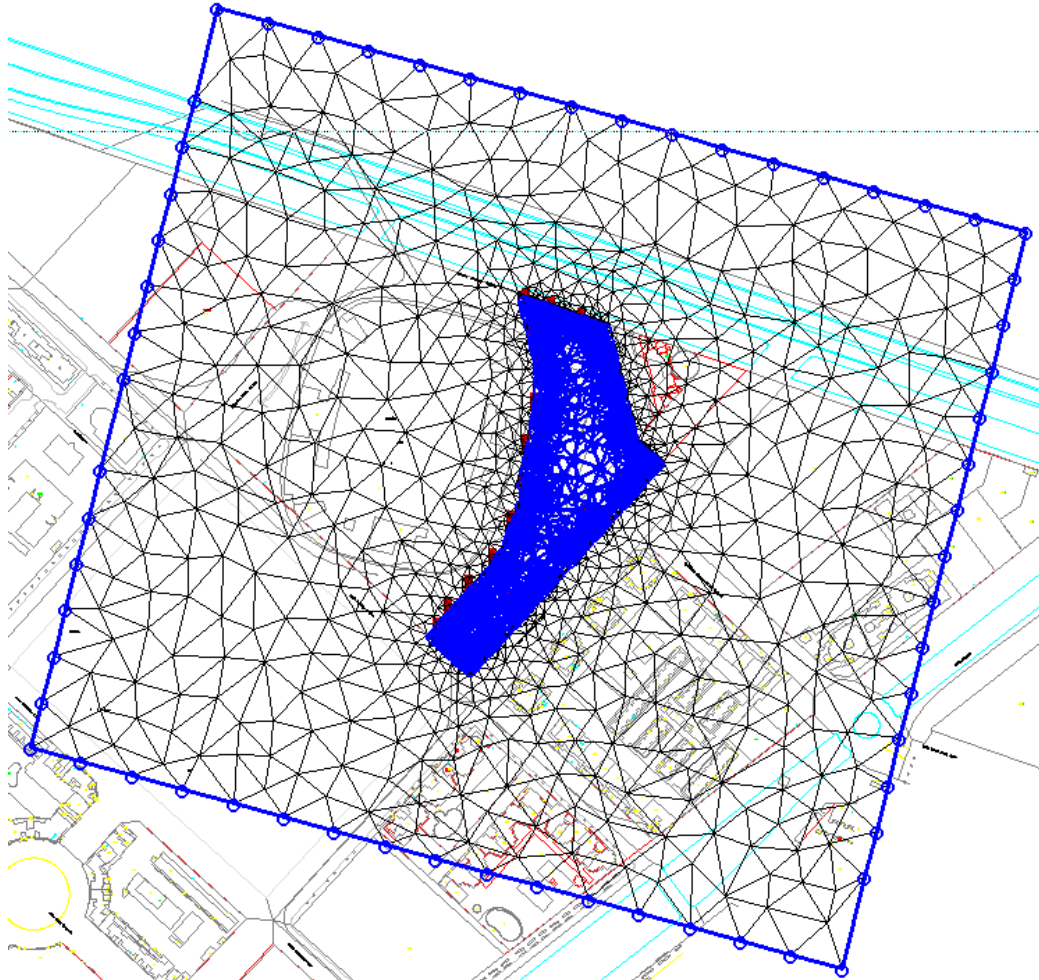
Si en el interior del dominio, no es aplicada ninguna acción externa (recargas de lluvias, pozos de extracción o recargas), el sistema permanecerá en equilibrio y por tanto, no existirá flujo. Por el contrario, si imponemos a toda la superficie confinada por las pantallas, un potencial hidráulico constante y de diferente valor que el establecido en el contorno del modelo, se activará un flujo por el gradiente generado entre los dos potenciales.

En el caso estudiado, impondremos un potencial constante en el interior del recinto confinado por las pantallas coincidente con el valor del nivel objetivo, establecido en la cota de  $-10$  msnm ( $-20$  m), que permitirá ejecutar la excavación en seco.

Si corremos el modelo numérico, este activará el flujo por el gradiente resultante de los valores fijados en el contorno del dominio y el interior del recinto apantallado. Con ello podremos, mediante el cálculo de balance de masa, obtener el caudal que teóricamente debiera ser bombeado de forma permanente para mantener las condiciones de piezometría impuestas. Desarrollamos estos pasos seguidamente.

#### 5.6.4. Construcción del modelo numérico

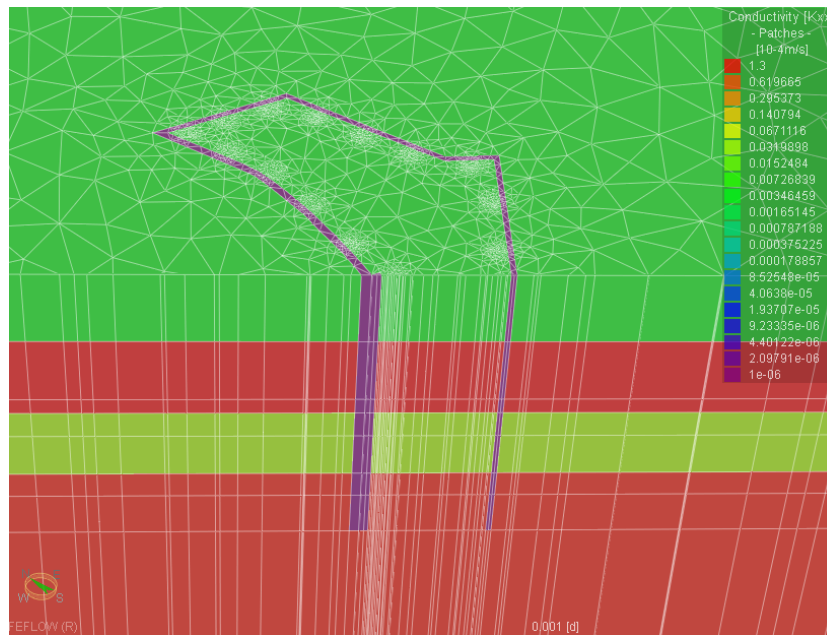
Una vez establecidos los límites físicos del problema, superpondremos una malla de elementos finitos sobre toda su extensión. La Figura 5.14 muestra la malla superpuesta a la extensión del modelo, en la que aparecen remarcados los nodos a los que les fueron asignados una condición de Dirichlet.



**Figura 5.14** - Representación de la malla de elementos finitos superpuesta al dominio del problema y condiciones de contorno.

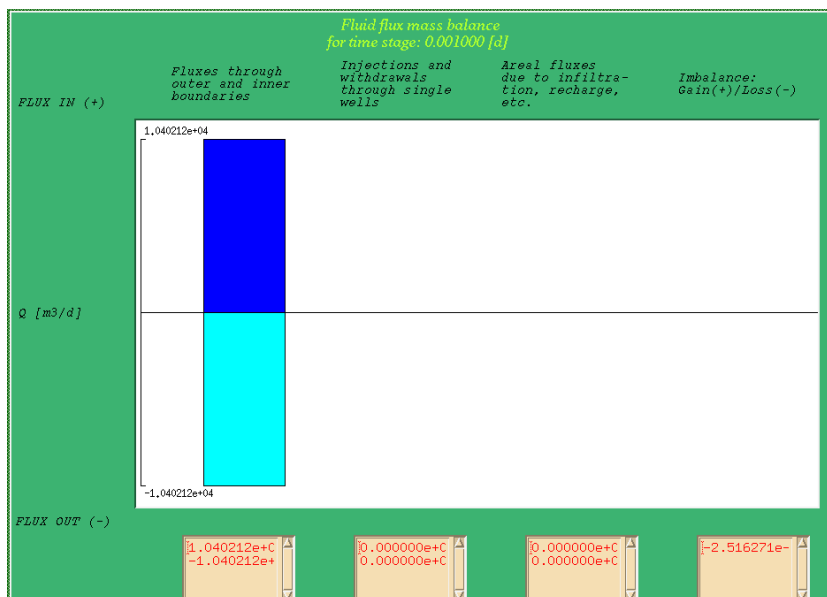
Los puntos o nodos destacados del contorno imponen un potencial constante de valor  $+42,35$  m ( $-7,65$  m) con respecto a la base de referencia del modelo. La zona central, con mayor densidad de nodos por refinamiento, se corresponde con el área en planta de la excavación. El potencial hidráulico impuesto a esta zona con referencia a la base del modelo fue de valor  $+30$  m ( $-20$  m).

La Figura 5.15 muestra las unidades litológicas del modelo y los valores de la componente horizontal de la conductividad hidráulica asignada a cada una de ellas. Esta figura incluye los elementos del modelo que integran el muro pantalla de confinamiento, con asignación del valor de la conductividad hidráulica  $10^{-10}$  m/s.



**Figura 5.15** – Sección del modelo numérico. Distribución de los valores de la conductividad hidráulica asignados a cada unidad estratigráfica.

En las condiciones anteriormente indicadas, al correr el modelo se observa un flujo de agua. La Figura 5.16 muestra el resultado del cálculo del balance del flujo de masa, coincidente con el caudal total de salida del modelo y con el que teóricamente debiera ser bombeado en el interior de la parcela, para mantener el potencial hidráulico en la cota objetivo.



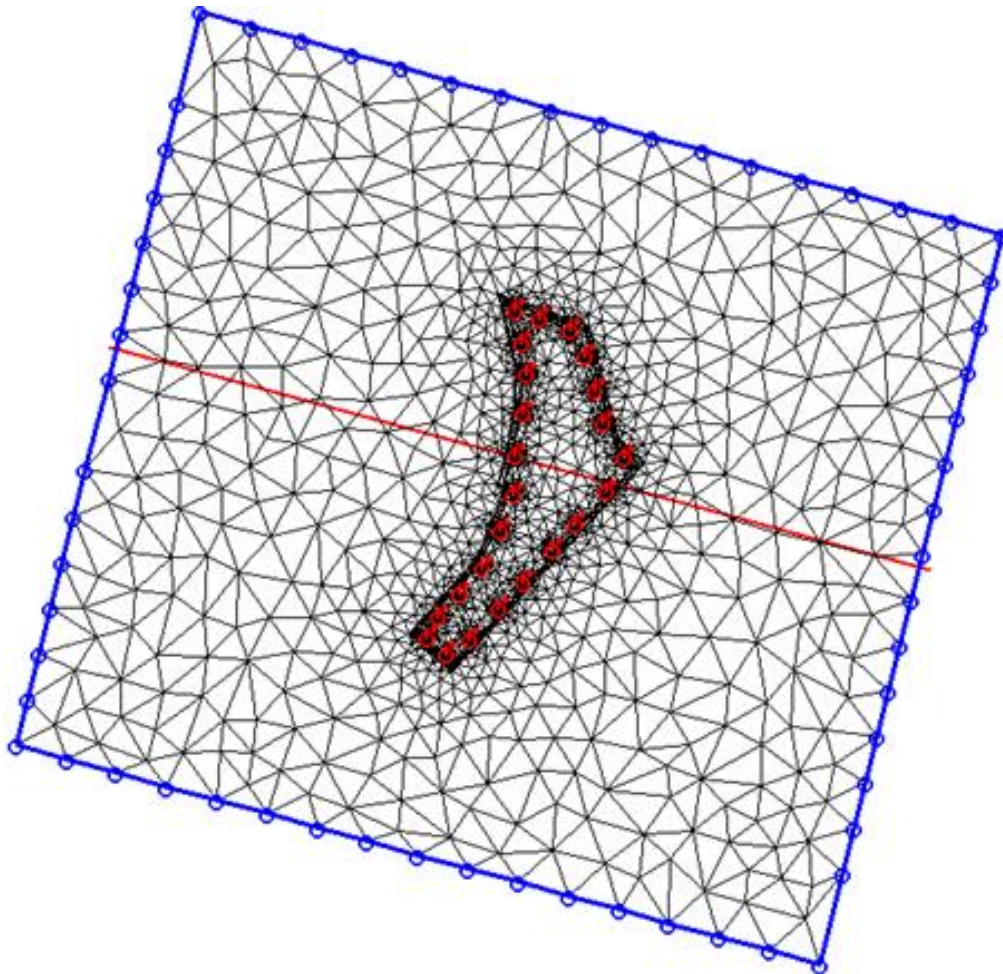
**Figura 5.16** – Resultado del balance de masa. Caudal de salida del recinto apantallado por imposición del potencial constante en su interior.



El caudal resultante del proceso numérico es de 120 l/s ( $1,04 \times 10^4$  m<sup>3</sup>/día). La Figura 5.16 muestra además que el caudal de entrada al modelo es igual al caudal de salida, por tanto sin pérdidas o ganancias de flujo que provoquen inestabilidad matemática al modelo.

Podemos comparar el caudal resultante a partir de este primer balance de 120 l/s, con el resultado del modelo analítico en su primer escenario, es decir, sin reducción de gradiente, cuyo resultado era próximo a los 880 l/s. Ello evidencia que se produce una reducción del gradiente, y que la hipótesis de reducir el potencial hidráulico en el entorno del dominio afectado por los bombeos es plausible. Podemos comprobar que el resultado del cálculo del modelo numérico se encuentra razonablemente próximo al resultado ofrecido por el modelo analítico planteado bajo las condiciones del segundo escenario, cuyo caudal resultante fue de 132 l/s. Recordemos que la reducción porcentual del gradiente para el precitado segundo escenario, fue estimada y sin justificación, basada únicamente en la experiencia del analista, aspectos que serán tratados en las conclusiones del presente trabajo.

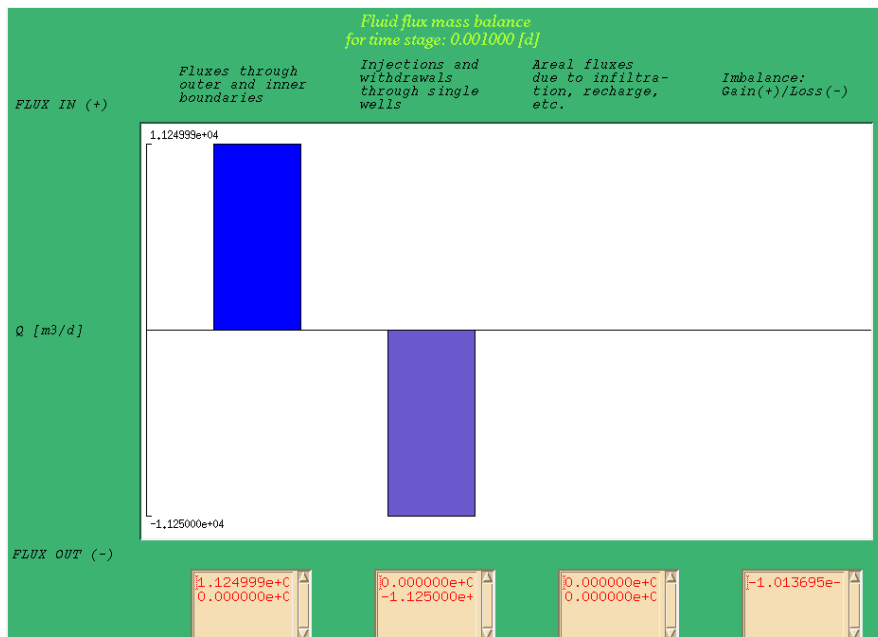
Una vez conocido el resultado de este primer balance del modelo numérico, anulamos la condición inicial impuesta de potencial hidráulico prescrito al área confinada por las pantallas, manteniendo la de potencial prescrito en el contorno del dominio del problema. Ahora debemos sustituir la condición anulada por una serie de pozos convenientemente distribuidos, cuya acción conjunta genere un bombeo equivalente al caudal anteriormente balanceado. Habitualmente no es suficiente con la sola división del caudal total por el número de pozos, dadas las pérdidas de carga que pueden generarse en cada punto de bombeo. Recordando que el caudal total a bombear era de 120 l/s ( $1,04 \times 10^4$  m<sup>3</sup>/día), se propone una distribución a 24 perforaciones, por lo que resultaría a 5 l/s ( $433,33$  m<sup>3</sup>/día) por pozo. La Figura 5.17 muestra la distribución de los 24 pozos situados en el interior del área de excavación confinada por las pantallas.



**Figura 5.17** – Esquema de posicionamiento de los 24 pozos de bombeo en el interior del recinto apantallado.

Para considerar las pérdidas de carga generalizadas en los pozos, consideramos elevar el caudal de bombeo por pozo a 5,2 l/s (450 m<sup>3</sup>/día), es decir, lo que se correspondería con una red de pozos de baja capacidad (LWC). La experiencia juega un papel importante en el paso anterior, ya que asignar un caudal determinado al pozo, como se vio en el apartado 3.4, condicionará la selección del equipo de bombeo a instalar y por tanto, también el diámetro del pozo. Recordemos que tanto el diámetro, como la profundidad y el tipo de suelo puede condicionar la técnica a utilizar para la ejecución de la propia perforación. El resultado óptimo será aquel a partir del cual un número determinado de pozos logre el descenso de potencial objetivo, con un bombeo distribuido, optimizado por el dimensionamiento del equipo de bombeo, en combinación con los costes de perforación.

Se realiza una nueva simulación y se comprueba la estabilidad del mismo. Los resultados del balance de masa son mostrados en la Figura 5.18



**Figura 5.18** – Resultado del balance de masa. Caudal de salida del recinto apantallado por la acción de 24 pozos en su interior.

La aplicación utilizada permite la visualización de la distribución de las alturas hidráulicas y de vectores de velocidad de flujo.

Es esencial comprobar si el potencial hidráulico en régimen dinámico permanente, ha alcanzado el descenso necesario hasta el nivel objetivo que permita ejecutar la excavación en seco. La Figura 5.19 muestra que la altura hidráulica en el interior del recinto apantallado, derivado de la acción de los 24 pozos, quedaría establecida en la cota +26 m (-24 m) correspondiente con el color azul de la leyenda de dicha figura. Recordemos que la cota de elevación en el modelo que representa la máxima excavación es +34,75 m (-15,25 m), por tanto, en el entorno de 8 metros por encima del nivel del agua controlada por la acción del bombeo, en consecuencia, el objetivo habrá sido logrado.

También es posible visualizar la distribución de presiones intersticiales. Si particularizamos sobre el plano de distribución de presión de isovalor 0, es decir, aquel nivel donde la presión del agua se compensa con la presión atmosférica, nos ofrecerá la lámina de agua en condiciones de régimen dinámico estacionario. La Figura 5.20 muestra el plano de presión de isovalor cero en el dominio del problema, en tres dimensiones y en perspectiva superior e inferior.

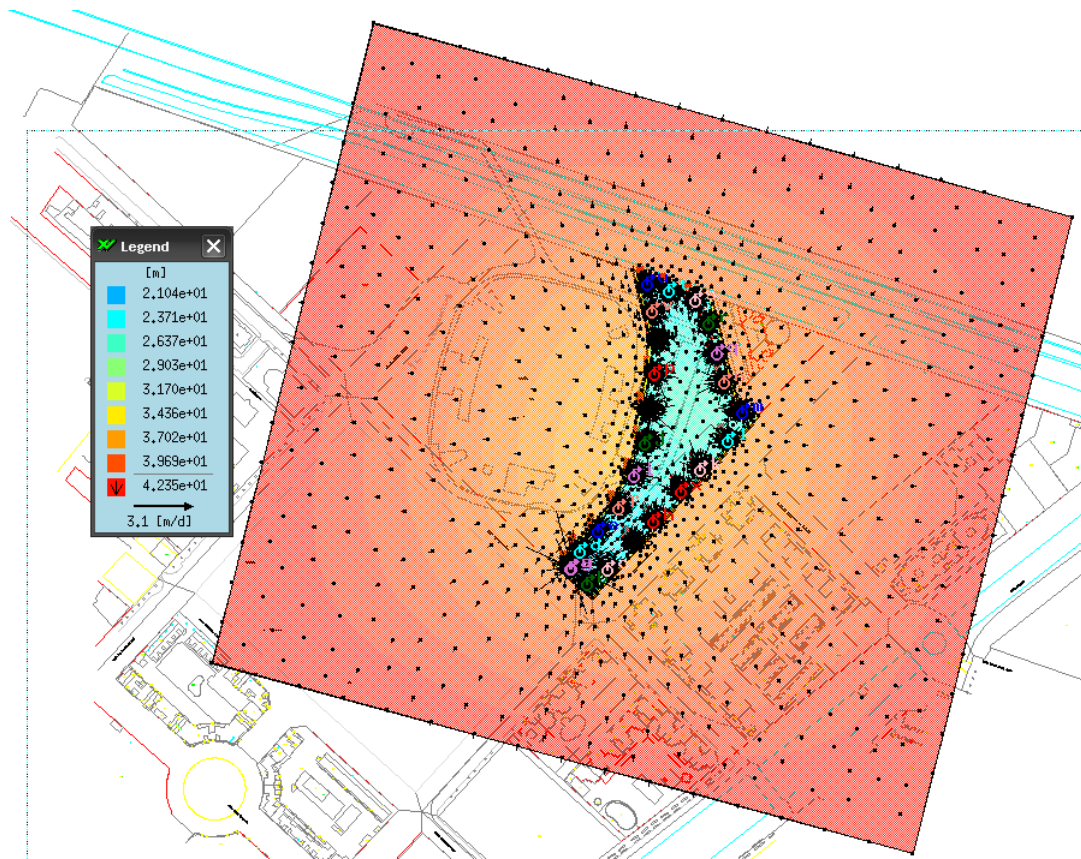


Figura 5.19 – Representación de la distribución en planta de la altura hidráulica en régimen dinámico permanente y de los vectores de velocidad de flujo, orientación y módulo.

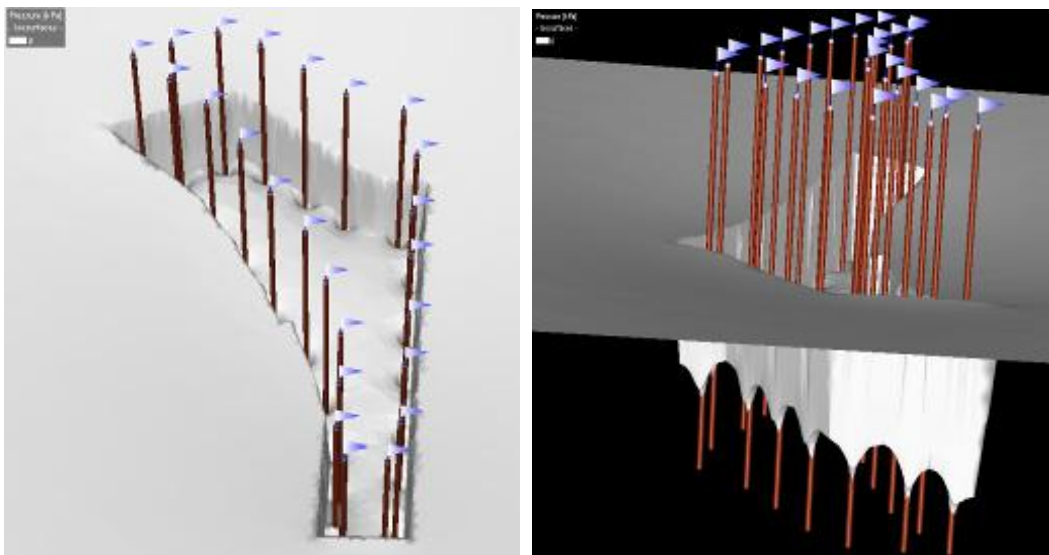
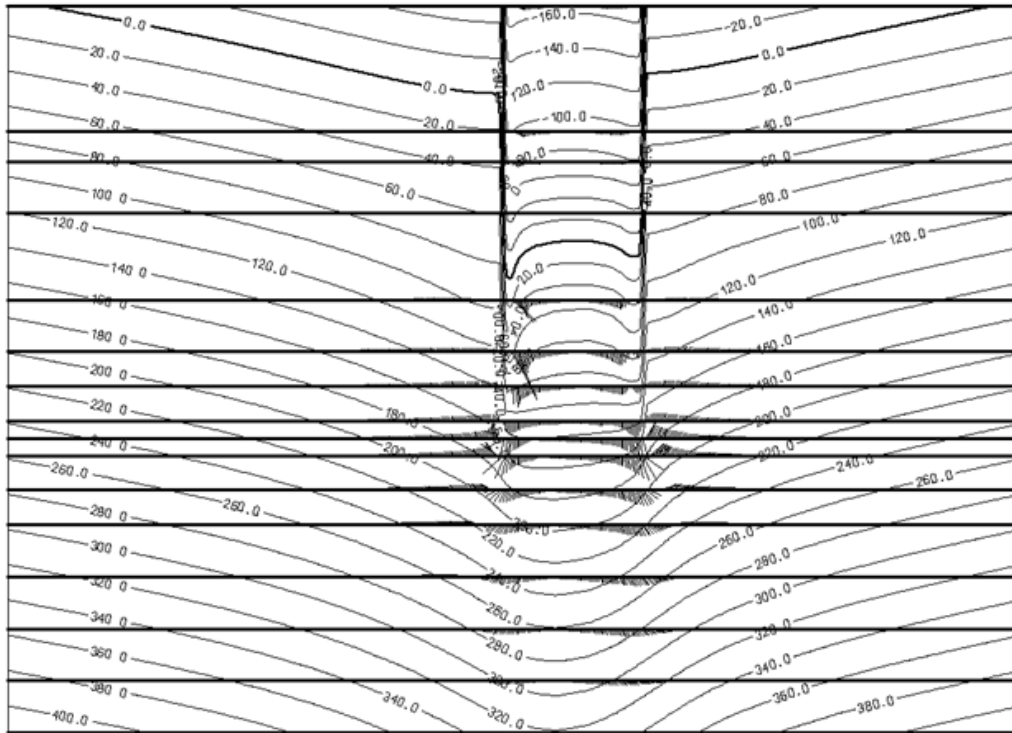


Figura 5.20 – Isoplano de presión de valor 0 generado por la acción de los 24 pozos. Izda. Vista superior de la parcela. Dcha. Vista inferior mostrando interacción entre pozos.

### 5.6.5. Análisis de los resultados

Para analizar la distribución vertical de los valores de las alturas hidráulicas y de las presiones intersticiales del suelo, tomaremos la sección destacada con una línea de color rojo sobre la planta del modelo mostrado en la Figura 5.17. En adelante, esta sección es la mostrada en todas las figuras de análisis de datos verticales del modelo.

La Figura 5.21 muestra la distribución vertical de las presiones intersticiales en kilopascuales (kPa), mediante isótopas con incrementos de 20 kPa, derivada de la acción simultánea de los 24 pozos de bombeo.

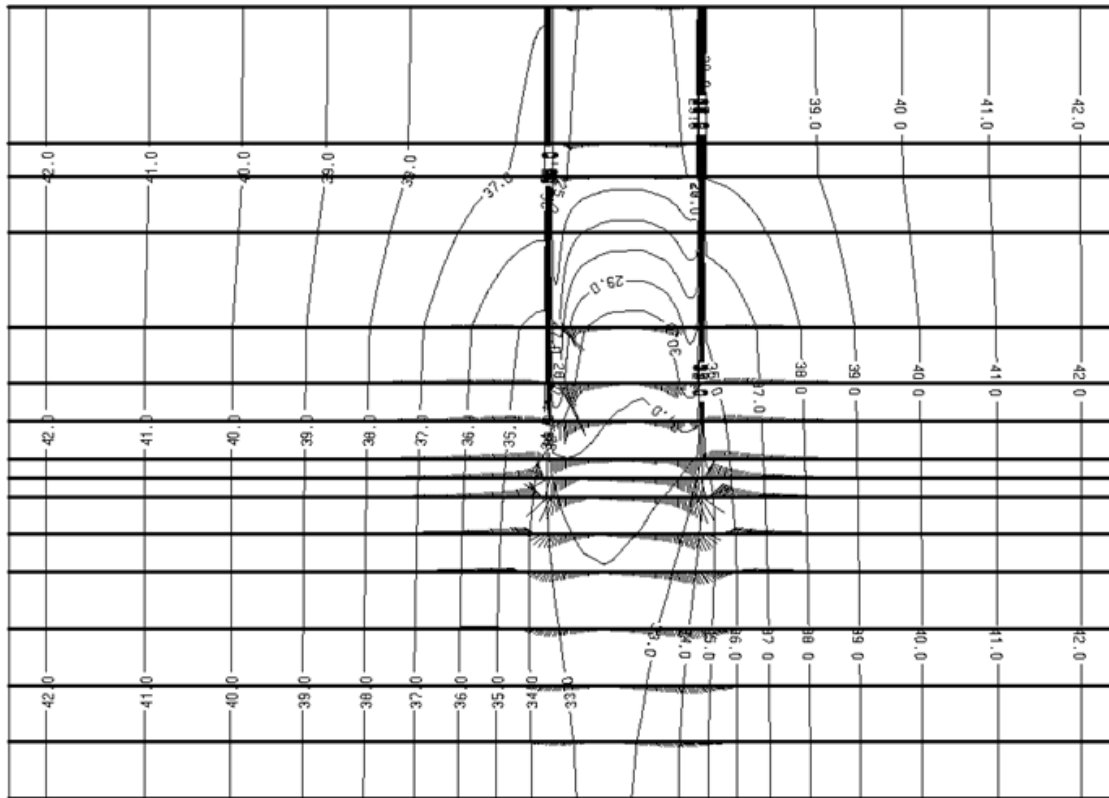


**Figura 5.21**– Distribución en sección vertical de isopresiones en kPa.

En la sección se observan 16 capas (en adelante se refiere como S seguida de su número) representadas por las líneas horizontales paralelas, que dan lugar a estratos (en adelante se refiere como L seguida de su número), cuyas características fueron incluidas en la Tabla 5.2. Se comprueba que la línea definida por el isovalor de presión 0, es decir la que representa la lámina superficial del agua en régimen dinámico permanente, se encuentra en la subunidad estratigráfica L4 en el interior de las pantallas, por tanto por debajo de la lámina S4. Recordemos que la lámina S4, situada a la cota de elevación del modelo +30,00 m (-20 m), había sido fijada como altura hidráulica máxima objetivo y que la máxima excavación es representada por la lámina S2 situada a la cota de elevación +34,75 m (-15,25 m).

Para analizar la red de flujo nos fijaremos en la Figura 5.22, la cual representa, bajo las mismas acciones y condiciones de bombeo, la distribución vertical de las líneas equipotenciales en la misma sección del modelo. La dirección del flujo será perpendicular a las líneas equipotenciales y en sentido decreciente respecto de su valor. Como consecuencia del gradiente impuesto por el bombeo del interior del recinto, el flujo es subhorizontal desde sus límites de contorno, curvándose en sentido descendente, en la medida que se aproxima a las pantallas.





**Figura 5.22**– Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo.

Puesto que las pantallas son impermeables al flujo horizontal, debido al citado gradiente impuesto por la acción de los pozos de bombeo, el flujo entra al recinto en sentido ascendente por debajo de las pantallas, hasta ser interceptado por los pozos de bombeo. Ello justifica que la distribución de las líneas equipotenciales en el interior de las pantallas, tiendan a linealizarse en horizontal.

Dado el especial carácter investigativo de este trabajo, es deseable conocer la distribución de valores concretos de las alturas hidráulicas, y por ende el de las presiones intersticiales, que establezcan condiciones de excavación en seco, seguras y estables en el conjunto de la obra. El código utilizado para el modelo numérico (FEFLOW®), permite implementar unos pozos de observación o piezómetros, con los que obtener valores de altura hidráulica concretos, en cada uno de los nodos en los que se establezca dicho piezómetro.

Se decide posicionar 3 piezómetros totalmente penetrantes en la vertical del modelo y situados según es mostrado en la Figura 5.23. Estos piezómetros no han sido realmente ejecutados, por tanto no existe la posibilidad de tomar lectura directa sobre ellos. Estos piezómetros son representados por una herramienta matemática que incluye el código de simulación utilizado, lo que permite conocer los valores calculados por el modelo en aquellos nodos en los que fueron posicionados.

El piezómetro  $P_1$ , se posiciona en el centro de la parcela confinada por la pantalla. El piezómetro  $P_{33}$  se posiciona a una distancia de aproximadamente 3 metros del intradós de la pantalla y de uno de los pozos de bombeo ( $P_{17}$ ). El piezómetro  $P_{49}$  se posiciona a una distancia aproximada de 3 metros del trasdós de la pantalla, es decir, fuera del recinto de bombeo. Como el modelo tiene 16 capas, tendremos 16 nodos o puntos de información, por cada piezómetro.

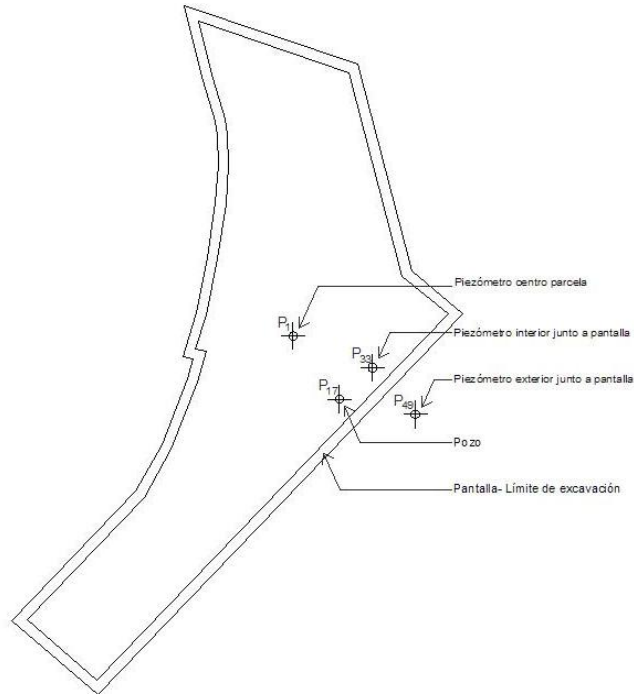


Figura 5.23– Posición de los piezómetros P<sub>1</sub>, P<sub>33</sub>, P<sub>49</sub> y pozo de bombeo P<sub>17</sub>.

La Tabla 5.4 muestra los valores de las alturas hidráulicas calculadas por el modelo en cada uno de los nodos de la vertical de posicionamiento del pozo y de los piezómetros señalados en la Figura 5,24.

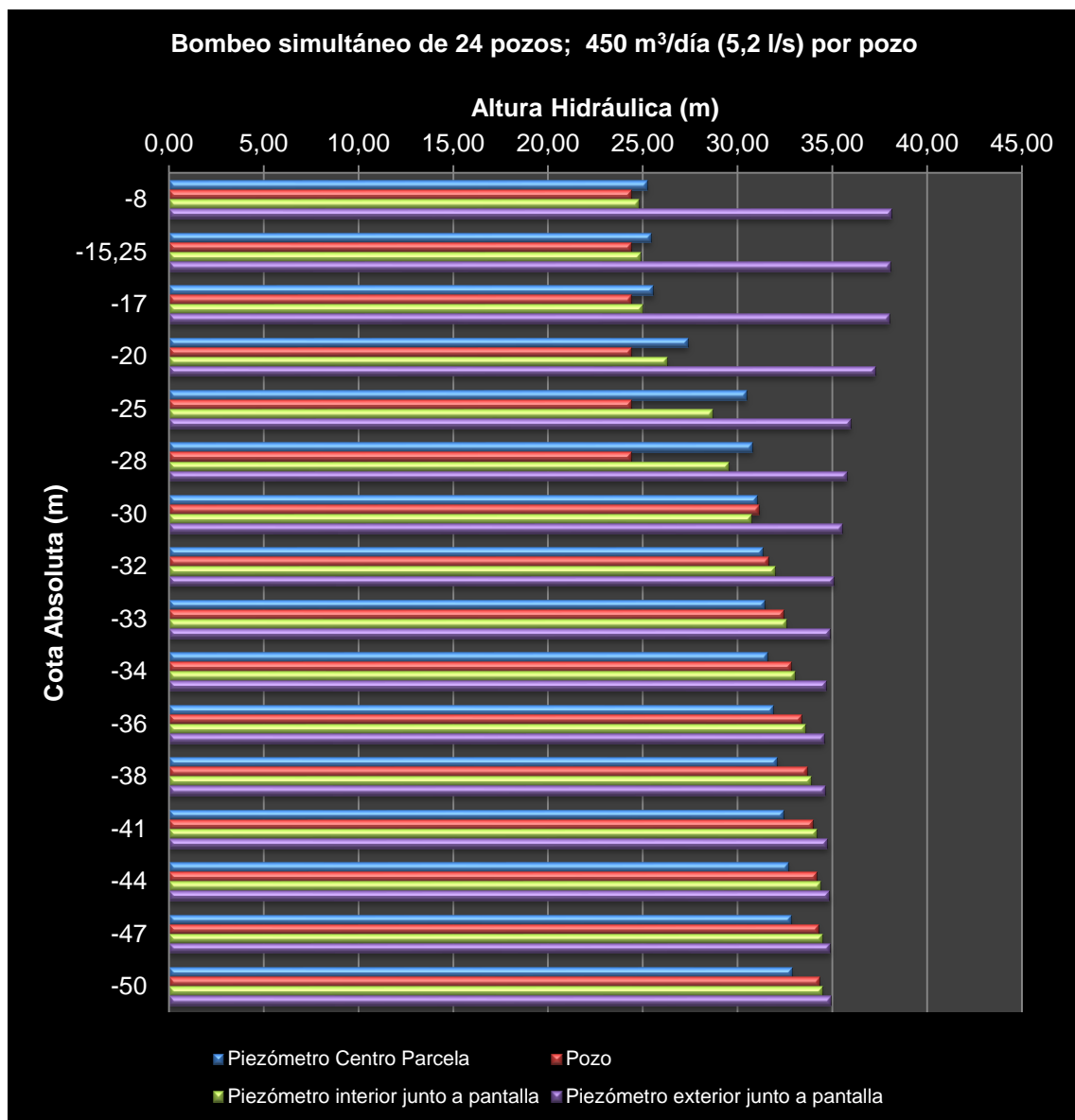
Cota absoluta (m)	Cota elevación del modelo (m)	Lámina (S)	Altura Hidráulica (m)			
			Piezómetro centro parcela P <sub>1</sub>	Pozo P <sub>17</sub>	Piezómetro interior junto a pantalla P <sub>33</sub>	Piezómetro exterior junto a pantalla P <sub>49</sub>
-8	42	1	25,22	24,38	24,75	38,11
<b>-15,25</b>	<b>34,75</b>	<b>2</b>	<b>25,43</b>	<b>24,38</b>	<b>24,88</b>	<b>38,03</b>
-17	33	3	25,54	24,38	24,96	37,99
-20	30	4	27,38	24,38	26,27	37,24
-25	25	5	30,48	24,38	28,68	35,96
-28	22	6	30,79	24,38	29,53	35,76
-30	20	7	31,03	31,13	30,70	35,50
-32	18	8	31,30	31,61	31,96	35,08
-33	17	9	31,44	32,41	32,56	34,84
-34	16	10	31,57	32,84	33,03	34,65
-36	14	11	31,84	33,38	33,56	34,56
-38	12	12	32,09	33,68	33,86	34,62
-41	9	13	32,42	33,97	34,16	34,73
-44	6	14	32,66	34,16	34,34	34,83
-47	3	15	32,80	34,26	34,43	34,89
-50	0	16	32,85	34,29	34,47	34,90

Tabla 5.4 – Alturas hidráulicas calculadas en nodos de cada capa de los piezómetros P<sub>1</sub>, P<sub>33</sub>, P<sub>49</sub> y pozo de bombeo P<sub>17</sub> con indicación de su cota de posición.

En la anterior tabla, ha sido destacado en negrita los valores correspondientes al nodo de cálculo situado en la cota de elevación del modelo de la máxima excavación situado a +34,75 m (-15,25 m). Los valores más desfavorables en el conjunto de la obra serán los calculados en el piezómetro P<sub>1</sub>, ya que se encuentra situado en el centro de la parcela a la mayor distancia de los puntos de bombeo. Se observa que el valor de elevación de la altura hidráulica de este piezómetro en la cota de máxima excavación es +25,43 m (-24,57 m), por tanto unos 9 metros por debajo de dicha excavación. Luego la excavación será realizada en seco.

Un piezómetro transmite libremente la presión intersticial sin alteraciones provocadas por la existencia de un bombeo en su interior como ocurre en el propio pozo de bombeo. Es por ello por lo que las lecturas de alturas hidráulicas deben ser condicionadas a la existencia de piezómetros y no a las lecturas en los pozos de bombeo.

La Figura 5.24 muestra los valores de las alturas hidráulicas detallados en la Tabla 5.4



**Figura 5.24** – Gráfico comparativo de las Alturas hidráulicas calculadas en nodos de cada capa de los piezómetros P<sub>1</sub>, P<sub>33</sub>, P<sub>49</sub> y pozo de bombeo P<sub>17</sub> con indicación de su cota absoluta.

Una vez comprobado que, de acuerdo con el modelo numérico, la excavación podrá ser realizada en seco, se debe verificar la estabilidad del fondo para garantizar la seguridad de la obra y sus colindantes. Al ser conocidas las alturas hidráulicas de cada nodo de la malla del modelo y altura de posición, podremos conocer la presión intersticial correspondiente a dicho nodo, y dado que conocemos las características del suelo (principalmente su peso), podremos evaluar si nos hallamos en condiciones de estabilidad, crítica o de inestabilidad por anulación de las tensiones efectivas del suelo. Los cálculos serán realizados sobre los valores calculados por el modelo en el piezómetro situado en el centro de la parcela ( $P_1$ ), en régimen dinámico permanente, pues tal como comentamos es el punto más desfavorable y por tanto del lado de la seguridad.

Según lo visto en el apartado 2.2.b,

$$h = z + \frac{p}{\rho g} = z + \psi$$

donde  $h$  (m) es la altura hidráulica del fluido con respecto a la base de referencia, en cada nodo situado a una altura de posición  $z$  (m),  $p$  es la presión del fluido (Pa),  $\rho$  es la densidad del fluido (agua  $1000 \text{ kg/m}^3$ ),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) y  $\psi$  es la altura de la columna del fluido sobre el punto  $z$  (m). Es posible despejar el valor de la presión ( $p$ ) en cada nodo de dicho piezómetro ( $P_1$ ), ya que el resto de valores de la ecuación son conocidos. Los resultados se muestran en la Tabla 5.5.

Cota absoluta (m)	Cota elevación del modelo (m)	Nº de lámina (S)	Piezómetro Central ( $P_1$ )	
			Altura hidráulica (m)	Presión (Kpa)
-25	25	5	30,48	53,75
-28	22	6	30,79	86,18
-30	20	7	31,03	108,21
-32	18	8	31,30	130,45
-33	17	9	31,44	141,61
-34	16	10	31,57	152,77
-36	14	11	31,84	175,04
-38	12	12	32,09	197,13
-41	9	13	32,42	229,72
-44	6	14	32,66	261,49
-47	3	15	32,80	292,34
-50	0	16	32,85	322,25

**Tabla 5.5** – Alturas hidráulicas y presiones intersticiales calculadas en cada nodo saturado de  $P_1$ .

La Tabla 5.5 únicamente incluye la zona que permanece saturada derivada de la acción simultánea de los 24 pozos de bombeo, es decir, desde la cota de nivel dinámico permanente hasta la base del acuífero, por ser su objetivo únicamente conocer el valor de la presión intersticial del fluido.

Calculamos ahora el valor de las tensiones verticales totales del suelo, en cada uno de los nodos de la vertical de este piezómetro. Para ello admitimos los valores de densidad y peso específico, seco y saturado, para cada tipo de suelo incluidos en la Tabla 5.6.

De	A	Potencia (m)	Clasificación	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
-15,25	-17	1,75	GW-GM Seco	1,8	17,65
-17	-24,75	7,75	CL - Seco	1,4	13,73
-24,75	-25	0,25	CL - Saturado	2	19,62
-25	-50	25	SM - Saturado	2,1	20,60

**Tabla 5.6** – Densidad y peso específico de los suelos incluidos en el modelo.

Calculamos el peso total vertical en cada nodo del piezómetro P<sub>1</sub>, teniendo en cuenta la potencia de cada estrato y su condición de saturación, así como la reducción de carga que supone la retirada de suelo en el interior del recinto apantallado, hasta alcanzar la máxima excavación, cuya cota de elevación del modelo es +34,75 (-15,25 m). Los resultados son mostrados en la Tabla 5.7

Cota Absoluta (m)	Cota Elevación del modelo (m)	Nº lámina (S)	Potencia (m)	Peso por substrato y m <sup>2</sup> (kN)	Tensión total Vertical $\sigma_v$ en cada nodo (kN/m <sup>2</sup> )
-15,25	34,75	2			
-17,00	33,00	3	1,75	30,90	30,90
-20,00	30,00	4	3,00	41,20	72,10
-25,00	25,00	5	5,00	68,67	140,77
-28,00	22,00	6	3,00	61,80	202,58
-30,00	20,00	7	2,00	41,20	243,78
-32,00	18,00	8	2,00	41,20	284,98
-33,00	17,00	9	1,00	20,60	305,58
-34,00	16,00	10	1,00	20,60	326,18
-36,00	14,00	11	2,00	41,20	367,38
-38,00	12,00	12	2,00	41,20	408,59
-41,00	9,00	13	3,00	61,80	470,39
-44,00	6,00	14	3,00	61,80	532,19
-47,00	3,00	15	3,00	61,80	594,00
-50,00	0,00	16	3,00	61,80	655,80

**Tabla 5.7** – Tensión vertical total en cada nodo del piezómetro P<sub>1</sub>, en la potencia de suelo bajo la máxima excavación y hasta la base del acuífero.

Tal como se vio en el apartado 2.2.d, la estabilidad del suelo queda comprometida cuando se alcanza el gradiente crítico, situación que ocurre cuando se anulan las tensiones efectivas. Sabiendo que  $\sigma' = \sigma_v - u$ , donde  $\sigma'$  es la tensión efectiva,  $\sigma_v$  es la tensión vertical total y  $u$  es la presión intersticial, podremos calcular la tensión efectiva en cada nodo del piezómetro P<sub>1</sub> desde la máxima excavación y hasta la base del modelo, bajo la condición de bombeo simultáneo de los 24 pozos. Los resultados son mostrados en la Tabla 5.8.

Cota Absoluta	Cota elevación del modelo	Nº lámina (Slice)	Tensión total vertical $\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> ) o (KPa)	Presión u (kPa)	Tensión efectiva $\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> ) o (kPa)
-25	25	5	140,77	53,75	<b>87,02</b>
-28	22	6	202,58	86,18	<b>116,4</b>
-30	20	7	243,78	108,21	<b>135,57</b>
-32	18	8	284,98	130,45	<b>154,53</b>
-33	17	9	305,58	141,61	<b>163,97</b>
-34	16	10	326,18	152,77	<b>173,41</b>
-36	14	11	367,38	175,04	<b>192,34</b>
-38	12	12	408,59	197,13	<b>211,46</b>
-41	9	13	470,39	229,72	<b>240,67</b>
-44	6	14	532,19	261,49	<b>270,70</b>
-47	3	15	594,00	292,34	<b>301,66</b>
-50	0	16	655,80	322,25	<b>333,55</b>

**Tabla 5.8** – Tensión efectiva  $\sigma'$  en cada nodo del piezómetro P<sub>1</sub> bajo de la máxima excavación y hasta la base de modelo numérico.

De acuerdo con los resultados obtenidos del modelo numérico, se comprueba la estabilidad de los estratos subyacentes de la excavación y por tanto su seguridad, bajo las condiciones de bombeo simultáneo distribuido en 24 pozos a razón de 5.2 l/s por pozo.

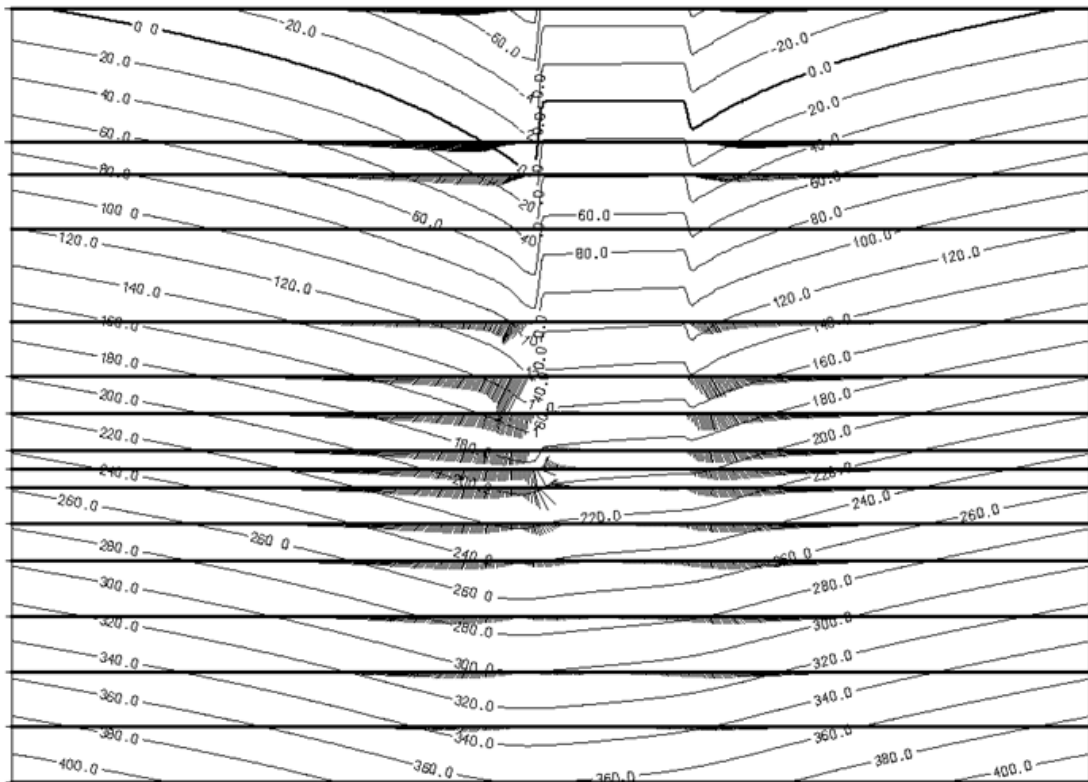
### 5.7. Análisis de distintos escenarios

En este apartado serán planteados distintos escenarios, en cuanto a profundidad de empotramiento de las pantallas, evaluando su correlación con los bombeos, condiciones de estabilidad y seguridad de la obra y posibles ahorros sobre los costes del proyecto, esencialmente por la optimización en la longitud del muro pantalla.

### 5.7.1. Escenario 1: pozos de bombeo instalados en el exterior del recinto confinado por el muro pantalla

No en pocas ocasiones se plantea la posibilidad de ubicar los pozos de bombeo en el exterior del recinto apantallado. Esta propuesta debe, a priori, ser desestimada, ya que el número de pozos de bombeo y el caudal a bombear serán mucho mayores para obtener un mismo descenso, debido al diagrama de flujo resultante y a las relaciones de anisotropía del terreno cuyas formaciones generalmente presentan valores mayores de permeabilidad en su componente horizontal frente a su componente vertical. Sobre el mismo modelo que fue desarrollado en el problema real anterior, planteamos el mismo número de pozos de bombeo (24), situados al trasdos de la pantalla, anulando el efecto de los que inicialmente habrían sido colocados en el interior.

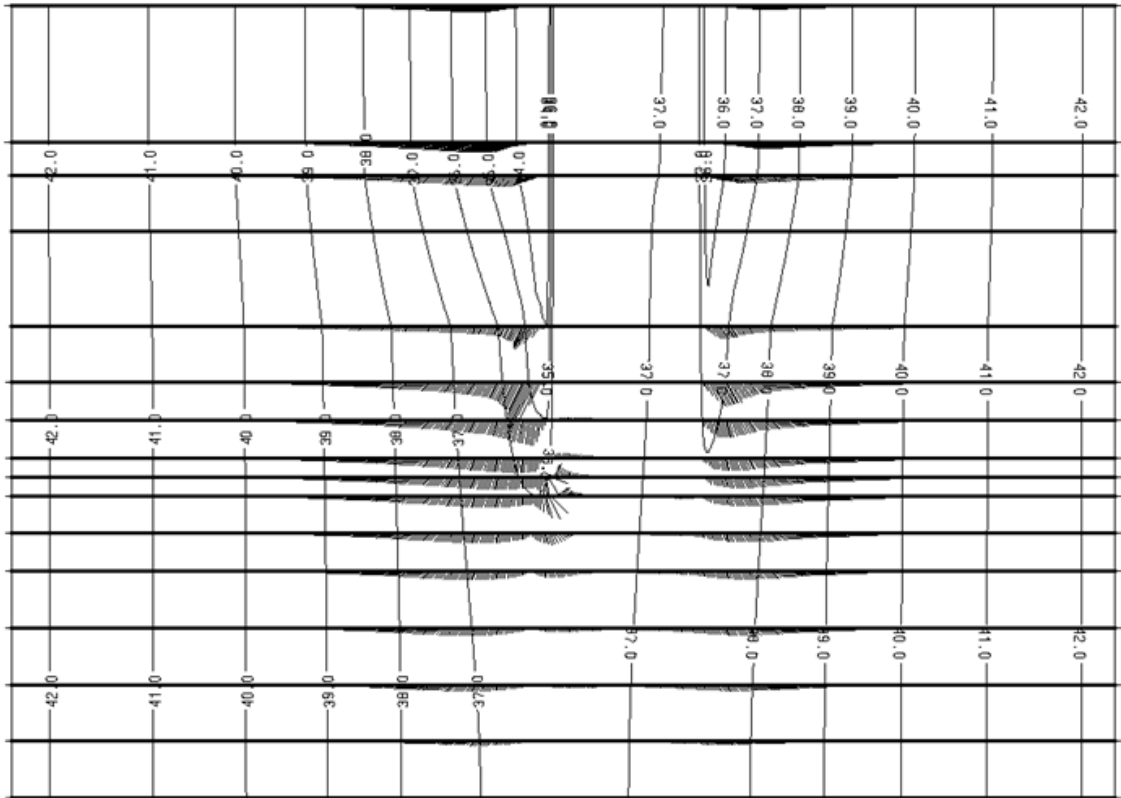
De cada uno de estos pozos será bombeado el mismo caudal que en el caso real planteado anteriormente, es decir,  $450 \text{ m}^3/\text{día}$  ( $5,2 \text{ l/s}$ ). Manteniendo el resto de características del modelo, se procede a correr el modelo. La Figura 5.25 muestra la distribución vertical de las isopiezas derivadas de la acción del bombeo de este nuevo escenario.



**Figura 5.25**– Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa derivada de la acción de 24 pozos de bombeo situados al exterior del recinto apantallado.

Se comprueba que la línea de isovalor 0 se encuentra por encima de la lámina 2 (S 2) por tanto, por encima de la máxima excavación, lo que supone que la zona a excavar permanece saturada y en inundación. Por tanto, no hubiera sido logrado el objetivo de descenso deseado en el interior del recinto. Por otro lado, el descenso de nivel al trasdos de las pantallas es mayor que en el escenario planteado con los pozos de bombeo en el interior.

La Figura 5.26 muestra la distribución vertical de las líneas equipotenciales bajo las condiciones de bombeo planteado al exterior del recinto apantallado.



**Figura 5.26**– Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo.

Se observa el efecto del bombeo al trasdos de las pantallas, alcanzando un valor mínimo de altura hidráulica de elevación de +36 m (-14 m), mientras que en el piezómetro situado en el centro de la parcela P<sub>1</sub> el valor de la altura hidráulica de elevación se encuentra próximo a +37 metros (-13 m), cuando el valor objetivo fue establecido en + 30 metros (-20 m). En el caso real analizado, con los pozos de bombeo situados en el interior del recinto apantallado, la altura hidráulica de elevación registrada en el piezómetro central P<sub>1</sub> fue de +25,22 (-24,78 m), logrando el objetivo y al trasdos de la pantalla la altura hidráulica fue de +38,11 m (-11,99 m). Se observa además que las equipotenciales interiores del recinto apantallado permanecen prácticamente verticales, lo que implica que el bombeo exterior del recinto no provoca flujo significativo en su interior, resultando un efecto de “agua estancada”. La Tabla 5.9 muestra los valores de altura hidráulica de elevación y los valores de presión intersticial registrados en el piezómetro P<sub>1</sub> en ambos escenarios, es decir, con los pozos de bombeo situados en el interior del recinto apantallado y con los pozos de bombeo situados en el exterior. La Figura 5.27 muestra dichos resultados en gráfico comparativo.



Comparación escenario 1 con caso real			Escenario 1 bombeo exterior 24 pozos 5,2 l/s por pozo	Caso real bombeo interior 24 pozos 5,2 l/s por pozo		
Cota absoluta	Cota elevación del modelo	Nº lámina (S)	Altura hidráulica (m)	Presión (Kpa)	Altura hidráulica (m)	Presión (Kpa)
-8	42	1	36,98		25,22	
<b>-15,25</b>	<b>34,75</b>	<b>2</b>	<b>36,97</b>	<b>21,82</b>	<b>25,43</b>	
-17	33	3	36,97	38,96	25,54	
-20	30	4	36,94	68,11	27,38	
-25	25	5	36,89	116,68	30,48	53,75
-28	22	6	36,89	146,09	30,79	86,18
-30	20	7	36,89	165,71	31,03	108,21
-32	18	8	36,89	185,36	31,30	130,45
-33	17	9	36,90	195,18	31,44	141,61
-34	16	10	36,90	205,02	31,57	152,77
-36	14	11	36,90	224,69	31,84	175,04
-38	12	12	36,91	244,38	32,09	197,13
-41	9	13	36,92	273,92	32,42	229,72
-44	6	14	36,93	303,45	32,66	261,49
-47	3	15	36,94	332,96	32,80	292,34
-50	0	16	36,94	362,42	32,85	322,25

Tabla 5.9 – Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 1 y caso real.

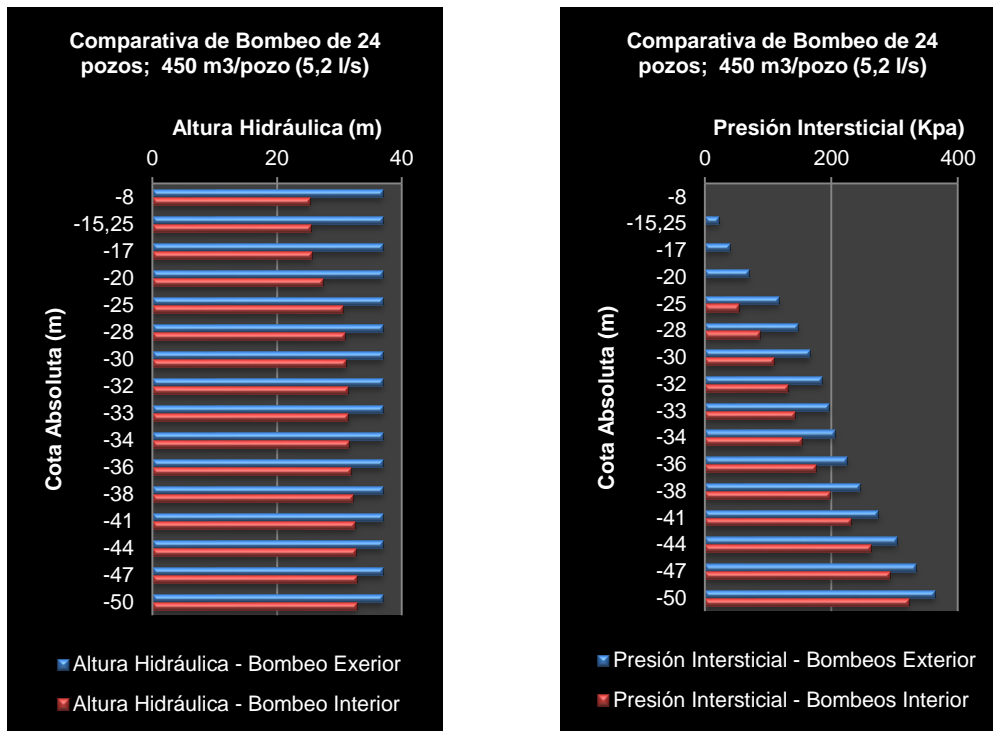


Figura 5.27– Grafio comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P<sub>1</sub> de escenario 1 y caso real.

Se comprueba que la acción de un bombeo de las mismas características, pero instalado en el exterior del recinto, no lograría provocar el descenso deseado en el interior de la parcela. En la cota de máxima excavación +34,75 m (-15,25 m) el piezómetro P<sub>1</sub> registraría una altura hidráulica de +36,97, es decir el nivel se habría estabilizado en la cota -13,03 m, por tanto la excavación estaría inundada. Con independencia de lo anterior, podemos verificar si el fondo de excavación sería estable. Como en este supuesto la altura hidráulica se halla por encima de la cota de máxima excavación, la totalidad del suelo bajo dicha cota se encuentra saturado, por tanto, los valores de las tensiones totales verticales  $\sigma_v$  en cada nodo, así como las presiones intersticiales  $u$ , varían con respecto al caso real estudiado. Como consecuencia variarían las tensiones efectivas  $\sigma'$ . La Tabla 5.10 muestra las características de densidad y peso específico del suelo saturado subyacente a la excavación, referenciado en cotas absolutas.

De	A	Potencia (m)	Clasificación	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
-15,25	-17	1,75	GW-GM Saturado	2,2	17,65
-17	-25	8,00	CL - Saturado	2,0	19,62
-25	-50	25	SM - Saturado	2,1	20,60

**Tabla 5.10** – Características de densidad y peso específico de los estratos saturados subyacentes a la cota de excavación.

Repitiendo el procedimiento de cálculo realizado para el caso real, pero bajo las nuevas condiciones, verificamos si el fondo de excavación sería estable. La tabla 5.11 muestra los resultados de los cálculos ofrecidos por el modelo en los nodos del piezómetro P<sub>1</sub>, bajo las condiciones de bombeo del escenario 1.

Cota absoluta	Cota elevación del modelo	Nº lámina (Slice)	Tensión total vertical $\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> ) o (kPa)	Presión $u$ (kPa)	Tensión efectiva $\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> ) o (kPa)
<b>-15,25</b>	<b>34,75</b>	<b>2</b>	<b>0,00</b>	<b>21,82</b>	<b>-21,82</b>
<b>-17</b>	<b>33</b>	<b>3</b>	<b>37,73</b>	<b>38,96</b>	<b>-1,23</b>
-20	30	4	96,53	68,11	28,42
-25	25	5	194,53	116,68	77,85
-28	22	6	256,27	146,09	110,18
-30	20	7	297,43	165,71	131,72
-32	18	8	338,59	185,36	153,23
-33	17	9	359,17	195,18	163,99
-34	16	10	379,75	205,02	174,73
-36	14	11	420,91	224,69	196,22
-38	12	12	462,07	244,38	217,69
-41	9	13	523,81	273,92	249,89
-44	6	14	585,55	303,45	282,1
-47	3	15	647,29	332,96	314,33
-50	0	16	709,03	362,42	346,61

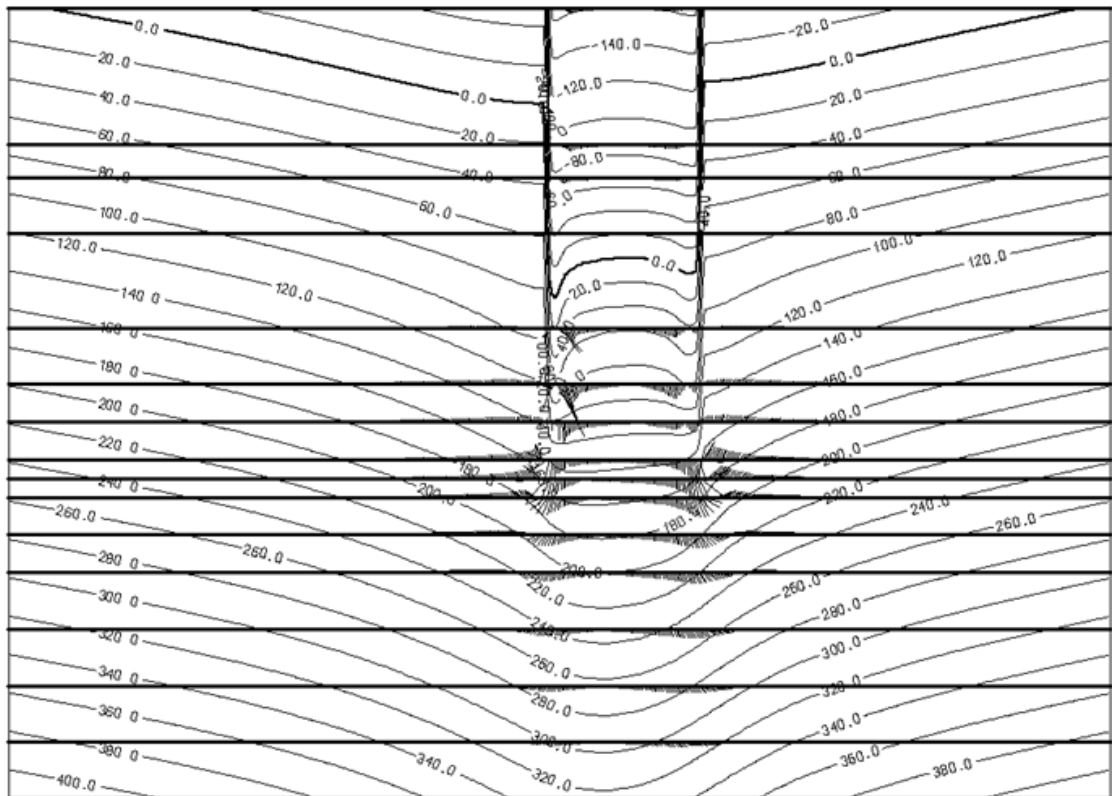
**Tabla 5.11** – Valores de tensión efectiva, vertical total y presión intersticial calculados en los nodos del piezómetro P<sub>1</sub> en el estrato subyacente a la excavación para escenario 1.

Se comprueba que la tensión efectiva queda anulada y con valores negativos, por tanto el fondo de la excavación sería inestable, presentando un comportamiento de “arenas movedizas”, sin resistencia ni capacidad portante.

Resultaría imposible ejecutar la excavación por ser impracticable el acceso a dicha cota. No se produciría levantamiento de fondo o sifonamiento, dado que en la cota de pie de pantalla -38,00 metros, tendríamos valores positivos de tensión efectiva ( $217 \text{ kN/m}^2$ ), si bien esta situación sería extremadamente crítica. Queda demostrado que un mismo bombeo que consigue el objetivo cuando es instalado en el interior del recinto apantallado, no logra su objetivo cuando es instalado en el exterior.

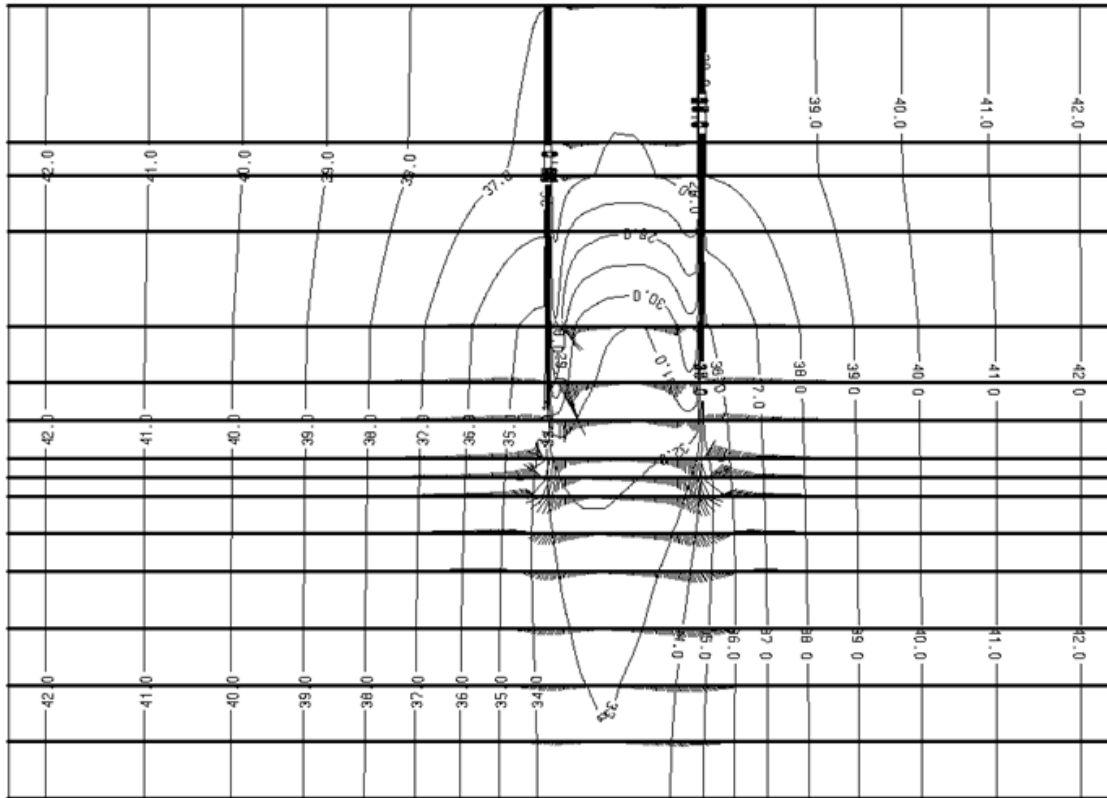
**5.7.2. Escenario 2: pozos de bombeo instalados en el interior del recinto apantallado, manteniendo el número de pozos y su caudal inicial, reduciendo el empotramiento de la pantalla 1 metro**

Este escenario se plantea a partir de la configuración inicial de bombes, es decir con los pozos de bombeo en el interior del recinto apantallado, manteniendo el mismo caudal de bombeo. Las pantallas, en esta ocasión han sido previstas hasta la cota -32 metros, un metro menos que el modelo de la situación real inicial. El resto de las características permanecerán invariantes. Con esta nueva configuración, corremos el modelo numérico. La Figura 5.28 muestra la distribución vertical de las isopiezas para el escenario 2.



**Figura 5.28**– Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa con pantallas empotradas hasta la cota absoluta -32 m con 24 pozos de bombeo situados en interior del recinto apantallado.

Se comprueba que la línea definida por el isovalor de presión 0 en el interior de las pantallas, se encuentra en la unidad estratigráfica número 4 (L4), por tanto por debajo de la lámina 4 (S4) la cual había sido fijado como altura hidráulica máxima objetivo, por tanto se habría logado el objetivo igualmente, con un metro menos de empotramiento de la pantalla. La Figura 5.29 muestra la distribución alturas hidráulicas en el dominio del problema, bajo el escenario 2.



**Figura 5.29**– Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo, reduciendo 1 metro la longitud de la pantalla.

El análisis de flujo, a partir de las líneas equipotenciales es prácticamente igual al realizado en el caso real inicialmente planteado, por lo que no insistiremos en ello.

Analizamos en detalle los valores de alturas hidráulicas y presiones intersticiales en cada uno de los nodos del piezómetro P<sub>1</sub>, comprobando las diferencias con respecto al caso real inicial planteado. Los resultados son mostrados en la Tabla 5.12. La figura 5.30 muestra dichos resultados en gráfico comparativo.

Comparación escenario 2 con caso real			Caso real bombeo interior 24 pozos 5,2 l/s por pozo pantalla a cota -32m		Caso real bombeo interior 24 pozos 5,2 l/s por pozo pantalla a cota -33m	
Cota absoluta	Cota elevación del modelo	Nº lámina (Slice)	Altura hidráulica (m)	Presión (kPa)	Altura hidráulica (m)	Presión (kPa)
-8	42	1	25,77		25,22	
<b>-15,25</b>	<b>34,75</b>	<b>2</b>	<b>25,98</b>		<b>25,43</b>	
-17	33	3	26,09		25,54	
-20	30	4	27,89		27,38	
-25	25	5	30,93	58,14	30,48	53,75
-28	22	6	31,22	90,47	30,79	86,18
-30	20	7	31,46	112,38	31,03	108,21
-32	18	8	31,71	134,47	31,30	130,45
-33	17	9	31,84	145,54	31,44	141,61
-34	16	10	31,96	156,61	31,57	152,77
-36	14	11	32,22	178,69	31,84	175,04
-38	12	12	32,45	200,59	32,09	197,13
-41	9	13	32,74	232,93	32,42	229,72
-44	6	14	32,96	264,50	32,66	261,49
-47	3	15	33,09	295,23	32,80	292,34
-50	0	16	33,14	325,09	32,85	322,25

Tabla 5.12 – Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 2 y caso real.

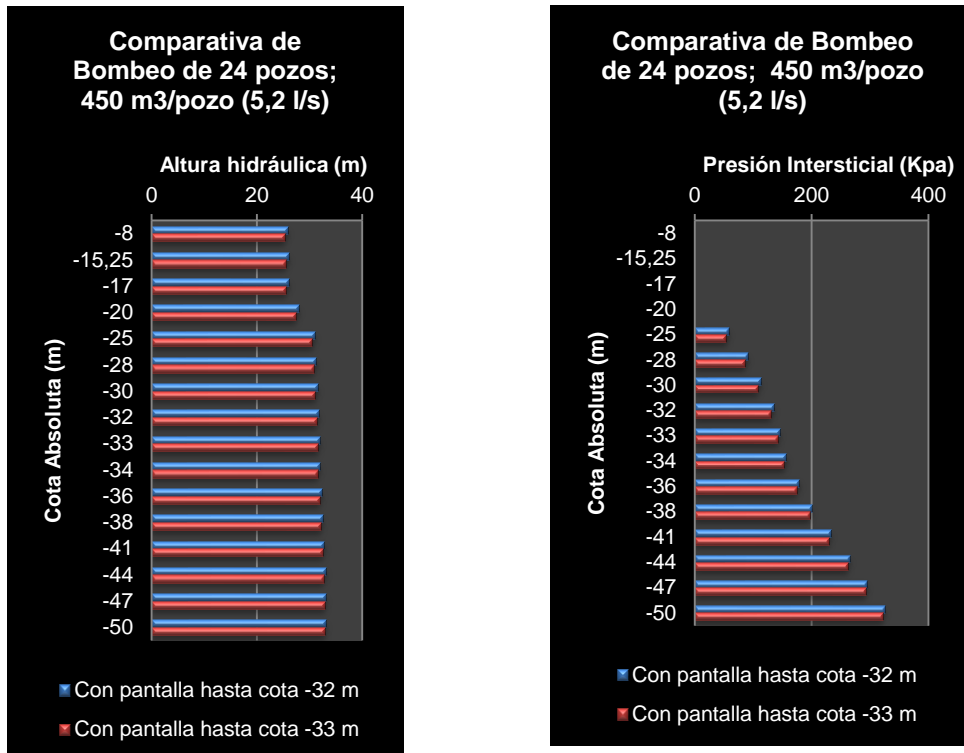


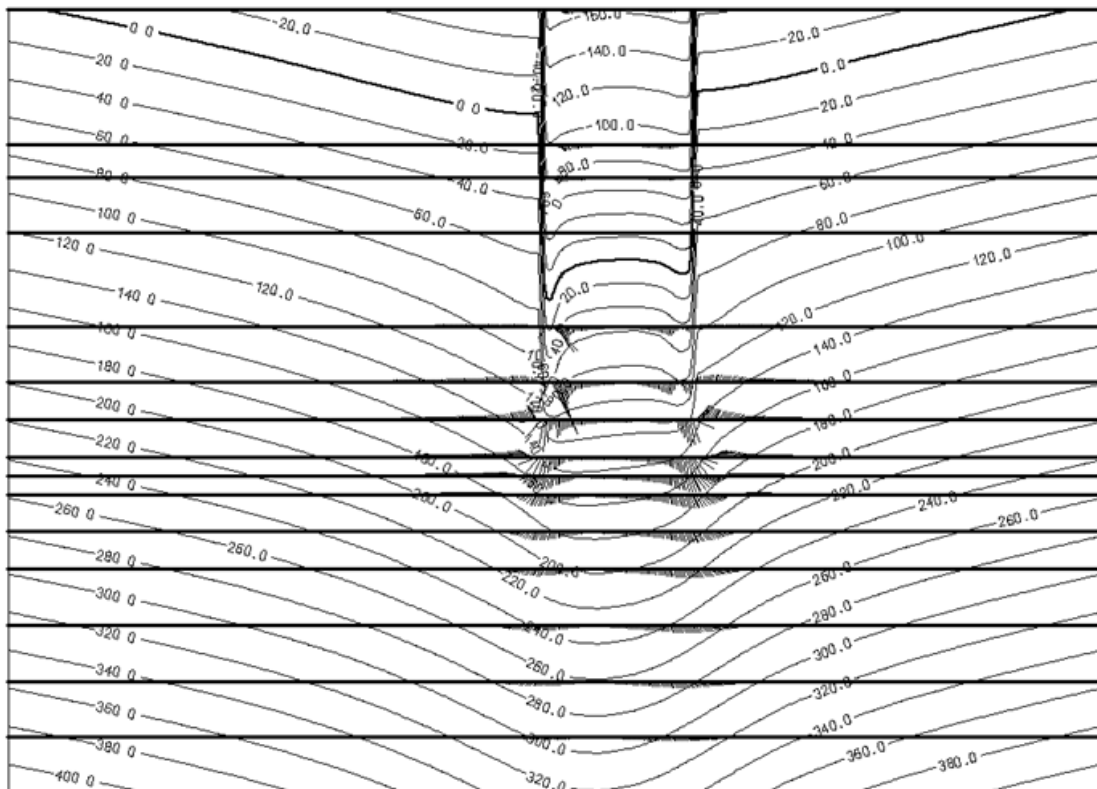
Figura 5.30– Grafico comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P<sub>1</sub> de escenario 2 y caso real.

Se comprueba que, incluso manteniendo el mismo bombeo, el descenso objetivo hubiera sido alcanzado reduciendo un metro la profundidad de las pantallas.

Los valores diferenciales resultantes de la comparativa de altura hidráulica y presión son mínimos. Operando de idéntica forma que en el análisis del caso inicial, se puede comprobar que la excavación habría sido realizada en seco y en condiciones de estabilidad del fondo, sin riesgo de levantamiento o sifonamiento.

**5.7.3. Escenario 3: pozos de bombeo instalados en el interior del recinto apantallado, manteniendo el número de pozos, incrementando el caudal por pozo a 5,7 l/s y reduciendo el empotramiento de la pantalla 3 metros**

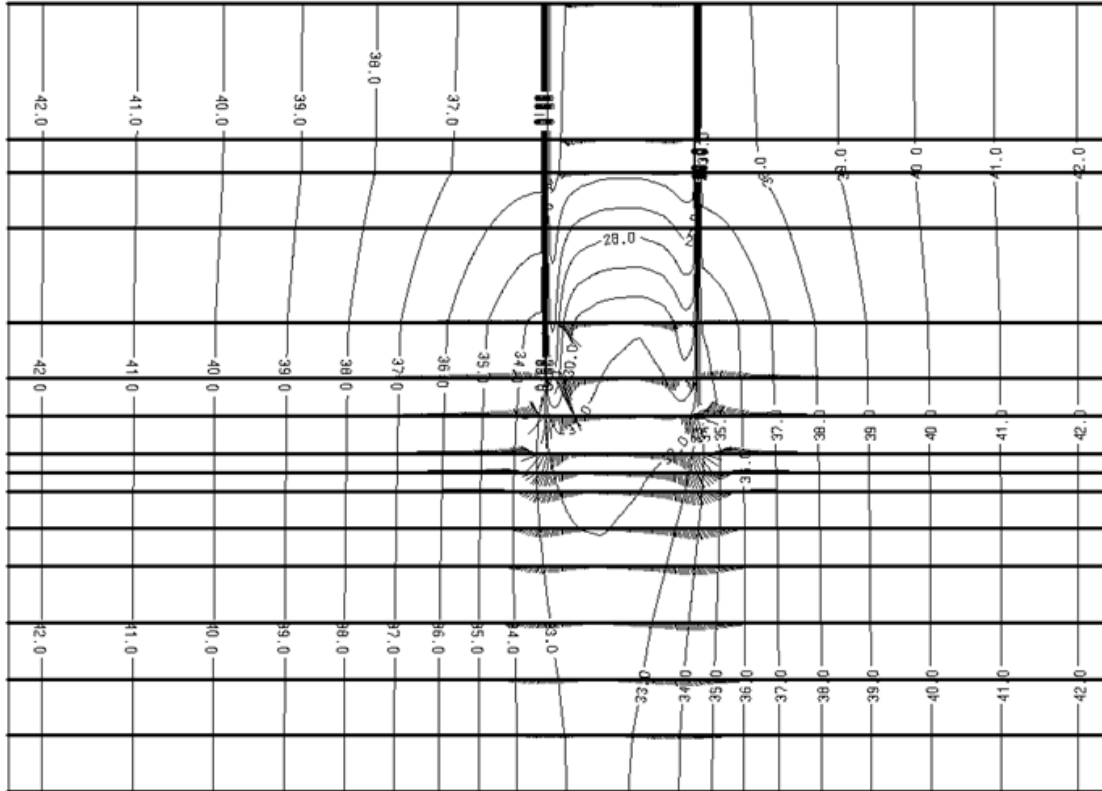
En este nuevo escenario, se propone reducir 3 metros la profundidad de la pantalla, por tanto quedarán empotradas hasta la cota absoluta -30 m. Ello implicará que el caudal a bombear deberá ser mayor, pues se reducirá la distancia en la que el flujo es obligado a desplazarse desde el pie de pantalla, en dirección vertical y sentido ascendente, hasta llegar a ser interceptado por los equipos de bombeo, lo que implica aumentar el gradiente hidráulico. Manteniendo el número de 24 pozos, elevamos el caudal de bombeo en cada uno de ellos a 492 m<sup>3</sup>/día (5,7 l/s). Este caudal se encontraría dentro de la curva de trabajo de los mismos equipos de bombeo previstos para la instalación del caso real inicial analizado. En consecuencia, no existiría incremento en el coste del equipamiento de bombeo. Manteniendo el resto de características del modelo, se procede a su cálculo, resultando los siguientes valores. La Figura 5.31 muestra la distribución vertical de las isopiezas para el escenario 3.



**Figura 5.31**– Distribución en sección vertical de isopiezas en kPa con pantallas empotradas hasta la cota absoluta -30 m con 24 pozos de bombeo situados en interior del recinto apantallado y aumentando el caudal de bombeo por pozo a 5,7 l/s.

Se comprueba que la línea definida por el isovalor de presión 0 en el interior de las pantallas, se encuentra en la unidad estratigráfica número 4 (L4), por tanto por debajo de la lámina 4 (S4) situada a +30,00 m (-20 m, la cual había sido fijado como altura hidráulica máxima objetivo, de forma similar a la situación analizada sobre el caso real analizado.

La Figura 5.32 muestra la distribución alturas hidráulicas en el dominio del problema, bajo el escenario 3.



**Figura 5.32**– Distribución en sección vertical de líneas equipotenciales en metros de elevación sobre la base de referencia del modelo, reduciendo 3 metro la longitud de la pantalla y aumentando el caudal de bombeo por pozo a 5,7 l/s.

El análisis de flujo, a partir de las líneas equipotenciales es prácticamente igual al realizado en el caso anterior y el real inicialmente planteado.

Analizamos en detalle los valores de alturas hidráulicas y presiones en cada uno de los nodos del piezómetro P<sub>1</sub>, comprobando las diferencias existentes de este escenario 3 con respecto al caso real inicialmente planteado. Los resultados son mostrados en la Tabla 5.13 y en la Figura 5.33 mediante gráfico comparativo. Se comprueba que, incrementando el bombeo por pozo en 0,5 l/s, es suficiente para compensar el incremento de caudal debido a la reducción de empotramiento de la pantalla en 3 metros.

Comparación escenario 3 con caso real			Caso real bombeo interior 24 pozos 5,7 l/s por pozo pantalla a cota -30m	Caso real bombeo interior 24 pozos 5,2 l/s por pozo pantalla a cota -33m		
Cota absoluta	Cota elevación del modelo	Nº lámina (Slice)	Altura hidráulica (m)	Presión (kPa)	Altura hidráulica (m)	Presión (kPa)
-8	42	1	25,44		25,22	
<b>-15,25</b>	<b>34,75</b>	<b>2</b>	<b>25,66</b>		<b>25,43</b>	
-17	33	3	25,77		25,54	
-20	30	4	27,64		27,38	
-25	25	5	30,77	56,65	30,48	53,75
-28	22	6	31,07	88,99	30,79	86,18
-30	20	7	31,30	110,83	31,03	108,21
-32	18	8	31,54	132,79	31,30	130,45
-33	17	9	31,66	143,79	31,44	141,61
-34	16	10	31,78	154,77	31,57	152,77
-36	14	11	32,01	176,67	31,84	175,04
-38	12	12	32,22	198,38	32,09	197,13
-41	9	13	32,49	230,45	32,42	229,72
-44	6	14	32,69	261,82	32,66	261,49
-47	3	15	32,81	292,42	32,80	292,34
-50	0	16	32,85	322,24	32,85	322,25

Tabla 5.13 – Comparativa de altura hidráulica y presión intersticial de escenario 3 y caso real.

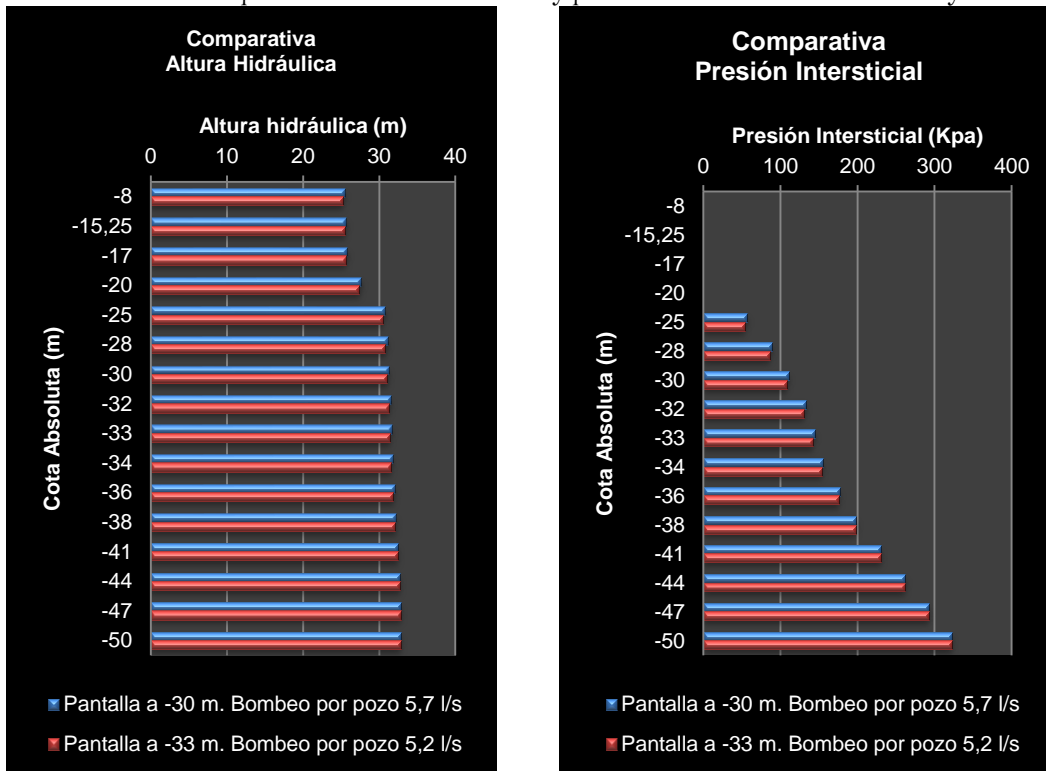


Figura 5.33– Grafio comparativo de altura hidráulica y presión intersticial en P<sub>1</sub> de escenario 3 y caso real.



Dado que los valores de alturas hidráulicas y de presiones intersticiales son prácticamente iguales que los obtenidos en el caso analizado en el apartado 5.6.5, se comprueba de igual modo, que la obra habría sido ejecutada en seco y bajo condiciones de seguridad y estabilidad.

Como dijimos, la curva hidráulica de funcionamiento de los equipos de bombeo instalados, habrían asumido el incremento de caudal requerido bajo el escenario de reducción de empotramiento del muro pantalla perimetral de 3 metros.

## 5.8. Resumen

Este capítulo muestra como la modelación matemática puede ser utilizada en hidrogeología aplicada al control del nivel freático en un caso real, desarrollando una sistemática tanto para el cálculo del modelo analítico como para el proceso del modelo numérico.

Se incluyen unos argumentos que justifican la elección del código y método numérico utilizado, advirtiendo de la incertidumbre en la que se incurre generalmente por la ausencia de una buena caracterización hidrogeológica.

Esta incertidumbre se ve incrementada ante escenarios complejos, con suelos estratificados, barreras impermeables y abruptos gradientes que hacen de la modelación analítica una herramienta cuyos resultados deberían ser tomados con prudencia, frente a la modelación numérica que permitirá una mejor aproximación a la situación real.

En este mismo sentido y para el modelo analítico desarrollado, se comprueba la elevada sensibilidad del modelo ante mínimas variaciones de los valores de la conductividad hidráulica  $K$  aplicada y de los gradientes admitidos, con caudales de bombeo resultantes que pueden diferir en órdenes de magnitud. Ello justifica la conveniencia de ejecutar ensayos de bombeo para caracterizar este parámetro con el mayor rigor posible, reduciendo con ello la incertidumbre, no eliminándola.

En la mayoría de ocasiones y por ausencia de dicho ensayo de bombeo, la caracterización hidrogeológica deberá ser basada en métodos y formulaciones empíricas, revisando en cada caso las limitaciones impuestas por los respectivos autores, por tanto con elevada incertidumbre.

El modelo numérico permite un análisis bajo distintos escenarios y condiciones de contorno, planteando diferentes profundidades de empotramiento del diafragma vertical y diferentes caudales de bombeo, analizando la correlación entre ambos factores. Desde el punto de vista de la seguridad de la obra, se analizan los distintos escenarios y como se ven afectadas las tensiones del suelo, debido a la variación de las presiones intersticiales en la las potencias subyacente a la excavación a realizar, comprobando su riesgo de estabilidad y por tanto su viabilidad. Esto permite la evaluación de dichos escenarios, la optimización de los recursos y la elección de una solución sostenible, de menor impacto en el medio y eficiente en sus costes, teniendo presente las incertidumbres en las que se incurre, que deberán ser compensadas con los convenientes coeficientes de seguridad.



## Capítulo 6

### Conclusiones

Para plantear el control de las aguas subterráneas en las que se requiera rebajar el nivel freático para la construcción o excavación del terreno se requieren dos trabajos diferenciados:

a) Caracterización hidrogeológica adecuada:

- La importancia de las obras a realizar y las características y complejidad de las condiciones hidrogeológicas imponen la intensidad de su caracterización. En la mayoría de los casos, la información para caracterizar un suelo debemos obtenerla del proyecto de ejecución de la obra y de informes y ensayos complementarios, como son los habituales de geotecnia. Pocas veces se realizan ensayos de permeabilidad tipo Lefranc, que además no suelen ser muy concluyentes. Y tal y como ha ocurrido en el caso que se presenta en este trabajo, no se dispone de ensayos de bombeo.

- En este trabajo se propone una metodología propia para determinar la permeabilidad de cada una de las capas de una localización a partir de los ensayos geotécnicos habituales. Pero hay que ser consciente que la determinación de la conductividad hidráulica a partir de la interpretación de las curvas granulométricas es muy incierta a no ser que se cuente con mucha experiencia en la zona de trabajo. Por ello, para reducir en la medida de lo posible estas incertidumbres debieran hacerse siempre ensayos de bombeo.

- En la interpretación de los resultados de los ensayos de bombeo, deberá tenerse en cuenta los aspectos que condicionen sus resultados, tales como la estratificación del suelo, anisotropía, diseño de los pozos de bombeo y de observación, si se han visto afectados más de un acuífero, límites y barreras, entre otros. Lo que puede traducirse en distintas alternativas de interpretación e influye en la incertidumbre de los resultados. Es evidente que en obras complejas o de gran importancia económica puede ser conveniente reducir las incertidumbres en la caracterización hidrogeológica aumentando el número de sondeos y ensayos de bombeo y poniendo más énfasis en la interpretación de los resultados.

- En cualquier caso un conocimiento de la hidrogeología global de la zona puede alertar de posibles situaciones que afecten a las obras y a los trabajos de ejecución de las mismas. El caso de las surgencias aparecidas en la excavación, con entrada de agua en la misma, presentadas en el apartado 2.7 de este trabajo es un caso en el que el comportamiento de capas inferiores puede influir en una obra superficial.

b) Valorar el efecto de las pantallas impermeables y elementos de bombeo:

Para valorar el efecto de las pantallas impermeables y los bombeos se han propuesto modelos analíticos y numéricos.

- Los modelos analíticos son más limitados pero mucho más simples. Por eso al proporcionar una primera estimación de los bombeos necesarios, son adecuados para casos sencillos.

- Un modelo numérico permite el estudio de un gran número de escenarios y alternativas distintas para una obra concreta. Esto permite evaluar los costes de cada una de las alternativas y optar por la más eficiente en cuanto al posicionamiento de los pozos o la profundidad de las barreras impermeables.

- Los modelos numéricos como el utilizado en este trabajo, se muestran muy versátiles y constituyen una alternativa casi ineludible en el caso de obras con morfología y/o características complejas. La utilización de modelos numéricos se presenta como el único medio de evaluación de una red de bombeo en un sistema complejo, en medios heterogéneos y anisótropos. En estos casos la aplicabilidad de los modelos analíticos puede resultar improcedente o imposible.

- Minimizar los caudales de bombeo, reducirá el impacto en el medio, reducirá los costes energéticos y mejorará la sostenibilidad. Es práctica habitual sobredimensionar los equipos para compensar la falta de entendimiento y precisión en las estimaciones realizadas, en muchos casos groseras, con la consiguiente pérdida económica.

- Un exceso de caudal bombeado puede suponer un coste adicional al aumentar las tasas por canon de extracción del acuífero y/o vertido a cauces o alcantarillado.

- El diámetro de una perforación viene determinado esencialmente por las dimensiones físicas del equipo de bombeo con el que se equipe el pozo, así como por sus condiciones hidráulicas de funcionamiento. Motivo adicional por el que debe ser optimizado cada punto de bombeo, ya que incluso puede verse condicionada la técnica de perforación a utilizar.

- En resumen, la modelación numérica se muestra como una herramienta adecuada para la solución de los problemas de propuesta de una red de control del nivel piezométrico basada en el bombeo en pozos. En este trabajo se ilustra lo anterior con la aplicación a un caso real de elevada complejidad, analizando la sensibilidad del modelo ante variaciones de condiciones tales como reducción de la profundidad de las pantallas y su correlación con los caudales a bombear en distintos escenarios.

- Se apunta como línea de continuidad investigativa el análisis de la sensibilidad de la conductividad hidráulica ante escenarios complejos para obras singulares, la anisotropía en la conductividad hidráulica de las capas más permeables, la conductividad hidráulica vertical de las capas semiconfinantes, o la heterogeneidad de las formaciones.

## Referencias

Comisión Docente FCIHS (2009). *Hidrogeología*. Barcelona, España.

Cashman, P.M., Preene, M. (2001). *Groundwater Lowering in Construction*. Spon Press, New York.

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

Ferrer, A., Davila, V., Sahuquillo, A. (2008). *Descenso artificial del nivel freático en centros urbanos*. Congreso El agua y las infraestructuras en el medio subterráneo (Barcelona, 24-26 noviembre 2008)

Ferrer, A. Alonso, C., Soria V. (2008) *Finite Element Simulation of Construction Site Dewatering*. International Conference on Engineering and Mathematics. (Bilbao, July 7-9, 2008).

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

Gonzalez, L. (2006) *Ingeniería Geológica*: Pearson Prentice Hall, Madrid, España.

Hajjar, D., AbouRizk, S., Xu, J.(1997). *Construction site dewatering análisis using a special purpose simulación-based Framework*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Canada.

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.

Howsam, P., Misstear, B., Jones, Ch. (1995) *Monitoring, maintenance and rehabilitation of water supply boreholes*. CIRIA R137. London

Kresic, N. (1997). *Quantitative solutions in hydrogeology and groundwater modeling*. Lewis Publisher, CRC Press LLC. Boca Raton, Florida.

- Howsam, P., Misstear, B., Jones, Ch. (1995). *Monitoring, maintenance and rehabilitation of water supply boreholes*. CIRIA R137. London.
- 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.
- Preene, M. Brassington, R. *Potential Groundwater Impacts From Civil Engineering Works*. Water and Environmental Journal. March 2003 – Vol17-Issue 1
- Scott, E., Neumann, R. (2008), *Construction Dewatering and Ground Water Control: Design and Application*. Course #351 National Ground Water Association (Milwaukee, Wisconsin).
- Somerville, S.H. (2005). *Control of groundwater for temporary works*. CIRIA C113. London.
- Sterrett, R (2007), *Groundwater and Wells*.(3<sup>rd</sup> ed.).Johnson Screens, New Brighton, MN.
- 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.
- Tóth, J. (2009). *Gravitational Systems of groundwater flow*. (Cambridge, United Kingdom)
- Trefree, M.G. & Muffels C. (2007). *FEFLOW: A Finite-Element Ground Water Flow and Transport Modeling Tool*. Ground Water 45:5, 525-528.
- Villanueva, M. & Iglesias, A. (1984). *Pozos y Acuíferos: Técnicas de Evaluación Mediante Ensayos de Bombeo*. Publicación del IGME.
- WASY Software\_GmbH Institute for Water Resources Planning and Systems Research, Berlin. <http://www.wasy.de/english/products/fefflow/index.html>.
- SPS (Special Purpose Simulation), desarrollado por Hajjar, D., AbouRizk, S., Xu, J.(1997). *Construction site dewatering análisis using a special purpose simulación-based Framework*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Canada
- 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.