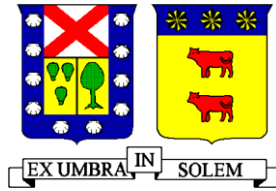


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO - CHILE



**ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO  
DE LOS SISTEMAS DE POZOS Y PUNTERAS  
Y SU APLICACIÓN EN AGOTAMIENTO DE NAPAS**

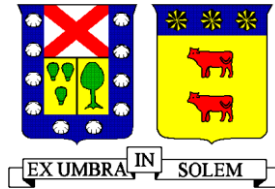
ANDRES ENRIQUE VILLARROEL RODRIGUEZ

Memoria para optar al Título de  
Ingeniero Civil  
Constructor Civil

Profesor Guía  
Ludwig Stowhas Borghetti

Enero de 2018

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO – CHILE



**ANALISIS TECNICO-ECONOMICO  
DE LOS SISTEMAS DE POZOS Y PUNTERAS  
Y SU APLICACIÓN EN AGOTAMIENTO DE NAPAS**

Memoria de titulación presentada por  
ANDRES ENRIQUE VILLARROEL RODRIGUEZ

Como requisito parcial para optar al título de  
Ingeniero Civil  
Constructor Civil

Profesor Guía  
Ludwig Stowhas Borghetti

**Enero de 2018**

## **RESUMEN**

Dada la incertidumbre inherente en cualquier proyecto de ingeniería de suelo, es que el propósito de esta memoria, es establecer la factibilidad técnica y económica de ambos sistemas de agotamiento. Para ello, se considerarán dos enfoques, que el diseño es un problema de escurrimiento en medio permeable y, que el diseño debe contemplar la selección apropiada de uno o ambos sistemas.

Posteriormente, se establecerá un modelo conceptual, el cual posee la información recopilada en terreno acerca de las propiedades de los acuíferos y, además, respecto al sistema de agotamiento a utilizar, geometría, tiempo para deprimir, interferencia con otras obras, etc.

Se modelarán baterías de de pozos a distintos espaciamientos, permeabilidades y actuando de manera simultánea. Se realizarán análisis de sensibilidad, para establecer caudales y profundidades de agotamiento.

Por otra parte, se explicará en detalle el uso del sistema wellpoint para agotamiento de napas. Se establecerá una geometría determinada, sus componentes como tuberías, los fitting de acuerdo a disponibilidad de mercado y, a partir de dicha configuración, se modelará para distintos espaciamientos y permeabilidades.

Se presentarán algunos ejemplos con criterios de diseño, para dimensionar y comparar ambos tipos de sistemas y, teniendo presente los puntos anteriores, se procederá a su cotización y analizar ejecución.

## **ABSTRACT**

Given the uncertainty inherent in any land engineering project, it is that the purpose of this report is to establish the technical and economic feasibility of both dewatering systems. For this, two approaches will be considered, that the design is a leakage problem in a permeable medium and that the design should contemplate the appropriate selection of one or both systems.

Subsequently, a conceptual model will be established, which has the information collected in the field about the properties of the aquifers and, in addition, with respect to the groundwater lowering system to be used, geometry, time to depress, interference with other works, etc.

Well batteries will be modeled at different spacings, permeabilities and acting simultaneously. Sensitivity analyzes will be carried out to establish flow rates and drawdown.

On the other hand, the use of the wellpoint system for groundwater lowering, will be explained in detail. A determined geometry will be established, its components as pipes, the fittings according to market availability and, from said configuration, it will be modeled for different spacings and permeabilities.

Some examples will be presented with design criteria, to size and compare both types of systems and, taking into account the previous points, we will proceed to quote and analyze execution.

## INDICE

1.	INTRODUCCIÓN .....	8
2.	POZOS Y PUNTERAS .....	10
2.1.	Enfoque al Diseño .....	10
2.2.	Desarrollo de un modelo conceptual .....	11
2.3.	Selección del método y geometría.....	13
3.	HIDRÁULICA DE POZOS .....	14
3.1.	Estimación del Caudal.....	14
3.1.1.	Régimen Permanente – Método de Dupuit .....	14
3.1.2.	Discusión de las hipótesis de Dupuit .....	16
3.2.	Producción del Pozo.....	20
3.3.	Cálculo de descensos en pozos.....	22
3.4.	Régimen Impermanente – Método de Theis .....	24
3.5.	Régimen Impermanente – Método de Jacob .....	25
3.6.	Superposición de efectos en el caso de Acuíferos Libres.....	26
4.	HIDRAULICA DE PUNTERAS .....	29
4.1.	Descripción General .....	29
4.2.	Comportamiento Hidráulico.....	34
4.3.	Características del sistema de punteras en relación con el tipo de suelo.....	38
4.4.	Diseño del sistema WELLPOINT .....	40
4.4.1.	Método del descenso acumulado .....	41
4.4.2.	Batería de wellpoints equivalente a una zanja estrecha .....	44
4.4.3.	Batería de wellpoints equivalente a una captación puntual .....	46
5.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN .....	49
5.1.	Ejemplo de aplicación N°1 (pozos).....	49
5.1.1.	Descensos producidos en los pozos .....	59
5.2.	Ejemplo de aplicación N°2 (pozos).....	61
5.3.	Ejemplo de aplicación N°3 (wellpoints) .....	67
5.3.1.	Método del descenso acumulado .....	69
5.3.2.	Batería de wellpoints equivalente a una zanja estrecha .....	73
5.3.3.	Batería de wellpoints equivalente a una captación puntual .....	77

5.3.4.	Resumen de los métodos tratados. ....	77
6.	ANALISIS DE COSTO DE LOS SISTEMAS DE WELLPOINTS Y POZOS. ....	79
6.1.	Sistema de agotamiento mediante POZOS.....	79
6.2.	Sistema de agotamiento mediante WELLPOINT .....	80
6.3.	Estudio económico .....	80
7.	CRITERIOS PARA CONSTRUCCION DE POZOS PROFUNDOS .....	82
7.1.	Estudios Preliminares .....	82
7.2.	Localización .....	83
7.3.	Profundidad del pozo.....	83
7.4.	Diámetros de habilitación y perforación .....	84
7.5.	Verticalidad de la Entubación .....	86
7.6.	Sistema captante .....	87
7.7.	Pared de Grava .....	91
8.	CRITERIOS PARA CONSTRUCCION DE SISTEMA WELLPOINT .....	92
8.1.	Método de Instalación .....	92
8.2.	Espaciamiento de los wellpoints .....	95
8.3.	Conexiones y empalmes .....	96
8.4.	Wellpoints .....	98
9.	CONCLUSIONES .....	100
10.	BIBLIOGRAFIA .....	107
	ANEXOS .....	108
	ANEXO I: .....	109
	LAYOUTS DE SISTEMAS DE AGOTAMIENTO .....	109
	ANEXO II: .....	113
	COSTOS DE SISTEMAS DE AGOTAMIENTO .....	113
	ANEXO III:.....	116
	MEMORIAS DE CÁLCULO .....	116

## INDICE DE FIGURAS

Figura N° 2.1 Layouts de sistema de agotamiento.....	14
Figura N° 3.1 Pozo de penetración total en acuífero artesiano. ....	15
Figura N° 3.2 Pozo de penetración total en acuífero libre. ....	15
Figura N° 3.3 Superficie real y superficie teórica del nivel freático.....	17
Figura N° 3.4 Gradiente hidráulico máximo en la pared del pozo. ....	20
Figura N° 3.5 Producción máxima de un pozo por metro lineal de rejilla. ....	22
Figura N° 4.1 Sistema de punteras Estero Marga Marga Viña del Mar. ....	29
Figura N° 4.2 Punteras de PVC y acero inoxidable. (Fuente Griffin Inc). ....	30
Figura N° 4.3 de acero inoxidable Estero Marga Marga Viña del Mar. ....	30
Figura N° 4.4 Unión puntera-colector.....	31
Figura N° 4.5 Colector de PVC y accesorios.....	32
Figura N° 4.6 Sistema de punteras conectada a bomba de vacío. (Fuente Varisco Wellpoint Srl).....	33
Figura N° 4.7 Sistema de punteras conectada a bomba de vacío.....	34
Figura N° 4.8 Sistema de punteras conectada a bomba de vacío.....	35
Figura N° 4.9 Producción máxima de punteras para diferentes diámetros de perforación. ....	38
Figura N° 4.10 Aplicación del sistema de punteras para distintas permeabilidades...	39
Figura N° 4.11 Esquema de batería de wellpoints. ....	41
Figura N° 4.12 Flujo gravitacional para dos zanjas de penetración parcial y dos recargas. ....	44
Figura N° 4.13 Gráfico para determinar Factor $C1$ . ....	45
Figura N° 4.14 Gráfico para determinar Factor $C2$ . ....	46
Figura N° 4.15 Wellpoint modelado como captación puntual.....	46
Figura N° 5.1 Modelo Conceptual de la excavación a deprimir. ....	50
Figura N° 5.2 Pozo equivalente. ....	51
Figura N° 5.3 Disposición de Pozos en el terreno. ....	53
Figura N° 5.4 Predicción de descensos. ....	55
Figura N° 5.5 Predicción de descensos. ....	58
Figura N° 5.6 Geometría de la disposición de los pozos. ....	59
Figura N° 5.7 Modelo Conceptual de la excavación a deprimir. ....	62
Figura N° 5.8 Disposición de Pozos en el perímetro de la excavación. ....	65
Figura N° 5.9 Predicción de descensos. ....	65
Figura N° 5.10 Esquema tridimensional de la Predicción de descensos. ....	66
Figura N° 5.11 Esquema excavación y sistema wellpoint. ....	67
Figura N° 5.12 Gráfico caudal v/s espaciamiento “a”. ....	71
Figura N° 5.13 Gráfico caudal v/s n° de punteras.....	72
Figura N° 5.14 Descenso v/s espaciamiento para distintos espaciamientos. ....	72
Figura N° 5.15 Flujo hacia una línea infinita de punteras desde una fuente infinita. .	75
Figura N° 7.1 Esfuerzos producidos en tubería de revestimiento de un pozo. ....	85
Figura N° 8.1 Tubería de acero para inyección de agua a alta presión.....	92

Figura N° 8.2 Tubería de acero conectada a manguera. ....	93
Figura N° 8.3 Perforación del terreno para instalación de wellpoint.....	94
Figura N° 8.4 Extremo inferior tubería de acero. ....	94
Figura N° 8.5 Separación entre wellpoints. ....	96
Figura N° 8.6 Conexiones de distinto material. ....	97
Figura N° 8.7 Diferentes tipos de conexiones.....	97
Figura N° 8.8 Empalme mediante manguera industrial.....	98
Figura N° 8.9 Puntera de confección manual. ....	99

### **INDICE DE TABLAS**

Tabla N° 3.1 Valores del Factor de corrección $C_x$ . ....	18
Tabla N° 4.1 Presión de agua en función de la temperatura. ....	37
Tabla N° 4.2 Espaciamiento típico de punteras y tiempos de descensos.....	40
Tabla N° 5.1 Caudal máximo aproximado según diámetro de entubación. ....	52
Tabla N° 5.2 Descenso residual. ....	53
Tabla N° 5.3 Datos de entrada. ....	57
Tabla N° 5.4 Determinación de factores A y B. ....	57
Tabla N° 5.5 Resumen de descensos obtenidos a partir de los tres procedimientos...	59
Tabla N° 5.6 Determinación del factor F.....	60
Tabla N° 5.7 Determinación del radio de influencia R y caudal Q a extraer.....	63
Tabla N° 5.8 Determinación del espaciamiento de los pozos para distintas permeabilidades.....	64
Tabla N° 5.9 Caudales obtenidos en los distintos métodos. ....	77
Tabla N° 6.1 Costo total de los sistemas de agotamiento. ....	81
Tabla N° 7.1 Velocidad crítica según naturaleza del elemento. ....	91

## 1. INTRODUCCIÓN

La lluvia es un fenómeno atmosférico que consiste en la precipitación de partículas líquidas de agua, que se distribuye de manera dispersa y puede tomar diferentes cursos cuando cae sobre una zona determinada.

Una porción de ésta agua puede correr por la superficie del suelo y desembocar en ríos, lagos, quebradas y arroyos. Otra porción será utilizada por las plantas, otra se evaporará y regresará a la atmósfera, y el resto infiltrará en el suelo.

El agua infiltrada en el suelo denominada agua subterránea, representa una fracción importante de la masa de agua almacenada en el suelo. El agua del subsuelo es un recurso importante, pero de difícil gestión, por su sensibilidad a la contaminación y a la sobreexplotación.

Dentro de los diversos usos del agua subterránea podemos mencionar; agua para uso doméstico, riego, industrial, minería, etc; sin embargo la presencia de agua subterránea también representa un impedimento al momento de llevar a cabo una obra en una determinada zona y a una cierta profundidad.

Dado que el nivel freático debe mantenerse deprimido sin interrupciones durante el período que se requiera, existen diversas técnicas para drenar el agua existente en un acuífero. El sistema wellpoint y el sistema de batería de pozos, son los más comunes y utilizados al momento de realizar el drenaje del agua subterránea.

Por encontrarse en el subsuelo, es muy difícil conocer las características de los acuíferos que contienen las aguas infiltradas. En general no hay información sobre sus límites y sus caudales de recarga y descarga naturales.

De lo anterior y dada la incertidumbre inherente en cualquier proyecto de ingeniería de suelo, se requiere una serie de estudios y ensayos que hacen posible adoptar alguna aproximación en el desarrollo del diseño de un sistema de agotamiento. Se puede utilizar análisis de sensibilidad para establecer cómo se comportaría el diseño frente a distintas condiciones. Como alternativa, la observación directa puede ser utilizada para modificar el diseño basado en registros de terreno tomados durante la construcción. Ambas aproximaciones, junto con el efecto de la geometría y la estructura geológica del suelo, son muy importantes en el desarrollo de un modelo conceptual realista que permita predecir las depresiones del nivel freático.

## 2. POZOS Y PUNTERAS

### 2.1. Enfoque al Diseño

Existen dos enfoques principales en el sistema de drenaje o agotamiento del nivel freático:

1. Que el diseño es esencialmente un problema de escurrimiento de agua en un medio permeable, donde la teoría de la hidráulica de agua subterránea puede ser utilizada. Esto implica que el problema principal es determinar la descarga o caudal de agua a extraer. Lo anterior se logra mediante el uso de fórmulas, es decir, una “aproximación teórica”.

2. Que el diseño debe enfocarse en seleccionar apropiadamente el tipo de pozo, espaciamiento y el tamaño de la bomba. Una estimación directa del caudal a extraer es de menor importancia (y realmente puede en ocasiones nunca calcularse con precisión). Esto se logra mediante la experiencia en terreno y el análisis de algunos casos históricos, que ambos dan paso a una “aproximación empírica”.

Algunos autores consideran que ambas aproximaciones, tienen sus ventajas y desventajas dependiendo de las condiciones y naturaleza del proyecto.

Sin embargo, el mejor diseño incorpora ambos elementos; el teórico y el empírico. El método teórico requiere de un “modelo conceptual” a desarrollar y donde los cálculos se llevan acabo. El método empírico por su parte, se utilizará como una

“verificación” que asegure que el sistema de agotamiento propuesto sea realista y practicable.

## **2.2.Desarrollo de un modelo conceptual**

El primer paso en el diseño es el desarrollo de un modelo conceptual acerca del suelo y las condiciones del agua en el acuífero.

En el caso de aguas subterráneas, el modelo conceptual depende de numerosos factores que son determinados por las condiciones del suelo y que de alguna u otra forma no pueden controlarse:

1. Tipo de Acuífero y sus propiedades: Los acuíferos pueden ser confinados o no confinados. Es esencial identificar el rango de permeabilidades más probable del acuífero en estudio. Si se realiza un análisis en régimen transiente, el coeficiente de almacenamiento también debe ser estimado.
2. Profundidad y espesor del acuífero: Estas dimensiones deben ser estimadas, y establecer efectivamente si estas se mantienen constantes o varían significativamente a través del área a drenar.
3. Presencia de aquitardos: Capas de limo o arcilla de muy baja permeabilidad pueden actuar como barreras que impiden o retardan el flujo (vertical) del agua subterránea. La presencia de dichos estratos puede hacer necesario el uso de rejillas sobre y bajo el aquitardo.

Distancia de influencia y condiciones de borde: La presencia de cualquier barrera geológica o fuente longitudinal de recarga, como un lago o cercanía con el mar, pueden influir en el flujo subterráneo.

4. Presencia de un estrato compresible: La presencia de un estrato compresible, indica un posible daño potencial debido al asentamiento por consolidación de dicho estrato.

Existen además algunos factores que no tienen relación directa con las condiciones del suelo y pueden ser controlados por el diseñador:

1. Geometría del lugar de trabajo: La profundidad y tamaño de la excavación tendrá una directa influencia al momento de deprimir el nivel freático. Normalmente el nivel final de la napa debería ubicarse a una distancia aproximada de 0.5 a 1[m] bajo el nivel de la excavación, sin embargo, en la práctica esta distancia no supera los 0.3 a 0.5[m].
2. Técnica de agotamiento: Diferentes métodos de agotamiento pueden interactuar en forma simultánea, por ejemplo, un sistema mixto de pozos y wellpoints.
3. Tiempo necesario para deprimir el nivel freático: Puede influir en la elección de la técnica de drenaje.
4. Profundidad del pozo: En ocasiones es más económico construir pozos que no penetren completamente el acuífero.

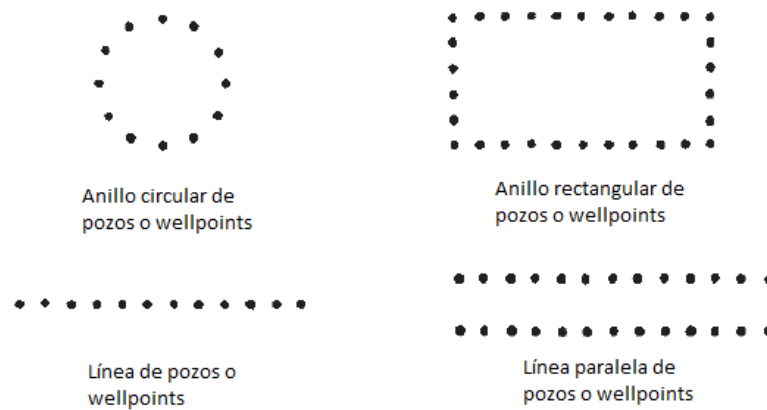
5. Interferencias con las obras de construcción: Normalmente y especialmente en los centros de las ciudades, las áreas donde se lleva a cabo un proyecto son bastante reducidas. Instalaciones de faenas, zonas de acopio, bodegas, etc. se convierten en potenciales interferencias frente al sistema de drenaje a instalar.

Teniendo en consideración la gran mayoría de los puntos anteriores, es posible desarrollar un buen modelo conceptual. Dicho modelo no necesita ser complejo, puede ser simplemente una lista con las condiciones que se esperarían enfrentar al momento de realizar el diseño.

### **2.3. Selección del método y geometría**

Existe un número disponible de métodos y geometrías para el drenaje de aguas subterráneas, y parte del proceso de diseño corresponde a seleccionar una técnica apropiada la cual deberá satisfacer las restricciones presentes en el proyecto a ejecutar.

En general, los sistemas (pozos y wellpoints) para agotamiento de aguas subterráneas pueden clasificarse en “sistema lineal” (instalación a lo largo de una excavación) o “sistema anillo” (instalación alrededor de una excavación circular o rectangular). La Figura N° 2.1 muestra la definición de estas geometrías.



**Figura N° 2.1** Layouts de sistema de agotamiento

### 3. HIDRÁULICA DE POZOS

#### 3.1. Estimación del Caudal

A fin de conceptualizar y lograr una cabal comprensión de la evaluación de los recursos hídricos, se presenta a continuación una breve explicación de las fórmulas desarrolladas para estimar el caudal de un pozo tanto en condiciones de régimen permanente como impermanente.

##### 3.1.1. Régimen Permanente – Método de Dupuit

En esta sección se presentan las fórmulas desarrolladas por Dupuit que se pueden utilizar para estimar el caudal aportado por un acuífero bajo condiciones de equilibrio. Si bien es cierto que dicha condición es difícil de alcanzar, se pone énfasis en el uso

sencillo de dichas fórmulas. La evidencia empírica de los métodos de Dupuit que entregan una estimación aceptable del caudal a extraer, se sustenta por varios estudios teóricos.

En la Figura N° 3.1 y Figura N° 3.2 se muestran las ecuaciones desarrolladas tanto para acuífero libre como artesiano.

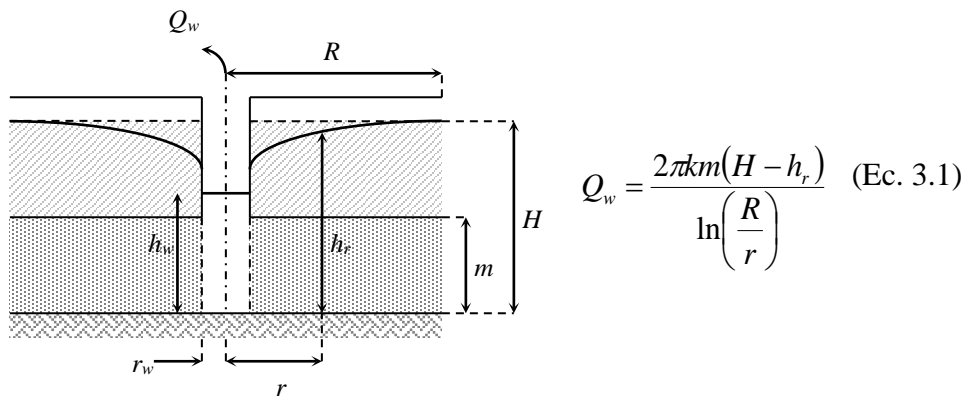


Figura N° 3.1 Pozo de penetración total en acuífero artesiano.

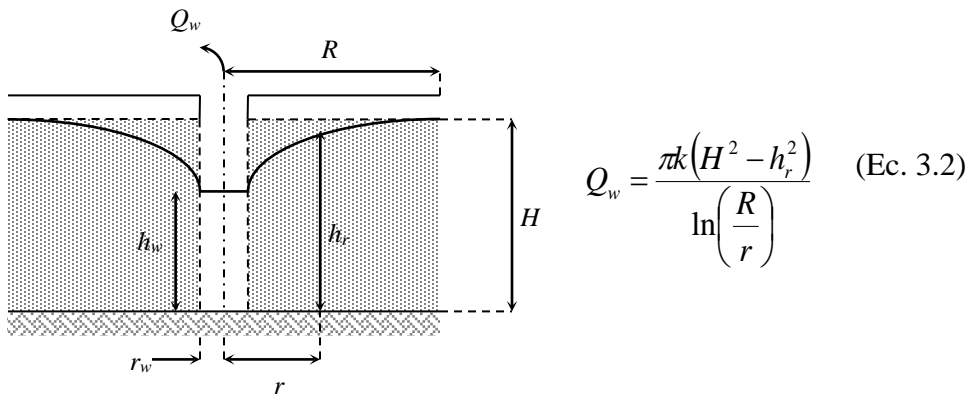


Figura N° 3.2 Pozo de penetración total en acuífero libre.

donde

$Q_w$  caudal a extraer del pozo

$h_r$  altura del nivel freático medida a la distancia  $r$  desde el pozo

$h_w$  altura del nivel freático medida en el pozo

$k$  permeabilidad media del acuífero en dirección del flujo

$R$  radio de influencia

$m$  potencia del acuífero

$r$  distancia medida desde el pozo

$r_w$  radio del pozo

$H$  altura del nivel freático medida sobre el manto impermeable

### 3.1.2. Discusión de las hipótesis de Dupuit

La deducción de la fórmula de Dupuit se basa en la suposición que las líneas de flujo del agua que escurre hacia el pozo de bombeo son paralelas, es decir, tienen dirección horizontal. Este hecho no es efectivo en las vecindades del pozo por lo que la superficie deprimida de la napa puede no corresponder a la forma teórica dada por Dupuit.

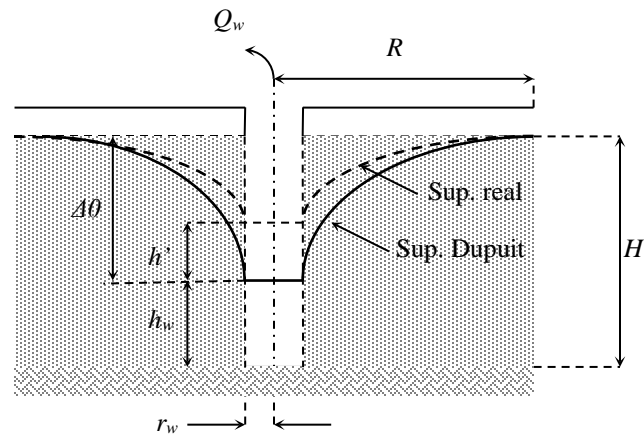


Figura N° 3.3 Superficie real y superficie teórica del nivel freático.

En ciertas ocasiones por otra parte, altas velocidades en las proximidades del pozo pueden hacer que el régimen de escurrimiento no sea laminar lo que pone de manifiesto que tampoco sería válida la forma teórica de la superficie deprimida.

En el caso de napas libres, mientras mayor es la depresión de la napa dentro del pozo en relación al espesor saturado, más importante es el efecto de las componentes verticales de velocidad en las proximidades del pozo. De lo anterior es que la superficie deprimida real se encontrará siempre sobre la superficie de Dupuit.

La fórmula de Dupuit es rigurosamente cierta para el cálculo de caudal y para el descenso teórico dentro del pozo<sup>1</sup> a pesar de que la fórmula no describe perfectamente la superficie libre del agua. Las desviaciones son muy pequeñas en puntos alejados del pozo ( $r > 1$  a  $1.5H$  o  $r > 10r_{pozo}$ ), pero al acercarse al mismo, la disminución mas acusada de la transmisividad, el mayor valor de la componente vertical de la velocidad y la

<sup>1</sup> E. Custodio / M. R. Llamas en: Hidrología Subterránea. Segunda Edición.

aparición de una zona de subpresiones de altura  $h'$  en el pozo, origina desviaciones de cierta importancia.

Babbitt y Caldwell (1948) proponen la fórmula experimental:

$$h_r = H - \frac{C_x}{H} \cdot \frac{H^2 - h_w^2}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \cdot \ln\left(\frac{R}{0.1H}\right) \quad (\text{Ec. 3.3})$$

donde

$h_r$  altura del nivel freático medida a la distancia  $r$  desde el pozo

$h_w$  altura del nivel freático medida en el pozo

$r_w$  radio del pozo

$H$  altura del nivel estático inicial

$r$  distancia medida desde el pozo

$R$  radio de influencia

que da una superficie libre más ajustada a los valores reales.  $C_x$  es un factor de corrección función de la distancia al pozo y se determina con la siguiente tabla adjunta.

$r/R$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$C_x$	0.6	0.3	0.2	0.15	0.13	0.11	0.08	0.06	0.025	0.01	0.001

**Tabla N° 3.1** Valores del Factor de corrección  $C_x$ .

En forma experimental, se ha verificado la presencia de una zona de subpresiones de altura  $h'$  (Figura N° 3.3) sobre el nivel deprimido dentro del pozo; esto significa que si en el pozo se produce una depresión  $\Delta_0$ , el caudal que puede obtenerse de dicho pozo, equivale al dado por la ecuación de Dupuit, pero considerando que la depresión efectiva a que se somete la napa es sólo “  $\Delta_0 - h'$  ”.

Una forma sencilla de determinar el valor de  $h'$  es mediante la expresión de Ehrenberger:

$$h' = 0.5 \frac{(H - h_w)^2}{h_w} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

donde  $h_w$  es la altura en el pozo y  $H$  es la altura del espesor saturado ambos en [m].

En la práctica, dado que las depresiones que se provocan en un pozo no comprometen en forma importante su espesor, los valores de  $h'$  son muy pequeños y por consiguiente pueden despreciarse.

En este resumen sólo se muestran las ecuaciones para pozo de penetración total en acuífero libre y artesiano, sin embargo, existe una amplia bibliografía en el caso de pozos de penetración parcial para ambos tipos de acuífero y que son de interés tanto para pozos como para su aplicación en punteras.

### 3.2. Producción del Pozo.

Cada pozo debe ser capaz de producir una cantidad de agua de tal forma que todos los pozos actuando en forma simultánea puedan alcanzar el descenso requerido, y por lo tanto el caudal necesario.

En términos teóricos, el caudal  $q$  que puede producir un pozo de acuerdo a la ley de Darcy es:

$$q = 2\pi r l_w k i \quad (\text{Ec. 3.5})$$

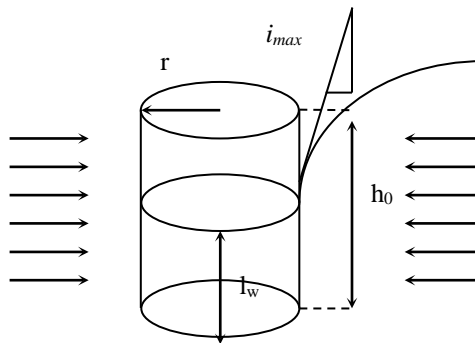


Figura N° 3.4 Gradiente hidráulico máximo en la pared del pozo.

donde,  $r$  es el radio de la perforación;  $l_w$  longitud de la rejilla;  $k$  permeabilidad del acuífero;  $i$  gradiente hidráulico en la entrada del pozo.

Sichardt (ver Figura N° 3.4) determinó empíricamente que la producción máxima de un pozo está limitada por el gradiente hidráulico máximo  $i_{max}^2$  generado en la pared del pozo.

<sup>2</sup> Cashman, P. Groundwater lowering in Construction (2001).

$$i_{\max} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Reemplazando en la ecuación anterior, la producción máxima de un pozo siempre que  $l_w \leq h_0$  queda determinada por:

$$q = \frac{2\pi r l_w \sqrt{k}}{15} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Cabe señalar que el uso razonable de esta fórmula se permite en acuíferos de permeabilidad relativamente alta (permeabilidades mayores a  $1 \times 10^{-4}$  m/s). El trabajo de Preene y Powrie (1993), quienes analizaron un gran número de sistemas de pozos actuando en suelos de grano fino, han sugerido que dicha ecuación no es apropiada para acuíferos de baja permeabilidad.

Si se considera un largo de rejilla  $l_w$  de 1 [m] y simplificando la ecuación, se obtiene:

$$q = 0.209d\sqrt{k} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

donde

$d$       diámetro del pozo

Al graficar esta ecuación para distintos valores de permeabilidad y diámetro de perforación, se obtiene el gráfico de producción máxima por metro lineal de rejilla mostrado en la (Figura N° 3.5).

Este gráfico, puede ser utilizado para determinar la longitud mínima de rejilla (bajo el nivel de la napa deprimida) necesaria para obtener la producción total necesaria del sistema de pozos para distintos diámetros de perforación. Esto permitiría entonces determinar el número de pozos estimando la longitud de rejilla mojada por pozo. Por ejemplo, 120[m] de rejilla equivale a doce pozos cada uno con 10[m] de rejilla mojada.

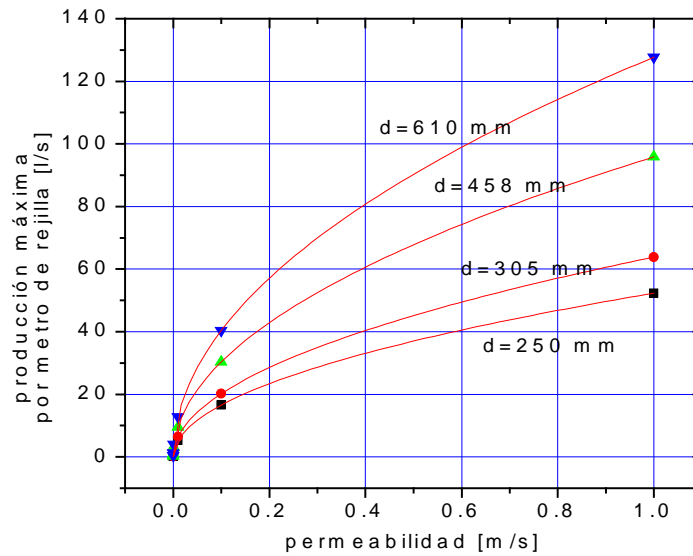


Figura N° 3.5 Producción máxima de un pozo por metro lineal de rejilla.

### 3.3.Cálculo de descensos en pozos

Dado que las fórmulas de flujo subterráneo son soluciones de la ecuación de Laplace, y ésta es una ecuación diferencial lineal de segundo orden, una combinación lineal de sus soluciones es también una solución.

Admitiendo el principio de superposición, el descenso en un punto es la suma de los descensos provocados individualmente por cada uno de los pozos de bombeo.

Introduciendo la variable  $Z(r_i, t_i)$  denominándola como factor de descenso, la ecuación adopta la siguiente forma:

$$s = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \cdot Z(r_i, t_i) \quad (\text{Ec. 3.9})$$

donde  $Q_{wi}$  caudal de bombeo del pozo  $i$ ,  $r_i$  es la distancia medida desde el pozo  $i$ ,  $t_i$  es el tiempo desde inicio de bombeo y,  $s$  corresponde al descenso total producido.

$$Z(r_i, t_i) = \frac{1}{2\pi T} \cdot \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) \quad (\text{Ec. 3.10}) \text{ para el caso de régimen permanente.}$$

$$Z(r_i, t_i) = \frac{W(u_i)}{4\pi T} \quad (\text{Ec. 3.11}) \text{ para el caso de régimen impermanente.}$$

$$u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

donde  $T$  transmisibilidad del acuífero

$W(u_i)$  función de pozo

$S$  coeficiente medio de almacenamiento

En el caso de acuíferos libres en que los descensos son pequeños en comparación con el espesor saturado, pueden aplicarse todas las ecuaciones válidas para acuíferos artesianos.

El descenso  $s_p$  en uno de los pozos de bombeo  $i$ , será el que produce el propio pozo mas el producido por el conjunto de los pozos restantes. Así el descenso referido al nivel estático del acuífero se determina con la siguiente expresión:

$$(s_{pi})_t = s_{pi} + \Delta s_j \quad (\text{Ec. 3.13})$$

donde

$$\Delta s_j = \sum_{j=1}^n Q_{wj} \cdot Z(r_{ji}, t_j)$$

$r_{ji}$  distancia del pozo  $j$  al pozo  $i$ .

$s_{pi}$  descenso del pozo  $i$ .

### 3.4. Régimen Impermanente – Método de Theis

La ecuación que permite determinar las depresiones de los niveles de agua en un sistema acuífero confinado, definida sus propiedades elásticas, a cualquier distancia desde el pozo de bombeo y transcurrido cualquier intervalo de tiempo desde el inicio del bombeo es la siguiente:

$$s(r, t) = h_0 - h(r, t) = \frac{Q_w}{4\pi T} W(u) \quad (\text{Ec. 3.14})$$

siendo

$W(u)$  función de pozo con  $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$

$S$  coeficiente de almacenamiento

$T = k \cdot m$  transmisibilidad

$t$	tiempo desde el inicio del bombeo
$m$	espesor del acuífero
$k$	permeabilidad del acuífero

La función de pozo,  $W(u)$ , puede escribirse en forma de una expresión en serie de la siguiente forma:

$$W(u) = -0.577216 - \ln(u) + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Aplicando el principio de superposición, es posible determinar la depresión total en cualquier punto como la suma individual de las depresiones producidas por cada pozo. Si se considera una cantidad de  $n$  pozos de bombeo, la depresión total será la siguiente:

$$s_T = \sum_{i=1}^n s_i \quad (\text{Ec. 3.16})$$

Al reemplazar la solución de Theis (Ec. 3.14) en la expresión anterior y, considerando que todos los pozos bombean el mismo caudal  $Q$  se obtiene:

$$s = \frac{Q_w}{4\pi T} \sum_{i=1}^n W(u_i) \quad (\text{Ec. 3.17})$$

### 3.5. Régimen Impermanente - Método de Jacob

Si el pozo de bombeo opera durante un período de tiempo prolongado, el parámetro  $u$  es muy pequeño por lo que las potencias de mayor valor se pueden despreciar. Si el valor de  $u < 0.05$  se puede considerar sólo los dos primeros términos de la serie (Ec. 3.15) obteniendo de esta forma la siguiente ecuación:

$$s = \frac{Q_w}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r^2 S}\right) \quad (\text{Ec. 3.18})$$

En el caso de napas libres, si las depresiones son de cierta importancia (5-10% del espesor inicial del acuífero), se reemplaza la depresión  $s$  por la depresión corregida de JACOB,  $s'$ :

$$s' = s - \frac{s^2}{2m} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

donde

$s'$  depresión corregida de JACOB

$m$  potencia del acuífero

### 3.6. Superposición de efectos en el caso de Acuíferos Libres

En los acuíferos libres no se cumple que el descenso en un lugar del campo de bombeo sea la suma de los descensos provocados por cada uno de los pozos aislados ya que la ecuación que define esos descensos no es lineal, aún admitiendo las aproximaciones de Dupuit – Forchheimer. En este último caso la ecuación es lineal<sup>3</sup>

---

<sup>3</sup> E. Custodio / M. R. Llamas en: Hidrología Subterránea. Segunda Edición.

tomando como variable  $h^2$ . En este caso la expresión de descenso puede escribirse de la siguiente forma:

$$H^2 - h^2 = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \cdot Z'(r_i, t_i) \quad (\text{Ec. 3.20})$$

donde  $Z'(r_i, t_i) = \frac{1}{\pi k} \cdot \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$  para el caso de régimen permanente.

En el caso de régimen impermanente  $Z'(r_i, t_i) = \frac{W(u_i)}{4\pi T}$ , sin embargo  $s' = H^2 - h^2$  se debe reemplazar por :

$$s' = s - \frac{s^2}{2H} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

que corresponde a la depresión corregida de Jacob.

Reordenando la ecuación se obtiene:

$$s - \frac{s^2}{2H} = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \cdot Z'(r_i, t_i) \quad (\text{Ec. 3.22})$$

sea  $F = \sum_{i=1}^n Z'(r_i, t_i)$  considerando que de cada pozo se extrae el mismo caudal, es decir,

$$Q_{w1} = Q_{w2} = Q_w$$

$$s^2 - 2Hs + 2HQ_w F = 0 \quad (\text{Ec. 3.23})$$

donde  $H$  corresponde al espesor saturado.

Resolviendo la ecuación:

$$s = \frac{2H \pm \sqrt{4H^2 - 4 \cdot 1 \cdot 2HQ_w F}}{2} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

Para determinar el descenso sólo interesa la raíz negativa de la solución, obteniendo:

$$s = H - \sqrt{H^2 - 2HQ_w F} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

En el caso de determinar el descenso en un solo pozo se puede utilizar la misma ecuación pero reemplazando  $F$  por  $Z'(r, t) = \frac{W(u)}{4\pi T}$ .

## 4. HIDRAULICA DE PUNTERAS

### 4.1.Descripción General

Para proyectos de construcción de mediana envergadura y de profundidad limitada, el sistema de punteras o wellpoint es el método de control de las aguas subterráneas más utilizado. Es muy común en zanjas de poca profundidad para instalación de tuberías.

Un sistema de punteras (Figura N° 4.1) consiste esencialmente de una serie de pozos de pequeño diámetro, distanciados a corta distancia, y conectados por un colector a una bomba apropiada.



**Figura N° 4.1** Sistema de punteras Estero Marga Marga Viña del Mar.

La técnica de punteras es el sistema de drenaje de mayor uso para excavaciones de poca profundidad, especialmente para zanjas o excavaciones estrechas. Si las condiciones de suelos son las apropiadas, este sistema puede instalarse y operarse en forma muy rápida.

Una puntera es un pozo de pequeño diámetro (rejilla de PVC o acero inoxidable), a través del cual el agua subterránea ingresa a dicha puntera (Figura N° 4.2 y Figura N° 4.3).



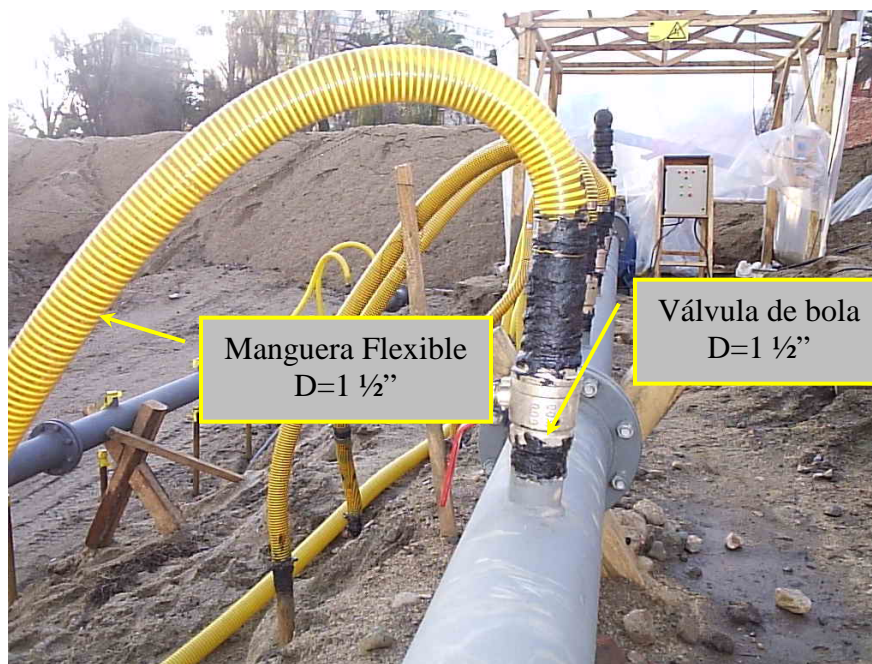
**Figura N° 4.2** Punteras de PVC y acero inoxidable. (Fuente Griffin Inc).



**Figura N° 4.3** de acero inoxidable Estero Marga Marga Viña del Mar.

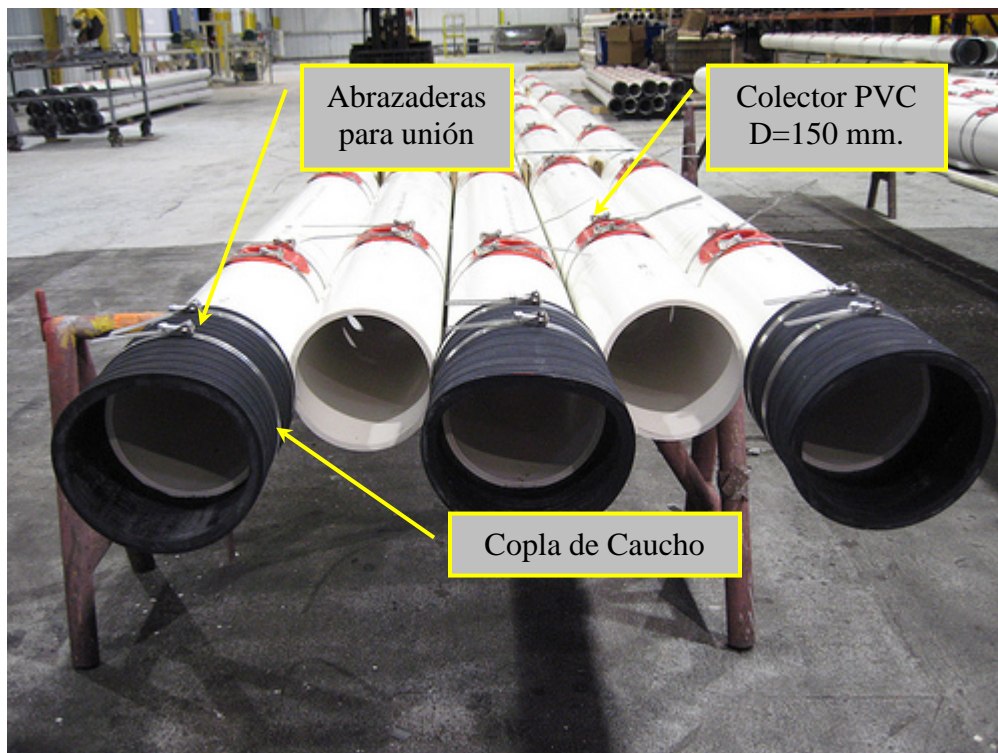
Se instalan en el suelo a cortas distancia entre centros formando así una línea a lo largo, o un anillo alrededor de la excavación. Una puntera tiene aproximadamente entre 0.3 a 1[m] de longitud y 40 a 50[mm] de diámetro nominal. Cada puntera está unida en el extremo inferior de una tubería vertical (riser pipe) de diámetro ligeramente inferior; tubería de 38[mm] de diámetro es utilizada en forma usual. Sin embargo, donde la profundidad del estrato saturado se encuentra limitado debido a la proximidad de un estrato impermeable, es recomendable que la longitud de las punteras sean reducidas (0.3-0.5[m]) para reducir el riesgo de ingreso de aire cuando se encuentra en máximo descenso.

Cada puntera es conectada a una tubería colectora (usualmente de 150[mm]), mediante una manguera flexible y una válvula de bola (Figura N° 4.4).

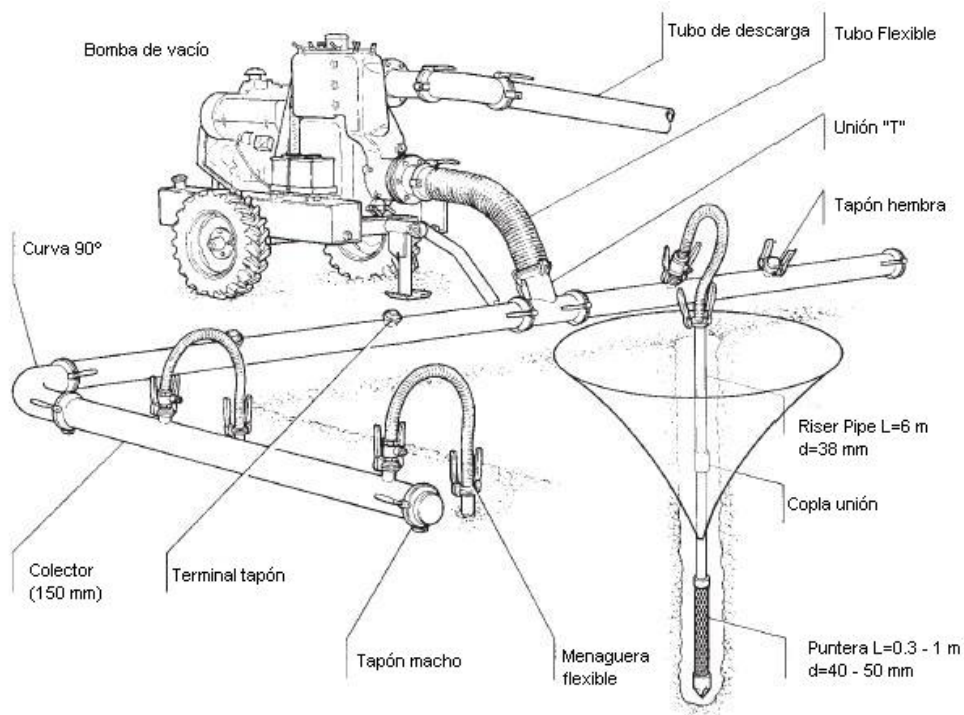


**Figura N° 4.4** Unión puntera-colector.

Normalmente el colector se confecciona de plástico (Figura N° 4.5) resistente al impacto, aunque a veces las tuberías de acero son utilizadas, especialmente cuando existe riesgo de dañar dicha tubería producto de las actividades o faenas que se realizan. El colector cuyo largo usual es de 6[m], se conecta a una bomba de vacío (Figura N° 4.6), o bien a una bomba centrífuga, la que habrá de cebar el sistema por sí sola o bien manualmente.

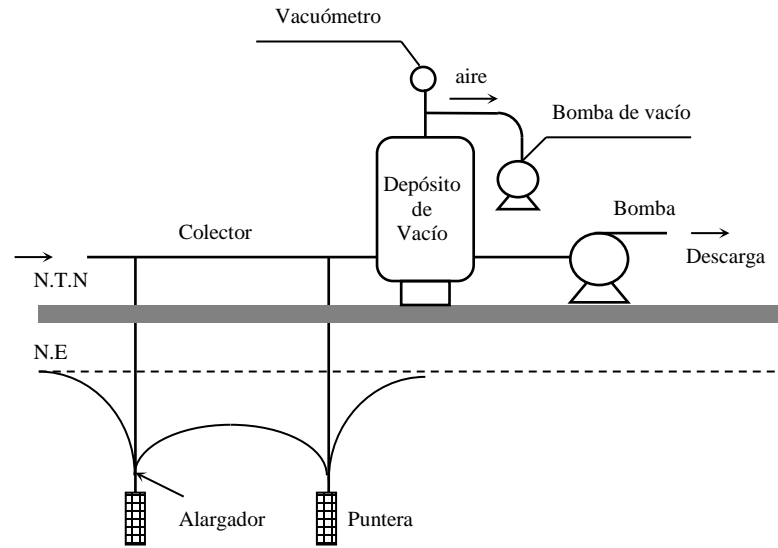


**Figura N° 4.5** Colector de PVC y accesorios.



**Figura N° 4.6** Sistema de punteras conectada a bomba de vacío. (Fuente Varisco Wellpoint Srl).

Debido a las dificultades que ofrece el proceso de aspiración tales como, recalentamiento de los equipos por ser un proceso lento, alto consumo de energía y descebamiento de las bombas entre otros, es que se prefiere el uso de depósito y bomba de vacío como se muestra en la Figura N° 4.7.



**Figura N° 4.7** Sistema de punteras conectada a bomba de vacío.

## 4.2. Comportamiento Hidráulico

El drenaje por medio del sistema de punteras, se realiza mediante la aspiración de agua del medio saturado a través de los tubos alargadores los que conectados al colector extraen el agua por medio de una bomba (Figura N° 4.8) que succiona mediante la generación de una presión de vacío en el interior de la tubería. El descenso que puede ejecutar un sistema de punteras está limitada por la restricción física de altura o elevación de succión. En la práctica la máxima altura de aspiración que alcanzan las bombas es de 6.0 a 6.5[m].



**Figura N° 4.8** Sistema de punteras conectada a bomba de vacío.

Para dicho efecto, la ecuación que determina la máxima altura de aspiración permitida se determina con la siguiente ecuación:

$$NPSHA = H_{at} - H_{pv} - NPSHR - H_f - H_s - \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

donde

$NPSHA$             Altura neta positiva de succión permitida.

$H_{at}$                 Altura de presión atmosférica del lugar.

$H_{pv}$	Altura de presión de vapor absoluta del líquido a la temperatura de bombeo.
$NPSHR$	Altura neta positiva de succión requerida.
$H_f$	Pérdidas de carga por fricción en la tubería de aspiración.
$H_s$	Pérdidas de carga por singularidad.
$v^2/2g$	Pérdidas de carga por velocidad.

(todos los términos expresados en metros columna de agua)

El valor de  $H_{at}$  depende básicamente de la altura sobre el nivel del mar, y se puede determinar en una primera aproximación con la siguiente expresión:

$$H_{at} = 10.33 - 0.0012h \quad (\text{Ec. 4.2})$$

donde  $h$  es la altura sobre el nivel del mar en metros.

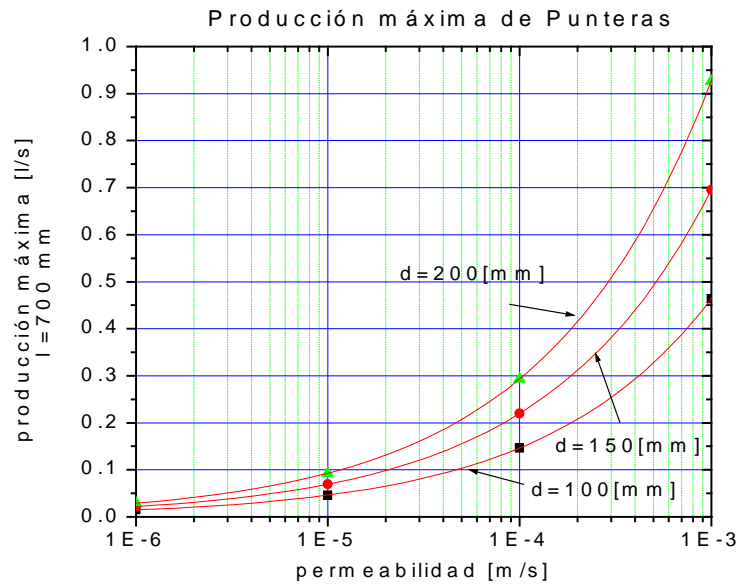
El término  $H_{pv}$  es la presión de vapor saturado que ejercen las moléculas sobre el espacio cuando éste se satura. Esta depende de la temperatura y aumenta con ella, por lo que si la presión desciende hasta alcanzar la presión de vapor, el líquido entrará en ebullición y se producirá el fenómeno de cavitación. En la tabla adjunta se indican valores de presión de agua en función de la temperatura:

Temp [°C]	Hpv [m]	Temp [°C]	Hpv [m]
0	0.06	55	1.61
5	0.09	60	2.03
10	0.12	65	2.56
15	0.17	70	3.20
20	0.25	75	3.96
25	0.33	80	4.86
30	0.44	85	5.93
35	0.58	90	7.18
40	0.76	95	8.62
45	0.98	100	10.33
50	1.26		

**Tabla N° 4.1** Presión de agua en función de la temperatura.

La *NPSHR* es en función al diseño de la bomba en el punto de operación de la curva característica y se refiere a la mínima presión de entrada del agua a la bomba tal que no permita la vaporización del líquido en el interior de ella, con el fin de evitar la cavitación. Este dato lo especifica el fabricante para cada modelo.

De lo anterior, se puede deducir que el rango de caudales para una puntera determinada es bastante reducido. Al aplicar la ecuación (Ec. 3.7) de producción máxima para una puntera de 700 [mm] de longitud y para distintos diámetros de perforación, el gráfico (Figura N° 4.9) muestra que para permeabilidades altas el rendimiento teórico es de aproximadamente 1[l/s]. Este valor es muy práctico para utilizarlo como referencia en el diseño.



**Figura N° 4.9** Producción máxima de punteras para diferentes diámetros de perforación.

El sistema depende mucho en la eficiencia de la separación agua/aire en la bomba y la eficiencia de vacío en la instalación.

### 4.3. Características del sistema de punteras en relación con el tipo de suelo

Anteriormente se ha mencionado que el número de punteras o pozos y el área a drenar mediante estos tipos de sistema dependen del tipo de suelo. Dentro de ciertos límites, suelos de similar estratificación poseen un comportamiento parecido y, en lo que respecta al drenaje, los variados tipos de estratificación pueden ser considerados

utilizando un único modelo. La principal aplicación del sistema de punteras, descrito por la permeabilidad del suelo, su muestra en la Figura N° 4.10.

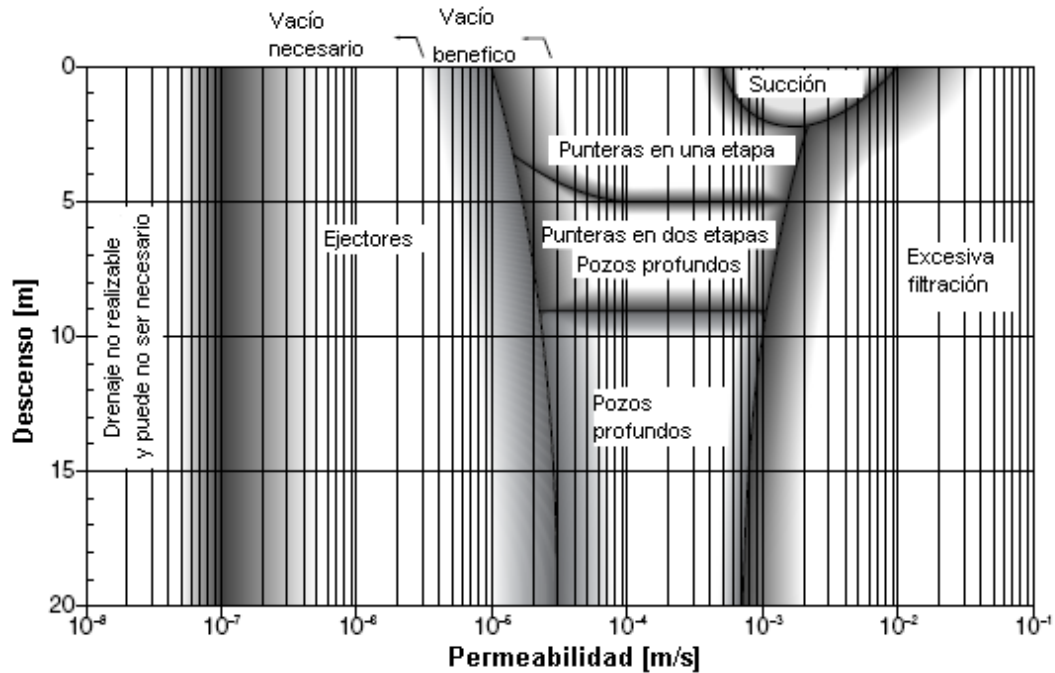


Figura N° 4.10 Aplicación del sistema de punteras para distintas permeabilidades.

En la práctica el espaciamiento entre punteras es de 1 [m] entre centros, sin embargo, este espaciamiento también puede variar desde 1, 1.5 a 2 [m] de separación.

Si bien es cierto, el espaciamiento necesario para deprimir el nivel freático, dependerá de la permeabilidad y de la estructura del suelo; los requerimientos de plazos de ejecución, son de principal importancia. Si se requiere un rápido descenso del nivel freático, el espaciamiento entre punteras disminuirá.

La Tabla N°4.2 entrega algunos espaciamientos típicos y tiempos descensos aproximados para una instalación perimetral simple de wellpoints.

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Espaciamiento [m]</b>	<b>Descenso [días]</b>
Grava fina a gruesa	0.5-1.0	1-3
Arena limpia fina a gruesa y Grava arenosa	1.0-2.0	2-7
Arenas limosas	1.5-3.0	7-21

**Tabla N° 4.2** Espaciamiento típico de punteras y tiempos de descensos.

#### **4.4. Diseño del sistema WELLPOINT**

El diseño de este sistema, requiere la determinación del número, tamaño, espaciamiento y penetración de los wellpoints, además requiere conocer el caudal a extraer el agua contenida en el estrato permeable de tal forma de obtener el descenso requerido del nivel freático.

Por lo tanto es necesario establecer las relaciones fundamentales entre el caudal a extraer desde el sistema y el correspondiente descenso de la napa. Cabe señalar que aquí no se intenta presentar en forma detallada la derivación de todas las fórmulas o métodos usados en diseño, sin embargo, el análisis se enfocará en tres procedimientos bastante utilizados los cuales son:

- a) Método del descenso acumulado (utilizando la simplificación de Cooper-Jacob).
- b) Batería de wellpoints equivalente a una ranura o canal muy estrecho.
- c) Batería de wellpoints equivalente a una captación puntual.

Los métodos antes mencionados permitirán entender su implementación y limitación en el sistema de agotamiento.

#### 4.4.1. Método del descenso acumulado

El método del descenso acumulado (utilizando la simplificación de Cooper-Jacob) puede ser utilizado en acuíferos confinados. También puede aplicarse a acuíferos libres donde el descenso final es inferior en aproximadamente en 20% al espesor inicial del acuífero<sup>4</sup>, de lo contrario debe realizarse la corrección de Jacob.

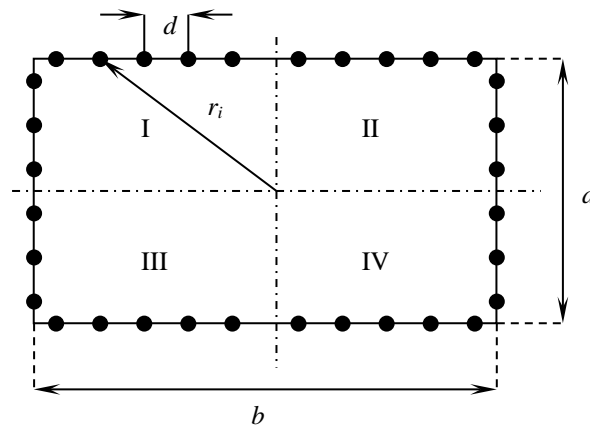


Figura N° 4.11 Esquema de batería de wellpoints.

La Figura N° 4.11 muestra un esquema de una batería de wellpoints espaciadas perimetralmente una distancia  $d$  y a una distancia  $r_i$  del centro de la excavación de dimensiones  $a \times b$ .

<sup>4</sup> Cashman, P. Groundwater lowering in Construction (2001).

El descenso acumulado es calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta h' = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{4\pi kH} \left( -0.05772 - \ln \left( \frac{r_i^2 S}{4kHt} \right) \right) \quad (\text{Ec. 4.3})$$

donde:

$\Delta h'$  descenso acumulado en el centro de la excavación resultante de las  $n$  wellpoints cada una bombeado a un caudal  $q_i$ .

$k$  permeabilidad del acuífero.

$S$  coeficiente de almacenamiento del acuífero.

$H$  espesor inicial del acuífero saturado.

$t$  tiempo desde que se inicia el bombeo.

$r_i$  distancia desde cada wellpoint hacia el punto donde se desea estimar el descenso.

La ecuación anterior es válida para valores de  $u$  inferiores a 0.05, donde  $u$  representa la variable definida en Ec 3.12 y, donde en este caso  $m=H$ .

Los siguientes puntos deben ser considerados al momento de utilizar este método:

- a. El método ha sido aplicado de manera confiable para estimar el descenso del nivel freático dentro del área de excavación.

- b. La aplicación del método, requiere conocer las propiedades hidrológicas del acuífero como la permeabilidad y el coeficiente de almacenamiento, por lo que se debe realizar las correspondientes pruebas de bombeo.
- c. La ecuación (4.3) es un término dependiente del tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo, de manera que cada cálculo de descenso acumulado corresponde a un tiempo discreto “ $t$ ”. El tiempo utilizado en el cálculo dependerá del programa de construcción.

Si el programa indica un período de dos semanas para obtener el descenso requerido (considerando la instalación del sistema de agotamiento y el comienzo posterior de la excavación por debajo del nivel freático inicial), este caso debe ser analizado. Sin embargo, en la realidad, puede haber problemas con la instalación del sistema (colmatación de las punteras, mal funcionamiento de las bombas, etc.) lo que hace que dicho sistema no funcione el período completo de dos semanas. De lo anterior es que puede ser prudente diseñar para obtener el descenso requerido en un período de tiempo relativamente corto.

- d. Las suposiciones inherentes en la ecuación anterior (acuífero isotrópico, confinado, de penetración total y a caudal constante) obviamente no se aplicarán a todos los casos. Siempre que las condiciones básicas del acuífero se limiten a las antes mencionadas, podrá utilizarse la Ecuación 4.3. Para otras condiciones Kruseman y De Ridder (1990) entregan ecuaciones para distintos casos, incluyendo acuíferos anisotrópicos, de penetración parcial y con caudal variable.

#### 4.4.2. Batería de wellpoints equivalente a una zanja estrecha

Considerar un caso donde es necesario drenar una larga excavación por dos líneas espaciadas en forma cercana, wellpoints parcialmente penetradas simuladas por dos zanjas se muestran en la Figura N° 4.12.

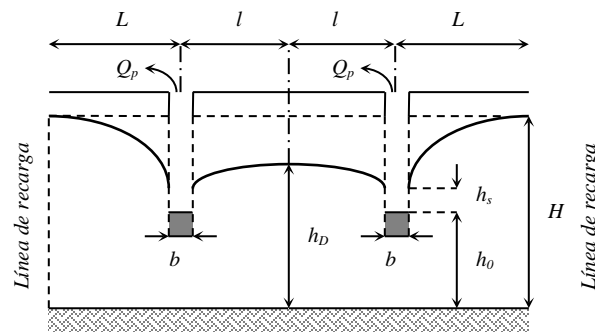


Figura N° 4.12 Flujo gravitacional para dos zanjas de penetración parcial y dos recargas.

Chapman<sup>5</sup> desarrolló las expresiones que relacionan los flujos y los descensos producidos por el bombeo de dos zanjas que penetran parcialmente el acuífero válida para valores de  $L/H$  mayores que 3.

Para el caso en un acuífero libre se tiene:

$$Q_p = \left( 0.73 + 0.27 \frac{H - h_0}{H} \right) \frac{kx}{2L} (H^2 - h_0^2) \quad (\text{Ec. 4.4})$$

<sup>5</sup> Mansur, C. I., and Kaufman, R. I. 1962. "Dewatering," Foundation Engineering, editado por G. A. Leonards, McGraw-Hill, New York.

donde  $x$  corresponde a la longitud de la zanja.

La altura residual  $h_D$  entre las dos zanjas se puede estimar con la siguiente expresión:

$$h_D = h_0 \left[ \frac{C_1 C_2}{L} (H - h_0) + 1 \right] \quad (\text{Ec. 4.5})$$

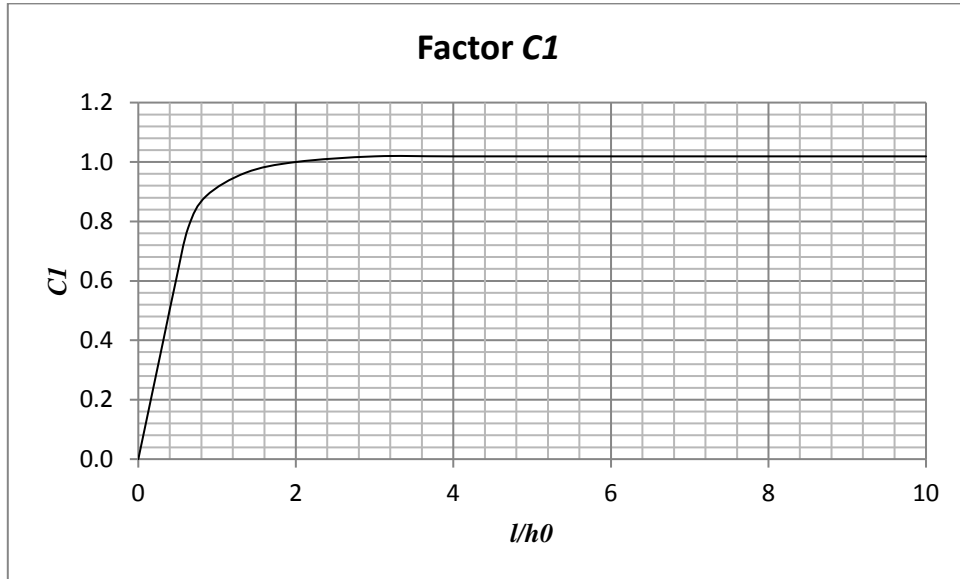


Figura N° 4.13 Gráfico para determinar Factor  $C1$ .

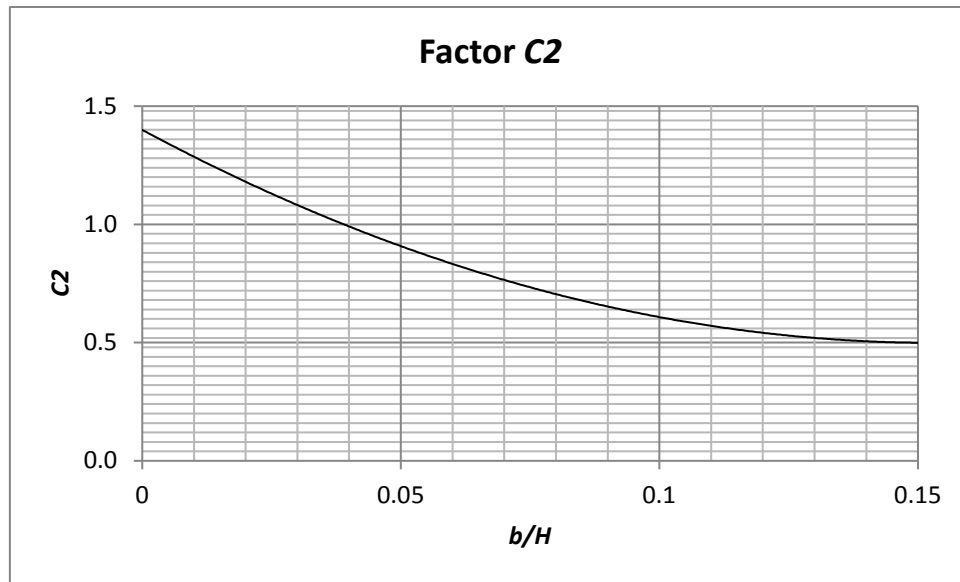


Figura N° 4.14 Gráfico para determinar Factor C2.

#### 4.4.3. Batería de wellpoints equivalente a una captación puntual

En este caso se considera que el wellpoint capta únicamente a través del fondo

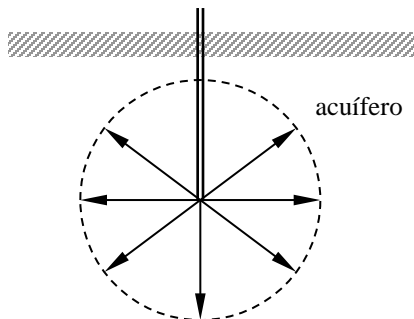


Figura N° 4.15 Wellpoint modelado como captación puntual.

de éste y que el acuífero es muy profundo en comparación con la profundidad de la captación.

El bombeo es suficientemente débil como para que no se note la influencia de éste sobre la superficie de la napa (ver Figura N° 4.15).

Si aceptamos las condiciones anteriores, podemos suponer que las líneas de flujo son aproximadamente radiales que convergen hacia la captación, y que las superficies equipotenciales son esféricas y concéntricas.

Utilizando la ley de Darcy podemos escribir:

$$Q = k \cdot i \cdot A = k \cdot \frac{dh}{dr} \cdot 4\pi r^2 \quad 4\pi r^2 \text{ \u00e1rea de la esfera} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Reordenando la ecuaci\u00f3n se obtiene

$$dh = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \frac{dr}{r^2} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Luego de integrar se obtiene

$$h + c_1 = -\frac{Q}{4\pi k} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Introduciendo la condici\u00f3n de borde  $r = r_w$  ( $r_w$  radio del pozo) el nivel fre\u00e1tico es

$h = h_w$  se puede escribir:

$$h(r) = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_w} - \frac{1}{r} \right) + h_w \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Introduciendo el concepto de radio de influencia se obtiene

$$H - h_w = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_w} - \frac{1}{R} \right) \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Generalizando la ecuaci\u00f3n se puede escribir como

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right) \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Aplicando el principio de superposici\u00f3n para estimar el descenso producido por una bater\u00eda de  $n$  wellpoints se obtiene:

$$\Delta h_i = \frac{q_i}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_i} - \frac{1}{R} \right) \text{ donde } q_i = \frac{Q}{n} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

$$\Delta h_T = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \frac{q_1}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{R} \right) + \frac{q_2}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_2} - \frac{1}{R} \right) + \dots + \frac{q_n}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_n} - \frac{1}{R} \right) \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Si se considera que cada wellpoint extrae igual caudal, es decir,  $q_1 = q_2 = q$  y

reordenando

$$\Delta h_T = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \frac{q}{4\pi k} \cdot \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{R} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{R} + \dots + \frac{1}{r_n} - \frac{1}{R} \right) \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$\Delta h_T = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \frac{q}{4\pi k} \cdot \underbrace{\left( \sum_{i=1}^n \frac{1}{r_i} - \frac{n}{R} \right)}_Z \quad (\text{Ec. 4.15})$$

$$q = \frac{4\pi k \Delta h_T}{Z} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

También es común tener pozos de pequeña profundidad que captan sólo por el fondo. Para estos casos el escurrimiento puede considerarse como semiesférico, con lo cual las ecuaciones anteriores se modifican ligeramente, ya que el área de una semiesfera es  $2\pi r^2$ .

## 5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

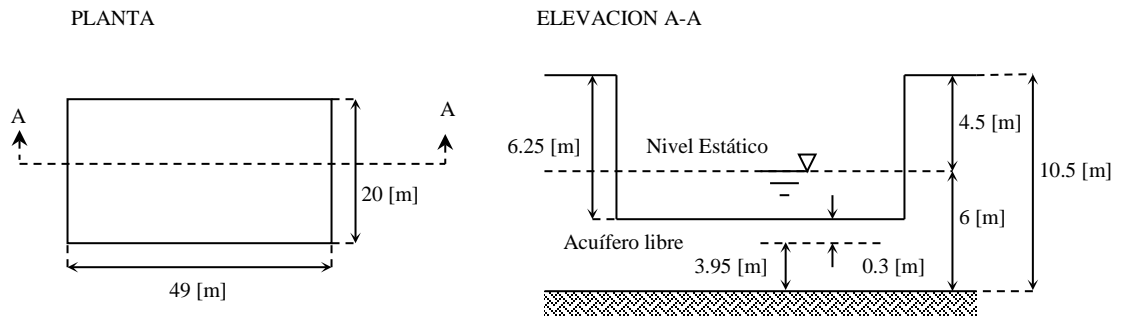
En este capítulo se presentan una serie de ejemplos de diseño de sistema de agotamiento de agua subterránea mediante el uso de pozos y wellpoints, de tal forma de ilustrar la aplicación de los métodos antes tratados. Los ejemplos no cubren los aspectos numéricos del diseño, pero si pone en evidencia algunos de los aspectos sobre el cual el “criterio o juicio” debe ser ejercitado.

### 5.1. Ejemplo de aplicación N°1 (pozos)

Se desea deprimir el nivel de la napa 30 [cm] bajo el fondo de la excavación de 6.25 [m] de profundidad y de 20 x 49 [m] en planta. La Figura N° 5.1 muestra el modelo conceptual a desarrollar. El nivel estático se encuentra a 4.5 [m] de profundidad, el acuífero está constituido por arenas de 10.5 [m] de profundidad y cuyas características hidrogeológicas son las siguientes:

$$T = 1600 \text{ m}^2/\text{día} \quad S = 0.2$$

Determinar el número de pozos necesarios y sus características.



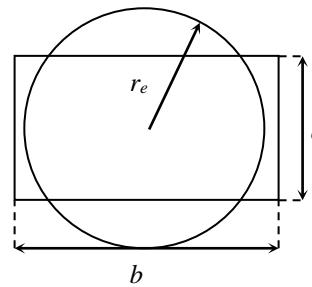
**Figura N° 5.1** Modelo Conceptual de la excavación a deprimir.

a) Determinación del Radio Equivalente.

En general, un sistema de múltiples pozos utilizado para el deprimir el nivel freático puede ser clasificado como sistema “lineal” (para instalaciones a lo largo de excavaciones angostas) o sistema “anillo” (para instalaciones alrededor de excavaciones circulares o rectangulares). Sería muy tedioso considerar un análisis del flujo a cada pozo en forma individual y su compleja interacción entre ellos.

Una aproximación útil es considerar el grupo de pozos como un gran “pozo equivalente” (Figura N° 5.2) o “zanja equivalente” que permiten en forma sencilla y accesible modelar para estimar el caudal de extracción.

Para un flujo radial hacia un anillo de pozos, se requiere la estimación de un “radio equivalente ( $r_e$ )” del sistema. En el caso de un anillo circular, el radio equivalente es simplemente el radio del anillo. Para un anillo rectangular de dimensiones en planta  $a$  por  $b$ , el radio equivalente se estima asumiendo un pozo de igual perímetro o igual área:



$$r_e = \sqrt{\frac{ab}{\pi}} \quad r_e = \frac{a+b}{\pi} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$r_e = \frac{20+49}{\pi} = 21.96 \text{ [m]}$$

$$r_e = \sqrt{\frac{20 \times 49}{\pi}} = 17.66 \text{ [m]}$$

Figura N° 5.2 Pozo equivalente.

Se aprecia que ambos valores son relativamente similares, por lo que se adoptará 21.96 [m] considerando un criterio conservador.

b) Radio de influencia.

Utilizando la fórmula de SICHARDT se obtiene:

$$R = 3000 (H - h_w) \sqrt{k} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$k = T/m = 1600/6 = 3.08 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$h_w = 10.5 - 6.25 - 0.3 = 3.95 \text{ [m]}$$

$$R = 3000(6 - 3.95) \sqrt{3.08 \times 10^{-3}} = 342 \text{ [m]}$$

c) Caudal total a extraer para pozo de penetración total en acuífero libre.

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R}{r_e}\right)} = \frac{\pi \times 3.08 \times 10^{-3} (6^2 - 3.95^2)}{\ln\left(\frac{342}{21.96}\right)} = 0.071 = 71 \left[ \frac{\text{lt}}{\text{s}} \right]$$

- d) Los diámetros de entubación del pozo, en función del caudal a extraer, pueden fijarse de la Tabla N° 5.1:

<b>Diámetro [pulg]</b>	6	8	10	12	16	20	24
<b>Caudal Máximo [l/s]</b>	< 7	5-12	10-20	16-35	35-80	75-110	100-180

**Tabla N° 5.1** Caudal máximo aproximado según diámetro de entubación.

Suponiendo que se utilizará una bomba de capacidad máxima de 25 [l/s], entonces el número  $n$  de pozos necesarios será:

$$n = \frac{71}{25} \approx 3 \text{ pozos}$$

- e) Los pozos se disponen de acuerdo a la Figura N° 5.3 propuesto por la consultora participante. Existen dos zonas cuyos niveles de sello de fundación son  $-5.6$  y  $-6.25$  [m]. De lo anterior es que se adopta rebajar el nivel de la superficie freática hasta alcanzar el nivel más desfavorable. Para ello se disponen de 3 pozos cada uno con un rendimiento de 25 [l/s].

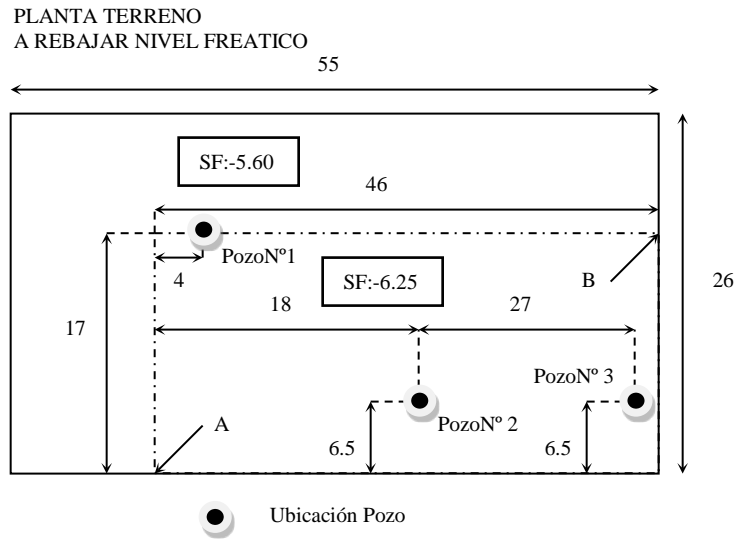


Figura N° 5.3 Disposición de Pozos en el terreno.

Ahora se determina el descenso residual en la zona más desfavorable por medio de la ecuación desarrollada por Forchheimer para una batería de pozos actuando en forma simultánea, la Tabla N° 5.2 muestra un resumen del desarrollo:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \sum_{i=1}^n \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) \quad (\text{Ec. 5.3})$$

PUNTO A				PUNTO B			
Pozo	R [m]	ri [m]	ln (R/ri)	Pozo	R [m]	ri [m]	ln (R/ri)
1	342	17.46	2.975	1	342	42	2.097
2	342	19.14	2.883	2	342	29.9	2.437
3	342	45.47	2.018	3	342	10.55	3.479
<b>SUMA</b>			<b>7.876</b>	<b>SUMA</b>			<b>8.013</b>

Tabla N° 5.2 Descenso residual.

$$6^2 - h_A^2 = \frac{0.025}{\pi 3.08 \times 10^{-3}} \times 7.876 \Rightarrow h_A = 3.95[m]$$

$$6^2 - h_B^2 = \frac{0.025}{\pi 3.08 \times 10^{-3}} \times 8.013 \Rightarrow h_B = 3.91[m]$$

El nivel de la superficie freática permitida es de  $-6.55$  [m], las alturas calculadas anteriormente permiten obtener los siguientes niveles:  $-6.55$  [m] en el punto A y  $-6.59$  [m] en el punto B, los que están dentro del rango aceptable.

Se puede apreciar la sencillez con que se emplean las fórmulas de Dupuit en la determinación del número de pozos a utilizar.

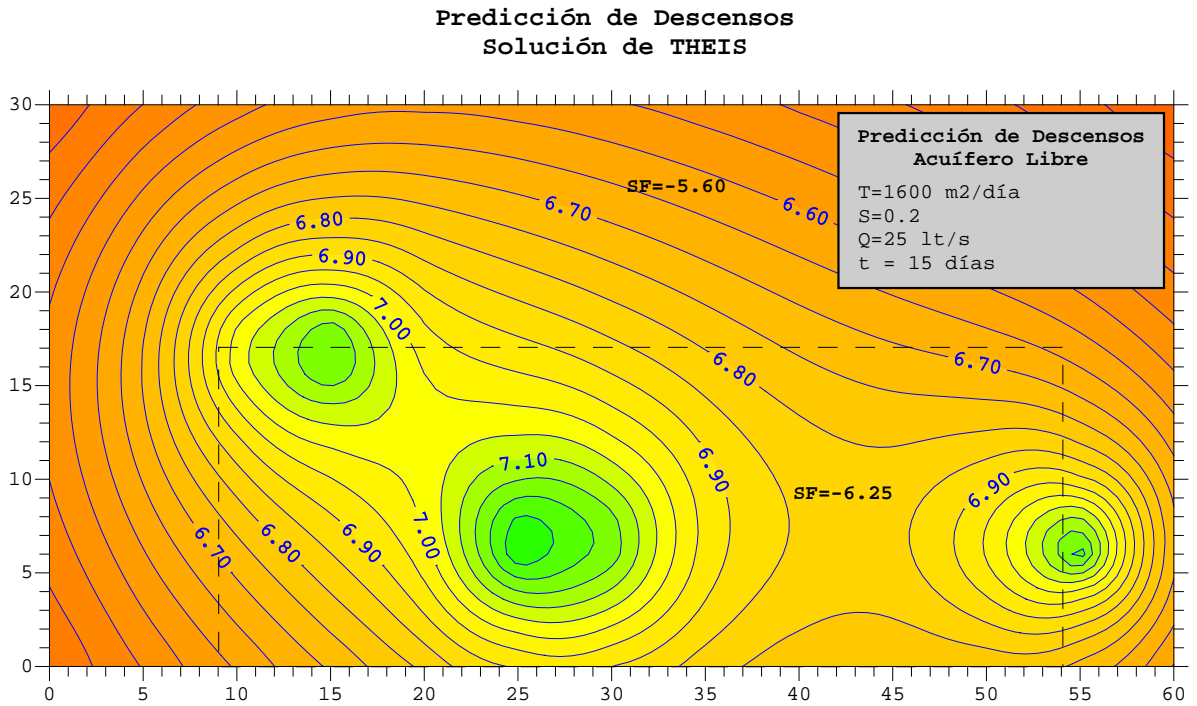
Como se trata de una zona de área reducida, el número de pozos es bajo por lo que su disposición se verifica en forma tentativa. Sin embargo, se debe tener especial cuidado en que la ubicación de los pozos no interfiera en las faenas que se realizan, si bien es cierto se recomienda que su ubicación sea en las zonas adyacentes, esto dependerá de las de las características de la zona.

Se analizará el ejemplo antes visto con la ayuda del software THWELLS. Este programa permite determinar las depresiones en régimen impermanente producidas por uno o más pozo de bombeo en un acuífero homogéneo e isotrópico.

La Figura N° 5.4 muestra los descensos producidos mediante la solución de THEIS. La zona que se compone de dos áreas cuyo nivel de sello de fundación es  $-6.25$  y  $-5.60$  [m], se encuentra con los tres pozos actuando en forma simultánea y con

los descensos producidos a los 15 días desde el inicio del bombeo. Los niveles en los puntos A y B respectivamente son aproximadamente  $-6.60$  y  $-6.65$  [m].

Se aprecia que en ambas zonas, los niveles de la superficie freática son mayores que los requeridos en las excavaciones por lo que el sistema sería adecuado en primera instancia, esto ya que deben realizarse observaciones en terreno para poder contrastar los niveles observados con los predichos.



**Figura N° 5.4** Predicción de descensos.

Utilizando el método de Jacob para régimen impermanente:

Reordenando la ecuación para los descensos producidos en el pozo  $i$  –ésimo para un tiempo “ $t$ ”, se obtiene

$$s_i = \frac{Q_{wi}}{4\pi T} \left[ \ln \left( \frac{2.25T}{r_i^2 S} \right) + \ln(t) \right] \quad (\text{Ec. 5.4})$$

sea  $A = \frac{Q_{wi}}{4\pi T}$  y  $B = \ln \left( \frac{2.25T}{r_i^2 S} \right)$ , la ecuación anterior se convierte en

$$s_i = A \times B + A \times \ln(t) \quad (\text{Ec. 5.5})$$

aplicando el principio de superposición para determinar el descenso total producido por una batería de  $n$  pozos en un punto cualquiera se obtiene

$$s_T = \sum_{i=1}^n s_i \quad s_T = \sum_{i=1}^n A \times B + nA \ln(t) \quad (\text{Ec. 5.6})$$

La ecuación anterior permite obtener el descenso total en función del tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo.

Para que la ecuación anterior sea válida, no hay que olvidar que el valor de  $u$  debe ser inferior a 0.05, sin embargo, el denominador ( $4Tt$ ) del factor “ $u$ ” de la función de pozo  $W(u)$  (Ec 3.14), crece más rápido que el numerador ( $r^2 S$ ) de la misma ecuación, por lo que la ecuación es válida una vez transcurridas algunas horas desde el bombeo.

La Tabla N° 5.3 muestra los resultados obtenidos para el ejemplo anterior:

Datos

<b>Qwi [m³/s]</b>	0.025
<b>k [m/s]</b>	3.08E-03
<b>m [m]</b>	6
<b>S</b>	0.2
<b>T [m²/s]</b>	1.85E-02

**Tabla N° 5.3** Datos de entrada.

Determinación de los factores A y B (Tabla N°5.4):

<b>n</b>	<b>ri [m]</b>	<b>ri² [m2]</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>AxB</b>
1	17.46	304.85	1.08E-01	-7.290523185	-7.85E-01
2	19.14	366.34	1.08E-01	-7.474258856	-8.05E-01
3	45.47	2067.52	1.08E-01	-9.20480362	-9.91E-01
		<b>SUMA</b>	<b>3.23E-01</b>		<b>-2.58E+00</b>

**Tabla N° 5.4** Determinación de factores A y B.

Ecuación obtenida:

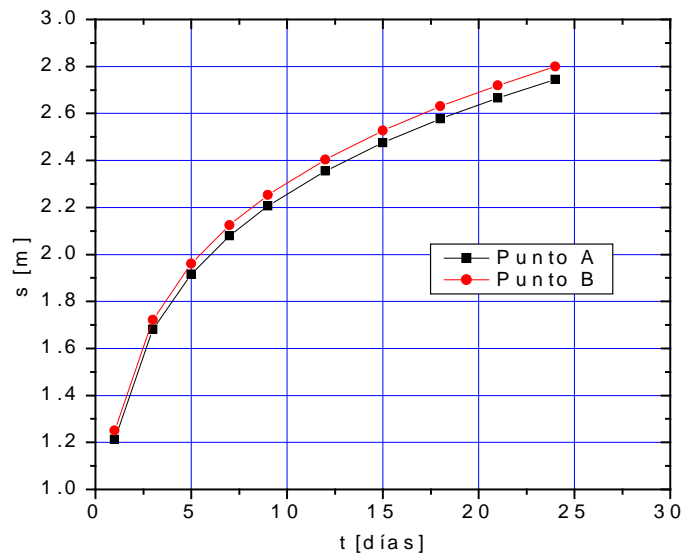
$$s' = -2.5804 + 0.323 \ln(t) \quad (\text{Ec. 5.7})$$

donde  $t$  es el tiempo en segundos.

Como se trata de un acuífero libre, se deben determinar los descensos reales despejando de la ecuación de descenso corregido de Jacob.

$$s' = s - \frac{s^2}{2m} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

El gráfico adjunto (Figura N° 5.5) muestra los descensos obtenidos utilizando la fórmula descrita, de lo anterior, se obtiene para el punto A y B los niveles  $-6.98$  y  $-7.03$  [m] respectivamente al cabo de 15 días.



**Figura N° 5.5** Predicción de descensos.

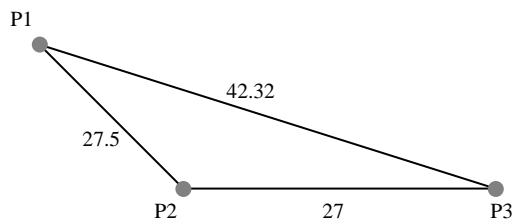
Los resultados obtenidos con los tres métodos se resumen en la Tabla N° 5.5:

Niveles [m]		
Método	Punto A	Punto B
Forchheimer	-6.55	-6.59
THWELLS	-6.60	-6.65
Jacob	-6.98	-7.03

**Tabla N° 5.5** Resumen de descensos obtenidos a partir de los tres procedimientos.

### 5.1.1. Descensos producidos en los pozos

En la Figura N° 5.6 se muestra la disposición propuesta de los pozos en el área a drenar y sus respectivas distancias.



**Figura N° 5.6** Geometría de la disposición de los pozos.

Para determinar el descenso producido en el pozo P1, se debe determinar el descenso producido en el pozo mismo más el producido por los pozos P2 y P3, es decir:

$$(s_{p1})_t = s_{p1} + s_j \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Considerando régimen impermanente, se utilizará el método de Theis para determinar los descensos producidos.

Descenso en el pozo P1.

$$\begin{aligned} \text{Datos:} \quad r = 4'' = 0.1[m] \quad T = 1600[m^2/\text{día}] \quad m = 6[m] \\ S = 0.2 \quad t = 15 [\text{días}] \end{aligned}$$

$$u_1 = \frac{0.1^2 \times 0.2}{4 \times 1600 \times 15} = 5.208 \times 10^{-8} \Rightarrow W(u_1) = 16.1948$$

$$Z'(r_1, t_1) = \frac{W(u_1)}{4\pi T} = \frac{16.1948}{4\pi \times 1.85 \times 10^{-2}} = 69.697$$

$$s_{p1} = m - \sqrt{m^2 - 2mQ_w Z'(r_1, t_1)} \Rightarrow 6 - \sqrt{6^2 - 2 \times 6 \times 0.025 \times 69.697} = 2.11[m]$$

Descenso producido por P2 y P3.

Desde	Hacia	r[m]	u	W(u)	Z'(r,t)
P2	P1	27.5	0.001576	5.8621	25.2033
P3	P1	42.32	0.003731	5.0259	21.6082

$$F = 46.8115$$

Tabla N° 5.6 Determinación del factor F

$$s_j = m - \sqrt{m^2 - 2mQ_w F} \Rightarrow 6 - \sqrt{6^2 - 2 \times 6 \times 0.025 \times 46.8115} = 1.31[m]$$

$$(s_{p1})_t = s_{p1} + s_j = 2.11 + 1.31 = 3.42[m]$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, se puede determinar el descenso producido en los pozos restantes.

$$s_j = 6 - \sqrt{6^2 - 2 \times 6 \times 0.025 \times 50.6839} = 1.44[m]$$

$$(s_{p2})_t = s_{p2} + s_j = 2.11 + 1.44 = 3.55[m]$$

$$s_j = 6 - \sqrt{6^2 - 2 \times 6 \times 0.025 \times 47.0888} = 1.32[m]$$

$$(s_{p3})_t = s_{p3} + s_j = 2.11 + 1.32 = 3.43[m]$$

El nivel estimado de la napa freática en cada pozo es el siguiente:

$$\text{Pozo 1} = 10.5 - 3.42 = 7.08\text{m}$$

$$\text{Pozo 2} = 10.5 - 3.55 = 6.95\text{m}$$

$$\text{Pozo 3} = 10.5 - 3.43 = 7.07\text{m}$$

La solución en cada pozo es factible ya que estos no se secan.

## 5.2. Ejemplo de aplicación N°2 (pozos)

Se desea deprimir el nivel de la napa 50 [cm] bajo el fondo de la excavación de 39 x 19 [m] en planta y 9.0 [m] de profundidad. El acuífero artesiano está constituido por arenas medias de 9.0 [m] de potencia y el nivel estático se encuentra a 1 [m] de profundidad, determinar el número de pozos y su espaciamiento.

## Modelo Conceptual:

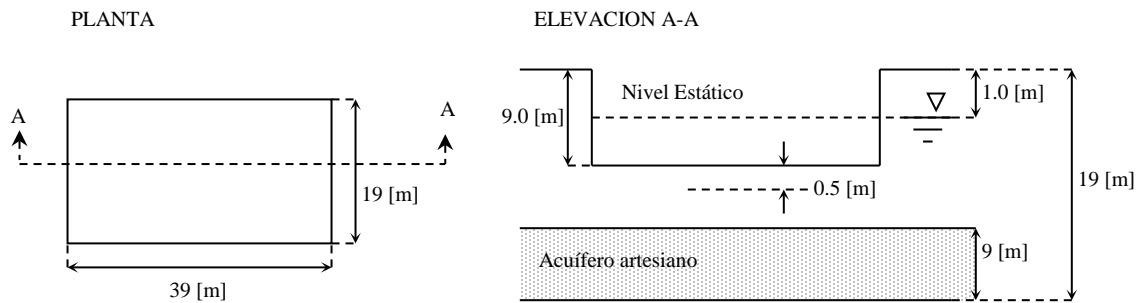


Figura N° 5.7 Modelo Conceptual de la excavación a deprimir.

- a) Determinación del Radio Equivalente.

$$r_e = \frac{19 + 39}{\pi} = 18.5 [m]$$

$$r_e = \sqrt{\frac{39 \times 19}{\pi}} = 15.4 [m]$$

Se adopta conservadoramente 18.5 [m]

- b) Dado que solo se habla de un acuífero artesiano constituido por arenas medias, es razonable considerar un rango de permeabilidades. En este caso de acuerdo a la tabla adjunta se adopta permeabilidades entre  $1 \times 10^{-4}$  a  $9 \times 10^{-4}$  [m/s]. Como el radio del pozo equivalente puede ser considerable respecto al radio de influencia, se utiliza la fórmula de SICHARDT modificada  $R = r_e + 3000 (H - h_w) \sqrt{k}$  <sup>6</sup> (Ec. 5.10).

<sup>6</sup> Cashman, P. Groundwater lowering in Construction (2001).

- c) Se utiliza la fórmula para determinar el caudal total a extraer para pozo de penetración total en acuífero artesiano considerando deprimir la superficie freática 8.5 [m] respecto al nivel estático. La Tabla N° 5.7 resume los dos puntos anteriores:

k [m/s]	re [m]	R [m]	Q [l/s]
1.00E-04	18.5	274	18
2.00E-04	18.5	379	32
5.00E-04	18.5	589	69
9.00E-04	18.5	784	115

**Tabla N° 5.7** Determinación del radio de influencia R y caudal Q a extraer.

- d) Estimación del número de pozos:

El número de pozos y su correspondiente rendimiento puede ser estimado realizando algunas suposiciones. Considerando un diámetro de perforación de 0.305 [m] y una longitud de rejilla de 6 [m] se obtiene:

Longitud total de rejilla para el total de pozos  $l_w$ .

$$q = \frac{2\pi l_w \sqrt{k}}{15} \Rightarrow 0.018 = \frac{2\pi \times 0.1525 \times l_w \sqrt{1 \times 10^{-4}}}{15} \Rightarrow l_w = 28 [m]$$

Número de pozos  $n$ .

Caudal por pozo  $Q_w$ .

Espaciamiento  $s$ .

$$n = \frac{28}{6} \approx 5 \text{ pozos}$$

$$Q_w = \frac{18}{5} = 3.6 [l/s]$$

$$s = \frac{\text{perímetro}}{n} = \frac{116}{5} = 23.2 [m]$$

A continuación la Tabla N° 5.8 resume el espaciamiento de los pozos para el rango de permeabilidades adoptado:

Perímetro [m]	k [m/s]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Total lw [m]	n	Qw [l/s]	s [m]
116	1.00E-04	0.018	28.2	5	3.6	23
116	2.00E-04	0.032	35.4	6	5.3	19
116	5.00E-04	0.069	48.3	8	8.6	15
116	9.00E-04	0.115	60.0	10	11.5	12

**Tabla N° 5.8** Determinación del espaciamiento de los pozos para distintas permeabilidades.

La Figura N° 5.8 detalla la disposición de los pozos en el perímetro de la excavación manteniendo una distancia de seguridad de 2 [m] respecto a dicho perímetro.

Considerando que para un diámetro de perforación de 0.305 [m] se pueden ubicar pozos de 25 [l/s] de capacidad, seleccionando una permeabilidad de  $2 \times 10^{-4}$  [m/s] y considerando un caudal de extracción por pozo de 8 [l/s], la simulación con THWELLS estima que el nivel de la superficie freática en el centro de la excavación se encontrará en la cota -9.8 [m] en aproximadamente 10 días (Figura N° 5.9).

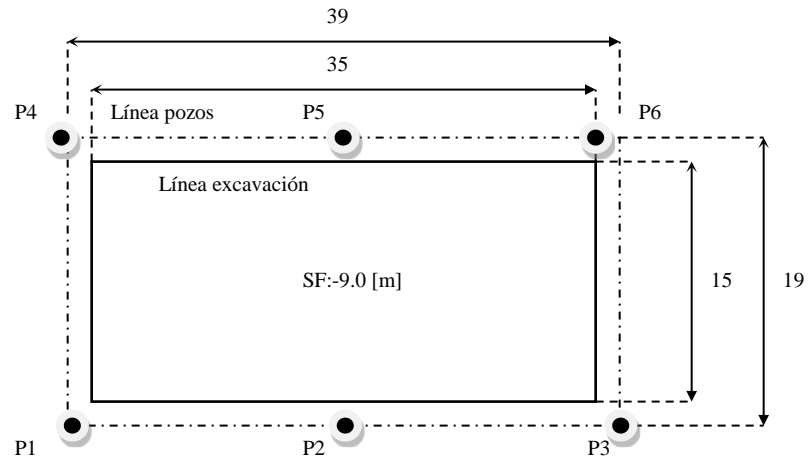


Figura N° 5.8 Disposición de Pozos en el perímetro de la excavación.

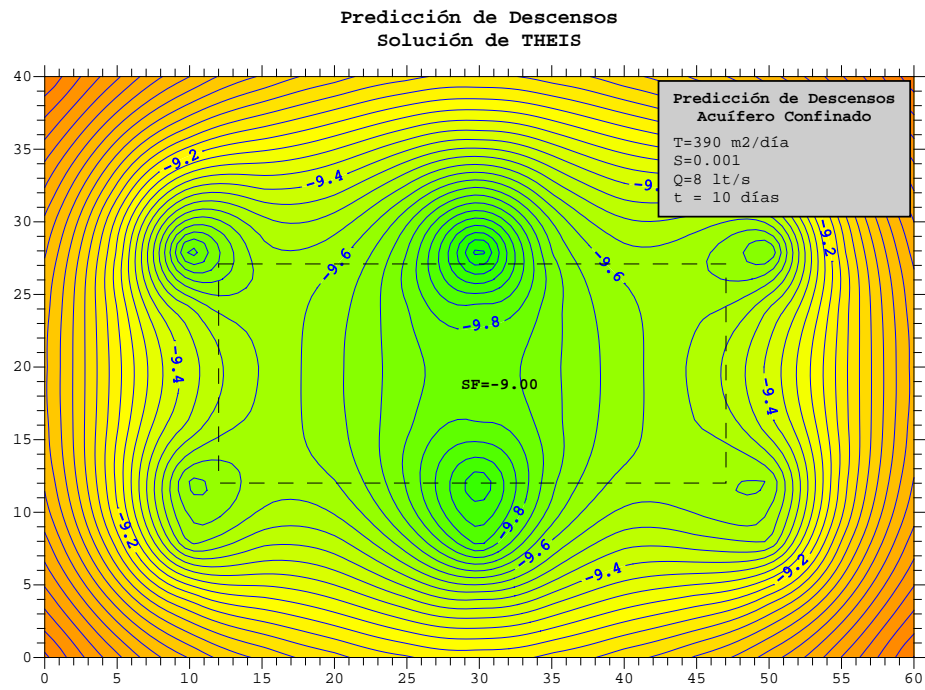
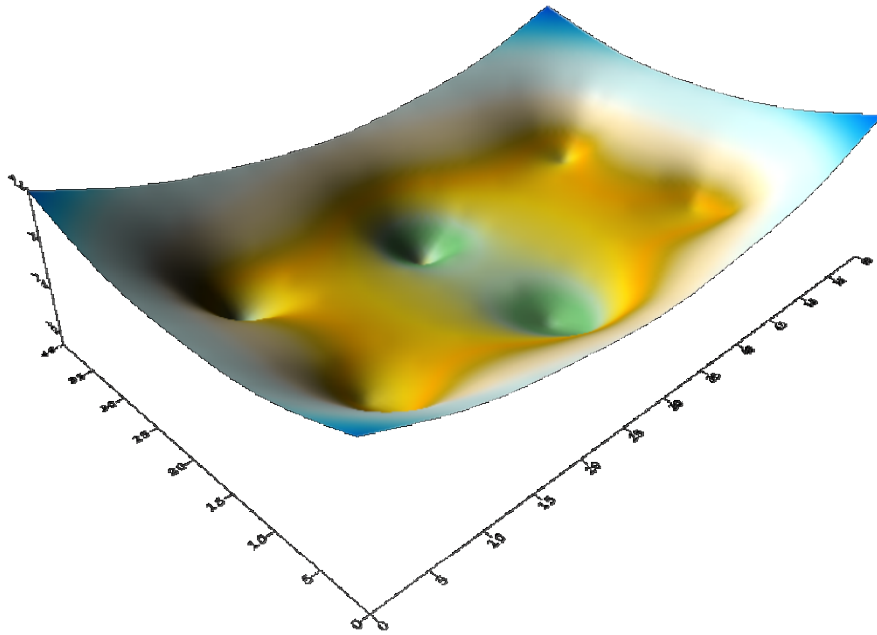


Figura N° 5.9 Predicción de descensos.

Esquema tridimensional



**Figura N° 5.10** Esquema tridimensional de la Predicción de descensos.

### 5.3. Ejemplo de aplicación N°3 (wellpoints)

Se analizará el siguiente ejemplo utilizando un sistema de wellpoints ubicados perimetralmente alrededor de la excavación que requiere mayor profundidad, es decir, sello de fundación SF:-6.25[m]. Dado que el sistema de wellpoints consiste en pequeños pozos espaciados a corta distancia, se analizará el caso utilizando 3 soluciones aproximadas para determinar los descensos.

La Figura N° 5.11 muestra la excavación realizada hasta el nivel -3.5 [m] donde se colocarán los colectores de 150 [mm] de diámetro y sus respectivos alargadores de 50 [mm]. Los wellpoints se colocan a una distancia de 1 [m] desde el borde de la excavación, por lo que la distancia desde su eje hacia en centro de dicha excavación es 9.5[m]. Los alargadores tienen una longitud de 6 [m].

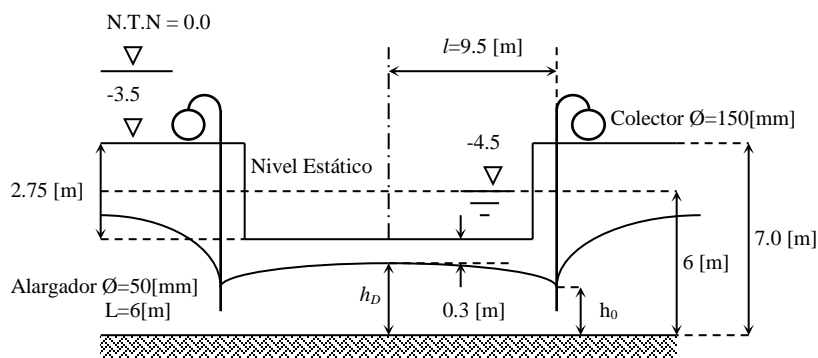


Figura N° 5.11 Esquema excavación y sistema wellpoint.

Con el fin de estimar el caudal a extraer en cada wellpoint a instalar, se ha realizado una modelación simplificada utilizando en primer lugar el método de Jacob en régimen permanente para pozo de penetración total en acuífero libre, de esta manera se determina el caudal total a extraer. Posteriormente mediante el método de Jacob en régimen impermanente y utilizando el principio de superposición, se obtiene la depresión acumulada (método de los descensos acumulados) por la batería de wellpoints en el centro de la excavación para un determinado caudal  $q_i$ .

Si bien es cierto existe otras ecuaciones que gobiernan el escurrimiento de aguas subterráneas tanto para pozos como para zanjas, no se han utilizado en esta modelación por las siguientes razones:

1. Dado que la distancia  $r$  entre cada wellpoint y el centro de la excavación es superior a  $2H$  en el caso de acuífero libre (o en su defecto para acuífero artesiano  $r > 2b$ ) la curva de descenso producida por un pozo de penetración parcial puede ser representada correctamente por la solución de un pozo que penetra totalmente la napa<sup>7</sup>.
2. Modelando los wellpoints como una zanja de penetración parcial, el caudal  $q_i$  obtenido por cada wellpoint es subestimado<sup>8</sup>.

En este ejemplo, se utilizarán los tres métodos presentados en el CAPITULO 4, sin embargo hay que recalcar que el análisis anterior supone flujo horizontal o

---

<sup>7</sup> Ground Water and Well Hydraulics.

<sup>8</sup> Fuente propia.

penetración total de la puntera, por lo tanto se restringe a acuíferos muy someros ( $m < 6$  m), a menos que se instale una segunda etapa de punteras.

### 5.3.1. Método del descenso acumulado

Utilizando la Ecuación 4.3 para determinar el descenso acumulado y la Ecuación 5.1 para determinar el radio equivalente, se presenta una tabla resumen con los cálculos realizados para determinar los descensos producidos por una batería de 92 wellpoints perimetrales espaciadas 1.5[m]:

**a) Determinación del radio equivalente "re".**

<b>a [m]</b>	20	lado "a" del área a drenar.
<b>b [m]</b>	49	lado "b" del área a drenar.
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	980	Area a drenar.
<b>re [m]</b>	<b>21.96</b>	radio equivalente idem EJEMPLO NUMÉRICO N°1.

**b) Determinación del radio de influencia "R".**

<b>k [m/s]</b>	3.08E-03	permeabilidad del acuífero.
<b>m [m]</b>	6.00	potencia del acuífero, en caso de ser acuífero libre $m=H$ .
<b>H [m]</b>	6.00	altura del nivel freático
<b>hw [m]</b>	3.95	altura del nivel freático en el pozo de radio "re".
<b>Δh [m]</b>	2.05	desnivel en el pozo.
<b>R [m]</b>	<b>341.31</b>	Radio de influencia según SICHARDT idem EJEMPLO NUMÉRICO N°1.

**c) Caudal total a extraer para pozo de penetración total.**

<b>Tipo de acuífero</b>	libre
<b>Q [l/s]</b>	<b>71.94</b> idem EJEMPLO NUMÉRICO N°1.

**d) Determinación del número de punteras y estimación de caudal.**

<b>P [m]</b>	138.00	Perímetro.
<b>d [m]</b>	1.5	espaciamiento entre punteras.
<b>n=P/d</b>	92	número de punteras, se aumentará o disminuirá en una según configuración en terreno.
<b>qwi [l/s]</b>	0.781	caudal por puntera. $q_i=Q/n$
<b>S</b>	0.2	coeficiente de almacenamiento.
<b>T [m<sup>2</sup>/s]</b>	1.85E-02	transmisibilidad.

**e) Determinación de descensos en el centro de la excavación (por simetría se analiza solo el cuadrante I).**

**xc=** 24.5 Coordenadas X del centro de la excavación.  
**yc=** 10 Coordenada Y del centro de la excavación.  
**t=** 7 Tiempo en días desde inicio de bombeo.

n	x [m]	y [m]	ri [m]	ri2 [m2]	qi [m3/s]	Δh' [m]	u
1	23.75	20	10.03	100.56	7.82E-04	0.024	0.000
2	22.25	20	10.25	105.06	7.82E-04	0.024	0.000
3	20.75	20	10.68	114.06	7.82E-04	0.024	0.001
4	19.25	20	11.29	127.56	7.82E-04	0.023	0.001
5	17.75	20	12.06	145.56	7.82E-04	0.023	0.001
6	16.25	20	12.96	168.06	7.82E-04	0.022	0.001
7	14.75	20	13.97	195.06	7.82E-04	0.022	0.001
8	13.25	20	15.05	226.56	7.82E-04	0.021	0.001
9	11.75	20	16.20	262.56	7.82E-04	0.021	0.001
10	10.25	20	17.41	303.06	7.82E-04	0.020	0.001
11	8.75	20	18.66	348.06	7.82E-04	0.020	0.002
12	7.25	20	19.94	397.56	7.82E-04	0.019	0.002
13	5.75	20	21.25	451.56	7.82E-04	0.019	0.002
14	4.25	20	22.58	510.06	7.82E-04	0.019	0.002
15	2.75	20	23.94	573.06	7.82E-04	0.019	0.002
16	1.25	20	25.31	640.56	7.82E-04	0.018	0.003
17	0	19.75	26.37	695.31	7.82E-04	0.017	0.003
18	0	18.25	25.85	668.31	7.82E-04	0.018	0.003
19	0	16.75	25.41	645.81	7.82E-04	0.018	0.003
20	0	15.25	25.06	627.81	7.82E-04	0.018	0.003
21	0	13.75	24.79	614.31	7.82E-04	0.018	0.003
22	0	12.25	24.60	605.31	7.82E-04	0.018	0.003
23	0	10.75	24.51	600.81	7.82E-04	0.018	0.003
				<b>SUMA</b>	<b>s'/4 =</b>	<b>0.4623</b>	
				<b>TOTAL</b>	<b>s' =</b>	<b>1.8491</b>	

Por tratarse de un acuífero libre dado que los descensos producidos son considerables respecto al espesor saturado, se debe utilizar la corrección de JACOB

$$s' = s - \frac{s^2}{2m} \text{ (Ec. 3.25) para determinar el descenso .}$$

$$s = m - \sqrt{m^2 - 2ms'} = 6 - \sqrt{6^2 - 2 \times 6 \times 1.8491} = 2.284[m]$$

De lo anterior se puede estimar que en aproximadamente 7 días el nivel freático obtendría un descenso aproximado de 2.284 [m], suficiente para mantener la excavación seca.

Se realizó el mismo análisis para espaciamiento dentro un rango de 1.5 a 5.0 [m] y para un número de wellpoints entre 24 y 92. Los resultados obtenidos muestran la variación del caudal por wellpoint  $q_i$  versus las variables antes mencionadas en los siguientes gráficos:

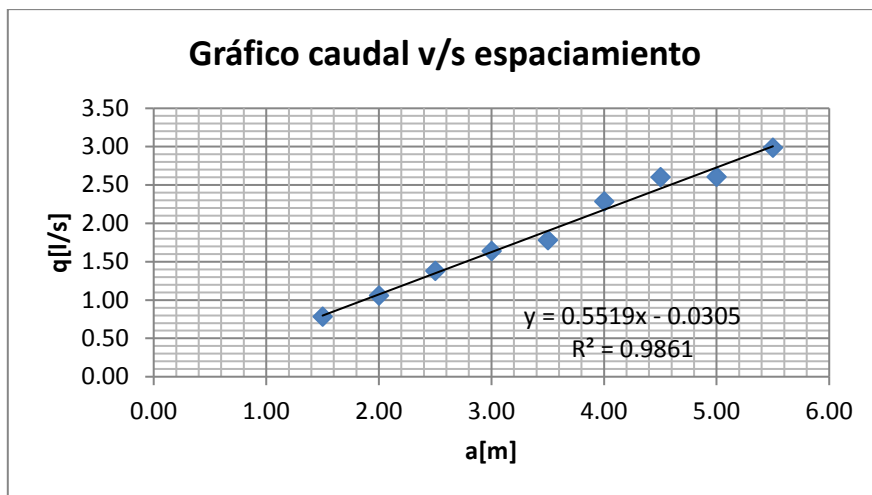


Figura N° 5.12 Gráfico caudal v/s espaciamiento “a”.

La Figura N° 5.12 muestra que existe una relación lineal entre el espaciamiento y el caudal por wellpoint.

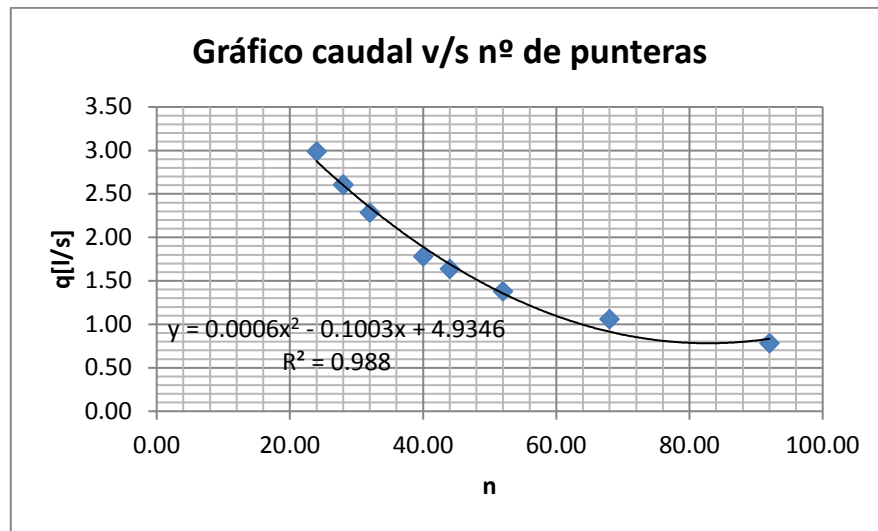


Figura N° 5.13 Gráfico caudal v/s nº de punteras.

Por el contrario en el caso de el gráfico caudal v/s número de punteras (Figura N° 5.13), existe una relación del tipo parabólica entre estas variables.

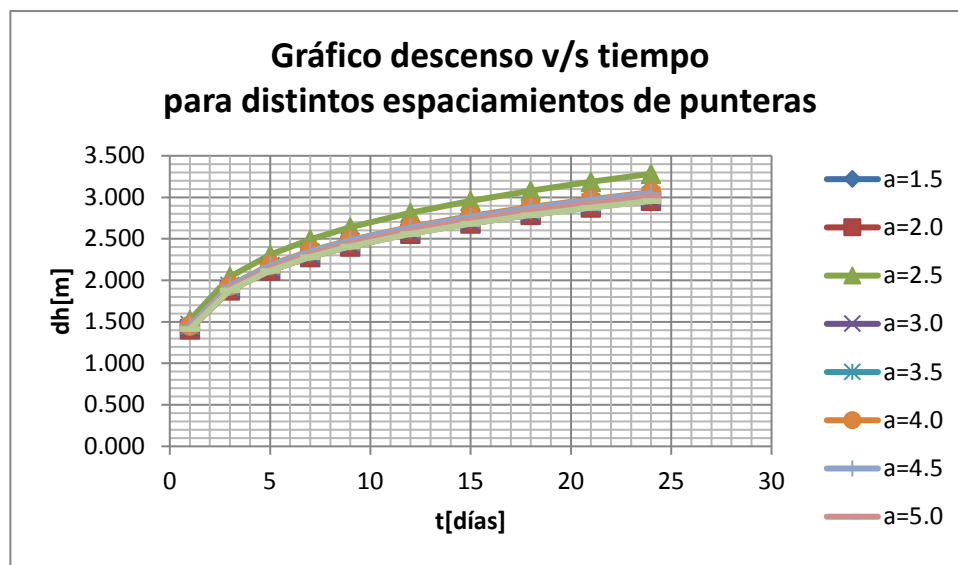


Figura N° 5.14 Descenso v/s espaciamiento para distintos espaciamientos.

La Figura N° 5.14, muestra como varía el descenso respecto del tiempo para distintos espaciamentos. De lo anterior se puede inferir que la depresión resultante no varía en forma notoria respecto del espaciamiento y por ende del número de wellpoints. Esto se debe a que el caudal de cada wellpoint está condicionada por la estimación del caudal  $Q$  determinado por método de JACOB en régimen permanente.

### 5.3.2. Batería de wellpoints equivalente a una zanja estrecha

Si se desea deprimir la napa a 0.3[m] bajo el sello de fundación, la altura  $h_D$  será:

$$h_D = 7 - 2.75 - 0.3 = 3.95[m]$$

Se asume como primera aproximación  $h_0 = h_D = 3.95[m]$ , entonces para determinar

$h_D$  se procede calculando  $C_1$  y  $C_2$ :

$$\frac{l}{h_0} = \frac{9.5}{3.95} = 2.4 \Rightarrow C_1 = 1.02$$
$$\frac{b}{H} = \frac{0.025}{6} \approx 0 \Rightarrow C_2 = 1.45$$

La distancia de influencia  $L$  para flujo plano se puede estimar utilizando la fórmula de SICHARDT  $L = 1750(H - h_0)\sqrt{k}$ <sup>9</sup> (Ec. 5.11) obteniendo:

---

<sup>9</sup> Cashman, P. Groundwater lowering in Construction (2001).

$$k = T/m = 1600/6 = 3.08 \times 10^{-3} \text{ [m/s]}$$

$$L = 1750(6 - 3.95)\sqrt{3.08 \times 10^{-3}} = 199 \text{ [m]}$$

$$h_D = 3.95 \left[ \frac{1.02 \times 1.45}{199} (6 - 3.95) + 1 \right] = 4.01 \text{ [m]}$$

Dado que  $h_D - h_0 = 4.01 - 3.95 = 0.06 \text{ [m]}$ , se asume  $h_0 = 3.95 - 0.06 = 3.89 \text{ [m]}$  y se recalcula

$h_D$ :

$$\frac{l}{h_0} = \frac{9.5}{3.89} = 2.44 \Rightarrow C_1 = 1.02$$

$$\frac{b}{H} = \frac{0.025}{6} \approx 0 \Rightarrow C_2 = 1.45$$

$$h_D = 3.89 \left[ \frac{1.02 \times 1.45}{199} (6 - 3.89) + 1 \right] = 3.95 \text{ [m]}$$

valor que concuerda con el requerido.

$$\therefore h_0 = 3.89 \text{ [m]}$$

Para propósitos de diseño, se sugiere que la diferencia  $h_0 - h_w$  sea aproximadamente igual a  $0.001H^{10}$ , es decir,  $0.006 \text{ [m]}$ .

Para determinar el espaciamiento  $a$  entre wellpoints se utiliza la siguiente expresión desarrollada por Engelund considerando la descarga de un sistema finito de un grupo de pozos :

---

<sup>10</sup> Mansur, C. I., and Kaufman, R. I. 1962. "Dewatering," Foundation Engineering, editado por G. A. Leonards, McGraw-Hill, New York.

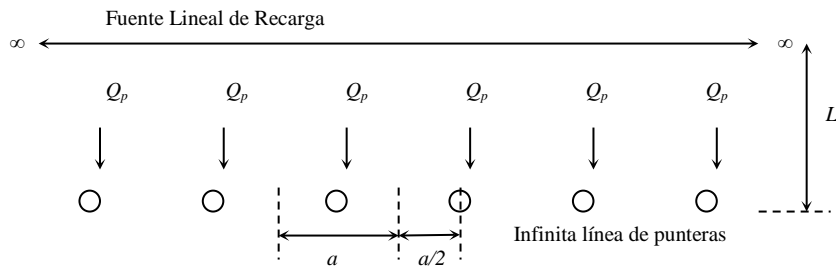
$$\frac{h_D^2 - h_w^2}{H - h_D^2} = \frac{a}{2\pi L} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (\text{Ec. 5.12})$$

sustituyendo  $h_D$  por  $h_0$  se tiene entonces

$$\frac{3.89^2 - 3.88^2}{6^2 - 3.95^2} = \frac{a}{2\pi 199} \ln \frac{a}{2\pi 0.025} \Rightarrow a = 1.9 \approx 2[m]$$

Se considera un espaciamiento de 1.5 [m].

El caudal por wellpoint se determina considerando que su aporte es equivalente a una zanja de longitud  $a$  (Figura N° 5.15), es decir su espaciamiento. Utilizando la ecuación de Chapman se obtiene:



**Figura N° 5.15** Flujo hacia una línea infinita de punteras desde una fuente infinita.

$$Q_p = \left( 0.73 + 0.27 \frac{6 - 3.89}{6} \right) \frac{3.08 \times 10^{-3} \times 2}{2 \times 199} (6^2 - 3.89^2) = 0.27 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

De acuerdo a estudios de redes de flujo, el flujo promedio para una línea finita de wellpoints, es aproximadamente mayor en un 35%<sup>11</sup> que para una línea infinita.

$$Q_p = 0.27 \times 1.35 = 0.36 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

El total de wellpoints se obtiene dividiendo el perímetro por el espaciamiento, si el area es de 17 x 46[m<sup>2</sup>] y las wellpoints se colocan a 1[m] de los bordes de la excavación, el número total de wellpoints es:

$$n = \frac{2(17+2) + 2(46+2)}{1.5} + 1 = 90$$

Este valor puede variar debido a posibles contingencias, por ejemplo, wellpoints colmatadas, uso de fitting por lo que no se consideran wellpoints en las esquinas, espaciamiento permitido de acuerdo al tipo de colector (existen colectores de 6[m] de longitud con capacidad para instalar 6 o 10 wellpoints).

El caudal total extraído será entonces

$$Q_r = Q_p \times n = 0.36 \times 90 = 32 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

---

<sup>11</sup> Mansur, C. I., and Kaufman, R. I. 1962. "Dewatering," Foundation Engineering, editado por G. A. Leonards, McGraw-Hill, New York.

### 5.3.3. Batería de wellpoints equivalente a una captación puntual

Si disponemos las wellpoints con un espaciamiento entre ellas de 1.5[m] y considerando un perímetro de excavación del ejemplo anterior de 138[m], resulta un total de 92 wellpoints.

Aplicando la ecuación 4.16 y considerando que el wellpoint capta solamente por el fondo se obtiene:

$$q = \frac{2\pi k \Delta h_r}{Z} = \frac{2 \cdot 3.14 \cdot 0.00308 \cdot (6 - 3.95)}{5.166} = 7.68 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

$$Q = nq = 7.68 \cdot 92 = 707 \left[ \frac{l}{s} \right]$$

### 5.3.4. Resumen de los métodos tratados.

Los tres métodos analizados anteriormente para determinar el caudal a extraer se resumen en la Tabla N° 5.9:

Método	Q[l/s]	Régimen
Descenso acumulado	72	Impermanente
Método de zanja o canal	32	Permanente
Captación puntual	707	No aplica

**Tabla N° 5.9** Caudales obtenidos en los distintos métodos.

En la tabla anterior se muestra la variabilidad de los resultados obtenidos con los diferentes métodos, por lo que es muy importante la experiencia y las pruebas en terreno para la obtención más realista de los resultados.

De lo anterior se infiere que al momento de cotizar este tipo de sistema, resulte bastante costoso su implementación ya que no se realiza un estudio lo suficientemente apropiado para abordar este tipo de problemas.

Sin perjuicio de lo anterior, la experiencia en otros países demuestra que este tipo de sistemas es de bajo costo y fácil implementación, por lo que aparentemente las wellpoints en nuestro país es un sistema que aún falta por investigar y perfeccionar.

## **6. ANALISIS DE COSTO DE LOS SISTEMAS DE WELLPOINTS Y POZOS**

A continuación se presenta un análisis mediante el cual se comparan los costos que producen los sistemas de agotamiento explicados anteriormente, además se dará una breve explicación de cada uno de ellos y de sus componentes.

Para poder realizar dichos estudios, se dimensionó cada sistema de acuerdo a los procedimientos explicados en los apartados anteriores y se realizaron las correspondientes cotizaciones a diversas empresas para obtener, mediante cuadros comparativos, los valores más convenientes para permitir su ejecución.

### **6.1.Sistema de agotamiento mediante POZOS**

El sistema (Ejemplo numérico N° 1) consiste en la perforación de 3 pozos de 10.5[m] de profundidad y 12” de diámetro cuyo entubamiento será con tubería de acero al carbono de 10” de diámetro interior libre. Cada pozo tendrá en su superficie una bomba centrífuga eléctrica marca PEDROLLO modelo F65/125 cuya descarga se realizará mediante tubería de PVC C-10 de 110 [mm] hacia un estanque de 5000 [lt] desde el cual vaciará las aguas hacia el sistema de aguas lluvias más cercano.

En el ANEXO I se adjunta un layout del sistema antes mencionado.

## **6.2.Sistema de agotamiento mediante WELLPOINT**

Este sistema consiste básicamente en una serie de wellpoints, dispuestas en forma perimetral a la excavación, de PVC de 2” de diámetro y 0.5 [m] de longitud, espaciadas a 0.5 [m] entre si y unidas a un colector horizontal principal de PVC C-10 de 4”. Cada wellpoint se une a una tubería vertical de PVC de 1 ½” de diámetro la cual por medio de una manguera flexible reforzada une la parte superior de la tubería a una válvula de bola, esta a su vez se une al collar de arranque de 160 x 1 ½" C-10 y es este último el que se une al colector principal.

En la superficie del sistema se colocan 2 bombas marca VOGT modelo AC-1500 autocebantes las que extraen el agua y la descargan hacia un estanque de 5000 [lt] al colector de aguas lluvias mas cercano.

En el ANEXO I se adjunta un layout del sistema antes mencionado.

## **6.3.Estudio económico**

De acuerdo a las cotizaciones realizadas tanto de los insumos necesarios y a la mano de obra necesaria para ejecutar las obras, se tiene el siguiente cuadro comparativo (Tabla N° 6.1).

TIPO SISTEMA	COSTO UF
POZO	620,09
WELLPOINTS	490,61

**Tabla N° 6.1** Costo total de los sistemas de agotamiento.

Es evidente que el costo del sistema de wellpoint es menor, ello se debe a que el sistema de pozos se ve encarecido por el costo de perforación el cual representa el 69.34% del presupuesto total.

Cabe hacer notar que en la caso del sistema de wellpoints, estas se encuentran espaciadas a 0.5 [m]. Considerando el hecho de que cada wellpoint extraería un caudal aproximado de 1 [l/s] podría eventualmente espaciarse a 1.5[m] con lo cual el costo podría ser menor.

En el sistema de wellpoints, la partida más sensible corresponde al de materiales, en el caso de los pozos corresponde al subcontrato de perforación.

Cabe señalar que el costo de cada sistema debe ser analizado de acuerdo a las condiciones particulares y propias de cada proyecto.

En el ANEXO II se detalla los insumos y mano de obra utilizada para el estudio tanto del sistema de pozos como de wellpoints.

## **7. CRITERIOS PARA CONSTRUCCION DE POZOS PROFUNDOS**

En la construcción de este tipo de obras se debe dar importancia a factores como buen diseño, el método de perforación elegido, y adecuados criterios de control y vigilancia de la obra que lleven involucrados el concepto de idoneidad. Un diseño exige saber los factores cuantitativos para la construcción del pozo (profundidad y diámetro), y los materiales que se van a utilizar en su construcción (tuberías de revestimiento, rejilla o criba y pared de grava).

### **7.1. Estudios Preliminares**

Es recomendable elaborar un informe hidrogeológico de la zona en que el pozo será construído, en el cual se haga especial mención a las características de los acuíferos, entre otras: naturaleza de los rellenos, alimentaciones disponibles, extensión y dimensiones de los acuíferos, características de permeabilidad y almacenamiento de estas últimas. El alcance y extensión que debe darse a este informe ha de estar de acuerdo con la naturaleza y magnitud del resultado que se pretende obtener de las napas freáticas, en relación a las capacidades potenciales de éstas.

## **7.2. Localización**

La ubicación que se proponga para la captación deberá justificarse de acuerdo con los antecedentes reunidos, según lo indicado en los puntos anteriores y, en especial, en lo que dice relación con características de la zona. Deberá considerarse además, la geometría de las instalaciones y de la instalación de los colectores principales de tal forma que interfieran lo menor posible con las faenas que se realizan (excavaciones, instalación de moldajes, enfierraduras, transporte de materiales, etc).

## **7.3. Profundidad del pozo**

Criterios técnicos definidos recomiendan que la profundidad del pozo debe atravesar y penetrar totalmente el acuífero, pues el caudal a extraer es directamente proporcional al espesor del manto acuífero. De este modo, se obtendrá un mejor rendimiento específico del pozo; o sea, un mayor caudal de aguas con una menor depresión de su nivel estático. Cabe señalar que esto es contraproducente con el objetivo de deprimir la napa.

Sin embargo también predomina el criterio económico considerando que el costo de perforación es directamente proporcional a los metros de pozo a perforar.

#### 7.4. Diámetros de habilitación y perforación

El diámetro del cuerpo de las bombas, que se colocan para la explotación de los pozos, es mayor a medida que se extraen caudales mayores. Esto a su vez implica un diámetro de la tubería de entubación definitiva, en la zona donde quedará colocada la bomba, que permita un espacio holgado de aproximadamente 2" de diferencia.

Definido el diámetro de la habilitación, se puede determinar los diámetros de las cañerías de perforación que se emplearán para la construcción del pozo.

El diámetro inicial de perforación debe determinarse teniendo en cuenta el diámetro referido final de entubación, la profundidad prevista para el pozo, y la naturaleza prevista para los materiales en donde se ubicaría la zona de captación, y puedan hacer prever la necesidad de un filtro de grava, constituido por una o más capas.

La fórmula que recomienda el American Petroleum Institute para determinar la profundidad límite de diseño de la tubería de revestimiento, en función de su diámetro y espesor, es la siguiente:

$$H = \frac{28,64 \times 10^6}{D/t * (D/t - 1)^2} [m] \quad (\text{Ec. 7.1})$$

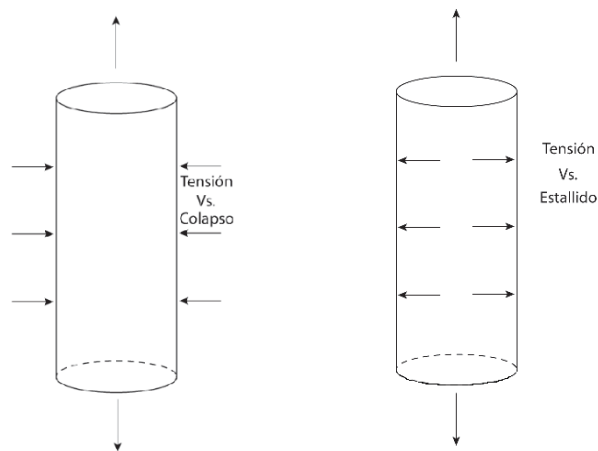
donde:

H = Profundidad límite de diseño de la tubería del pozo, en [m].

D = Diámetro exterior de la tubería, en [cm]

t = Espesor de la tubería, en [cm].

Esta profundidad de diseño, tiene como motivo que la tubería resista la presión al colapso, la tensión y el estallido. La Figura N° 7.1 muestra los principales esfuerzos a los que puede verse sometido la tubería de revestimiento.



**Figura N° 7.1** Esfuerzos producidos en tubería de revestimiento de un pozo.

Una aplicación directa de la fórmula es usando cañerías de acero de espesor 1/4" para pozos de 50 [m] de profundidad, 5/16" de espesor para 100 [m] y 3/8" para 100 a 200 [m]. Si la calidad del agua puede provocar procesos de corrosión, deberá agregarse 1/4" más de espesor.

Para fijar el diámetro de la cañería influyen factores especialmente hidráulicos. Generalmente se distinguen en la cañería de revestimiento de un pozo dos tramos: uno va desde la superficie hasta la profundidad, donde irá instalada la bomba o si se requiere la bomba sumergible, y se denomina cámara de bombeo; y otro que se extiende hasta el sistema captante (rejilla o tubo ranurado), y se llama tubería de producción.

Si el diámetro de la bomba es  $D_b$ , el diámetro de la entubación será:

$$D_t = D_b + h \quad (\text{Ec. 7.2})$$

donde “h” es una huelga entre el diámetro de la bomba y el de la entubación, para prevenir posibles desalineamientos del sondaje, con valores del orden de  $2'' < h < 4''$

Siendo  $D_t$  el diámetro de la tubería de revestimiento de la cámara de bombeo, en pulgadas, la experiencia aconseja ocupar siempre el mismo material en la construcción de las tuberías; o sea, no mezclar cañerías de distinto material.

## **7.5. Verticalidad de la Entubación**

Las entubaciones definitivas deberán quedar verticales y alineadas. Ninguna tubería, en cuyo interior haya de colocarse una bomba, deberá desviarse de la vertical más de 7,5 [cm] cada 30 [m], para tubos de hasta 2" de diámetro nominal; más de 10 [cm] para diámetros entre 8" y 12" (D.N.); ni más de 15 [cm] para diámetros mayores de 12". Toda tubería hasta de 20" (D.N.) deberá quedar alineada, de modo de permitir

el paso sin obstrucción, ni roce de un tubo de diámetro nominal inferior, provista al menos de 3 anillos, 2 en los extremos y uno en el centro, de una longitud no menor de 12 [m]. Los tubos mayores de 20" (D.N.) habrán de permitir el paso de un artefacto, de no menos de 12 [m], que lleve en sus extremos y en el centro 3 anillos, de un diámetro exterior inferior en 1/2" al diámetro interior de la entubación.

## 7.6. Sistema captante

Las "rejillas" se diseñarán para satisfacer los siguientes requerimientos:

- Las aberturas serán dimensionadas para evitar la obstrucción por la arena, grava u otro material del acuífero. Esto se logra construyéndolas de tal manera, que las secciones de ranuras se agranden hacia el interior del pozo.
- Tener la máxima superficie abierta, con el fin de lograr un mayor porcentaje de área de entrada del agua, y tener una adecuada distribución para, evitar turbulencia que puedan producirse a la entrada del agua.
- Debe fabricarse de un solo material, que la preserve de los efectos de corrosión, y soporte las fuerzas a que ésta estará sometida durante y después de la instalación.
- Debe tener un costo razonable. La selección, longitud y ubicación de la rejilla, estará en razón directa con el acuífero o los acuíferos comprometidos.

Una granulometría adecuada de los materiales de los acuíferos, dará los rangos de la sección de la ranura, para lo cual se definen los porcentajes de material a retener y dejar entrar.

En Chile, las paredes de la tubería de habilitación se dejan ranuradas en los tramos que enfrentan a los acuíferos atravesados durante la perforación, para permitir el flujo posterior del agua hacia el pozo. Se usa el tubo ranurado por razones de costo menor y por ser de fabricación nacional, pero técnicamente es una solución limitada. Los tubos ranurados se preparan fuera del pozo, siguiendo un diseño uniforme, que permite una máxima superficie de huecos, sin debilitar sustancialmente la cañería. El ranurado consiste, en general, en ranuras de 4" de longitud, por 2 a 3 [mm] de ancho, alineadas en el sentido del tubo, alternando tramos huecos cada 4" con zonas de tubos.

En los casos de acuíferos formados por materiales muy finos (arenas finas y limos), el tubo ranurado no retiene la entrada de estos agregados que, junto con el agua, se incorporan al sondaje. Para evitar el inconveniente que este efecto produce (colapso del pozo, deterioro de la bomba, etc.), se emplean cribas. Estas se confeccionan, colocando longitudinalmente varias hebras de alambre, cubriendo la superficie de un cilindro y enrollando espiralmente sobre ella una huincha de pequeño espesor, soldándolas juntas con los alambres citados.

El diámetro de los alambres y la cantidad de ellos determinarán la resistencia de la criba, y el espacio que deje el enrollado de la huincha, entre dos vueltas consecutivas, determinará el espesor o slot de la superficie libre de entrada del agua. Finalmente, el

ancho de la huincha que se usa será determinante para obtener una mayor o menor superficie libre.

Determinada la longitud y ancho de la abertura de rejilla, y conocido su diámetro, se calcula la superficie abierta de escurrimientos del flujo total de agua, mediante la expresión siguiente:

$$A = \pi \times D \times (n \times e \times l) \quad [\text{m}^2/\text{m}] \quad (\text{Ec. 7.3})$$

A = Area abierta total, en  $[\text{m}^2/\text{m}]$

D = Diámetro de rejilla, en  $[\text{m}]$

n = N° de ranuras por metro de rejilla

e = Ancho de cada ranura, en  $[\text{m}]$

l = Longitud de cada ranura, en  $[\text{m}]$

El área abierta efectiva ( $A_e$ ) se considera igual a:

$$A_e = 0.5 \times A \quad [\text{m}^2/\text{m}] \quad (\text{Ec. 7.4})$$

En seguida, se debe comprobar si la velocidad de entrada del agua cumple la exigencia de no ser superior a la velocidad óptima o crítica ( $V_c$ ).

$$V_c = \frac{Q}{L * Ae} \leq 0,05 \quad [\text{m/s}] \quad (\text{Ec. 7.5})$$

Siendo:

L = Longitud de la rejilla, en [m].

Q = Caudal de agua, en [m<sup>3</sup>/s]

Se recomienda que  $V_c$  no exceda de 0,03 [m/s] También se puede aplicar la siguiente expresión:

$$V_c = 65K^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Ec. 7.6})$$

Siendo:

K = Permeabilidad del acuífero, en [m/s]

Además, se utilizan los valores de la Tabla N°11.1, del autor R.C. Smith:

Si esta velocidad crítica excediera los valores del rango óptimo (0,03 [m/s] a 0,06 [m/s]), será necesario limitar el caudal de explotación del pozo, o variar algunas características o dimensiones de la rejilla.

## Velocidad crítica

Naturaleza de los elementos	Diámetros Granos [mm]	Velocidad Crítica Vc [m/seg]
Arenas limosas	0.01 a 0.10	0.01 a 0.020
Arenas finas	0.10 a 0.20	0.02 a 0.035
Arenas medias	0.25 a 0.50	0.04 a 0.070
Arenas gruesas	1.00 a 2.00	0.11 a 0.170
Gravas finas	2.00 a 4.00	0.18 a 0.800

Tabla N° 7.1 Velocidad crítica según naturaleza del elemento.

### 7.7. Pared de Grava

La pared de grava, en algunos casos, es una consecuencia natural del método de perforación empleado. En otros casos, cuando la rejilla de captación del pozo, dadas sus dimensiones de ranura, resulta incapaz de contener el material del acuífero circundante, hace que su uso sea indispensable.

El diseño del filtro es un acabado proceso de selección de gravas. El procedimiento indicado por Karl Terzaghi expresa que debe cumplirse la expresión siguiente:

$$\frac{D_{15}(\text{pared de grava})}{D_{85}(\text{acuífero})} > 4 \quad (\text{Ec. 7.7})$$

## 8. CRITERIOS PARA CONSTRUCCION DE SISTEMA WELLPOINT

### 8.1.Método de Instalación

Los métodos de instalación del sistema WellPoint, se encuentran relacionados con las características específicas de cada terreno, es decir, la estratigrafía y las propiedades granulométricas de los terrenos que serán sometidos al drenaje serán elementos a considerar para decidir el método de instalación. Estas condiciones siempre varían de un lugar a otro, por lo que es difícil establecer un método estándar de trabajo a aplicar.

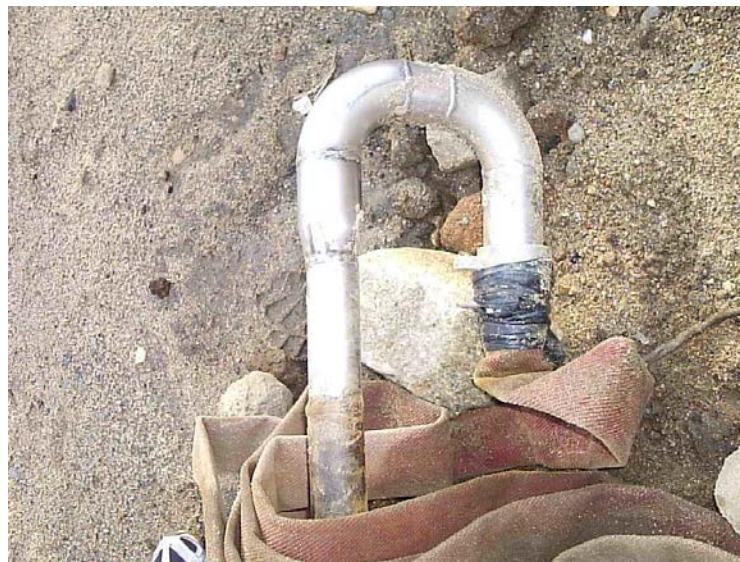
Si bien es cierto existen distintos métodos de instalación de wellpoints, sólo se hará referencia al método con inyección de agua con alta presión, ya que éste no requiere del uso de maquinaria pesada, por lo que lo convierte en el método menos invasivo y más económico.



**Figura N° 8.1** Tubería de acero para inyección de agua a alta presión

El método con inyección de agua a alta presión consiste en ir perforando el terreno a drenar mediante una lanza (Figura N° 8.1) que corresponde a una tubería de acero por lo general de de 6[m] de longitud y 63[mm] de diámetro, la cual se conecta por intermedio de una manguera industrial estándar (Figura N° 8.2), a una bomba la cual suministra el agua a una presión elevada.

La Figura N° 8.3 muestra como se realiza la perforación para posteriormente instalar el wellpoint.



**Figura N° 8.2** Tubería de acero conectada a manguera.



**Figura N° 8.3** Perforación del terreno para instalación de wellpoint.

En el extremo inferior de la tubería se deja una pequeña abertura de tal forma que el inyección de agua expulsada, salga con mayor velocidad (Figura N° 8.4) y facilite la remoción del material.



**Figura N° 8.4** Extremo inferior tubería de acero.

La bomba que suministra el agua comúnmente más utilizada, corresponde a una bomba centrífuga la cual proporciona una velocidad de inyección de aproximadamente 20 [l/s] a una presión de 6 a 8 [bar]. La manguera a utilizar, corresponde a una manguera estándar flexible de 63[mm] con conexiones macho y hembra u otro tipo.

La contratación de un suministro adecuado de agua a alta presión para la instalación de los wellpoints, debe ser resuelto para cada sitio. Un suministro continuo de agua potable es esencial para la colocación eficiente de todos los tipos de wellpoints cualquiera sea la técnica de instalación que se utilice.

## **8.2.Espaciamiento de los wellpoints**

El número teórico de wellpoints necesarios para un proyecto en particular, y su respectivo espaciamiento será indicado por los cálculos descritos en los Capítulos 4 y 5. Sin embargo, la separación de wellpoints para excavaciones sencillas (como zanjas), a menudo se determina a partir de la experiencia anterior de trabajo en suelos de similares características.

En la práctica, la separación entre wellpoints tiende a ser influenciada por el espaciamiento de los puntos de conexión en el colector principal. Estos se encuentran en su mayoría a distancias entre centros de 1[m], por lo que la separación real entre centros de los wellpoints será de 1, 1,5 y 2 metros.



Figura N° 8.5 Separación entre wellpoints.

### 8.3. Conexiones y empalmes

Las conexiones utilizadas en el sistema wellpoint, son las mismas que ofrecen los fabricantes de tuberías para instalaciones hidráulicas estándar. Existe una gran variedad de collares de arranque, niples, válvulas, codos, mangueras industriales, etc. de distinto diámetro y material (PVC, bronce y HDPE), el cual permiten una instalación sencilla y versátil.

También es posible combinar distintas conexiones (Figura N° 8.6) de diferente material, sin embargo, hay que considerar que el sistema se puede encarecer debido a las diferencias de costo entre un material y otro.



**Figura N° 8.6** Conexiones de distinto material.



**Figura N° 8.7** Diferentes tipos de conexiones.

Los empalmes utilizados en el colector de 150[mm], pueden ser mangueras industriales utilizadas como copla (Figura N°8.8) cuya fijación se realiza mediante abrazaderas, o por medio de la uniones típicas en PVC hidráulico mediante el uso de adhesivo.

En el ANEXO II se puede apreciar un layout del sistema y sus componentes.



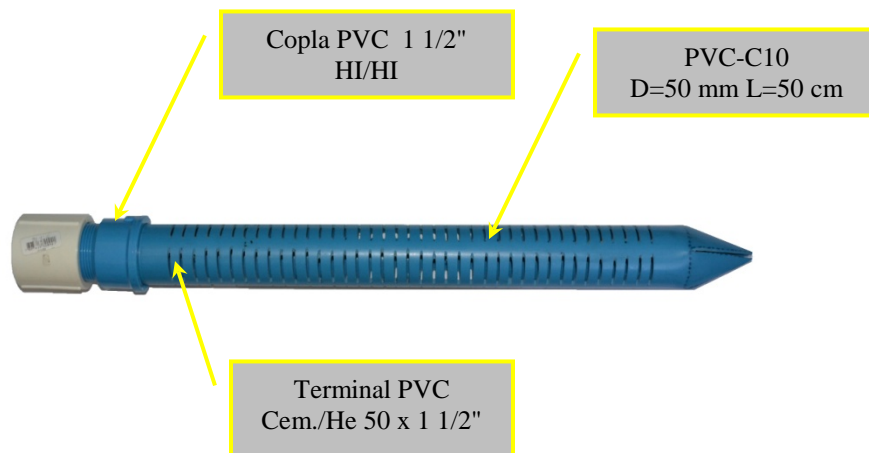
**Figura N° 8.8** Empalme mediante manguera industrial.

## 8.4. Wellpoints

Una puntera o wellpoint es una rejilla de PVC o acero inoxidable, a través del cual el agua contenida en un medio permeable ingresa a ella y posteriormente es evacuada mediante un sistema de colectores. Estas punteras pueden confeccionarse de manera sencilla y rápida en forma manual.

La Figura N° 8.9 muestra una puntera confeccionada manualmente. Se encuentra constituida por una tubería ranurada de PVC C-10 D=50 [mm] y L=50 [cm], posee 4 hileras de ranuras espaciadas a 1 [cm] cada una. Cabe señalar que la cantidad, número y espesor de las ranuras puede variar de acuerdo a porcentaje requerido de área abierta y granulometría del material a drenar.

En el extremo superior un Terminal PVC Cem./He 50 x 1 1/2" se conecta mediante hilo con una Copla de PVC 1 1/2" HI/HI y ésta última se conecta a un Terminal PVC Cem./He 40 x 1 1/2" para unirse a la tubería elevadora o raiser pipe.



**Figura N° 8.9** Puntera de confección manual.

Para finalizar, en el extremo inferior se confecciona una punta la cual facilita el hincado de la puntera. Esta punta se puede construir mediante el uso de soplete o realizando cortes específicos de tal forma de obtener cuatro puntas las que se unen mediante adhesivo.

## 9. CONCLUSIONES

El agotamiento del nivel freático es una técnica mediante la cual se elimina el agua de una excavación profunda del terreno por medio de la extracción continua de agua intersticial, para que el nivel freático se mantenga por debajo de la excavación a ejecutar.

Toda la metodología empleada en estas técnicas se basa en la teoría general del flujo radial en acuíferos y en el principio de superposición e interferencia entre captaciones.

Entre los diferentes sistemas de agotamiento, podemos mencionar el sistema mediante “Wellpoints” y el sistema con “Pozos profundos”.

El criterio general de diseño de esta clase de sistemas se basa en asegurar un nivel piezométrico mínimo en la zona o punto más alejado del campo de bombeo, con lo que se pretende asegurar un nivel inferior en el resto de los puntos del lugar a excavar.

Un sistema “Wellpoint” consiste en una serie de pozos de pequeño diámetro espaciados a una distancia pequeña entre ellos. Los wellpoints se encuentra unido a un colector común. Si el nivel de vacío es lo suficientemente alto, la eficiencia del sistema puede ser tal, que la bomba puede funcionar con cincuenta o más wellpoints.

El sistema “Wellpoint” es la solución más simple y económica para ejecutar excavaciones cuando el nivel freático se encuentra presente en una determinada excavación, sin embargo, en la etapa de planificación se debe considerar que pequeñas

variaciones en los parámetros hidrogeológicos del suelo hacen necesario quizás complementar el sistema con otros métodos de drenaje.

Aunque el sistema “Wellpoint” para drenaje de terrenos es muy usado actualmente en la construcción civil e industrial, hay muy poca literatura técnica disponible sobre el tema. Hasta ahora, no se ha llevado a cabo demasiadas investigaciones en este campo por parte de Universidades e Institutos Técnicos, aunque hay una vasta bibliografía sobre el comportamiento del agua subterránea durante el bombeo.

Casi todo de lo que se dispone sobre este tipo de drenaje está basado en la experiencia de los fabricantes y los usuarios, y esto puede entenderse desde las siguientes consideraciones:

1.- El tamaño de las instalaciones de “Wellpoint” para uso dentro de los límites de seguridad es generalmente elegido por comparación con situaciones similares de experiencias prácticas realizadas en una variedad de lugares.

2.- El terreno en la práctica, está generalmente lejos de ser isotrópico y homogéneo como todas las teorías existentes asumen y así sería necesario introducir coeficientes correctores que son difíciles de determinar y no muy seguros.

3.- Las investigaciones necesarias para determinar los parámetros requeridos para satisfacer algunas relaciones matemáticas no estarían justificadas por el uso normal de los wellpoints.

Hace algún tiempo se pensaba que el sistema “Wellpoint” sólo se podía usar en arenas (permeabilidad media) mientras que en la actualidad se usa frecuentemente en limo y arcillas (baja permeabilidad), en gravas (alta permeabilidad), en terrenos con estratos impermeables y en algunos casos, incluso en terrenos con roca.

Por otro lado, el agotamiento mediante pozos consiste en construir un sistema de captaciones generalmente perimetrales, para bombear por ellas, con el objeto de deprimir el agua freática en una zona determinada por la interferencia o superposición de sus conos de depresión.

En general, el agotamiento mediante estos sistemas se puede realizar en cualquier terreno. De todas formas, en la práctica, los mejores rendimientos se consiguen en materiales arenosos o en mezclas de arenas con una cierta (baja), proporción de limos.

Una granulometría más gruesa implica mayor caudal a extraer, una construcción de pozos más potentes y por tanto, más costosos. Por el contrario, una granulometría más fina implica generalmente un mayor tiempo en la generación de la superficie de bombeo y , por tanto, una mayor lentitud del agotamiento, que puede llegar a hacerlo inviable.

En muchos casos, la construcción y puesta en marcha de los pozos es secuencial, lo que provoca que el agotamiento vaya progresivamente incrementando su caudal de extracción y su velocidad de descenso del nivel. Ello debe tenerse en cuenta en el momento de atribuir una previsión del tiempo de alcance de la cota del agua objetivo.

Respecto a las características y ventajas de los sistemas tratados, se puede mencionar lo siguiente:

El sistema wellpoint se caracteriza por su simplicidad de instalación ya que utiliza materiales que son familiares para cualquier instalador; es versátil, es decir, se adapta con facilidad y rapidéz a diversas funciones; no requiere manipulación de maquinaria pesada, como es el caso del drenaje mediante pozos profundos, y posee un bajo coste.

Lo anterior no se refleja en el sistema de pozos ya que la perforación corresponde al ítem de mayor costo (aproximadamente 60% del presupuesto total).

El sistema wellpoint es un sistema limpio ya que mantiene despejada toda el área de la excavación, no así el sistema de pozos cuya disposición dependerá del mejor rendimiento alcanzado para obtener la depresión necesaria.

El sistema mediante pozos, presenta numerosas ventajas frente al agotamiento del agua desde dentro de la excavación. Se evitan sifonamientos de la base, se excava en seco y se estabilizan o conservan mejor los taludes o se reducen las presiones sobre tablestacas o pantallas.

La elección de uno u otro sistema depende básicamente de los siguientes factores:

- Magnitud del rebajamiento a realizar (profundidad a alcanzar y perímetro necesario para dejar en seco).
- Extensión del área.

- Caudal a extraer.
- Litología o granulometría del sector del acuífero a agotar.
- Parámetros hidrogeológicos del acuífero.
- Disponibilidad real de uno u otro dispositivo, tiempo de ejecución del proyecto, costes comparados de cada alternativa.
- Experiencia previa del técnico responsable del proyecto.
- Diseño constructivo de la obra.

En la práctica, el proyecto de diseño del dispositivo de agotamiento del nivel freático es un proceso iterativo. Actualmente, la combinación de los métodos analíticos y el uso correcto de modelos de simulación matemática, operados por especialistas y nutrido de un número suficiente de datos representativos, es una herramienta que permite disminuir el tiempo de ensayo y error, testando un número más elevado de escenarios.

Se pueden desglosar 2 fases de diseño; el anteproyecto, el cual pretende estimar el coste energético y un rango de caudales; y el proyecto propiamente dicho, en el cual se debe perfilar con más detalle la geometría del dispositivo y el tiempo previsto de agotamiento.

Los impactos que un determinado proyecto de depresión del nivel freático puede tener sobre el acuífero se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a. Consecuencias sobre el balance hídrico y el comportamiento hidráulico del sistema acuífero, al incrementar de forma temporal, aunque prolongada, las extracciones.
- b. Consecuencias sobre la propia “estructura” del acuífero, entendida como el medio sólido que hace de depósito del agua contenida y que, a partir del agotamiento, va a quedar en seco.

Respecto al primero de ellos, las afecciones clasificadas en este grupo pasan por el efecto sobre la cantidad y la calidad del agua que tiene el cono o en este caso, el prisma de lado el perímetro de bombeo, causado por las extracciones. Es significativo destacar que la magnitud de esta extracción puede ser muy significativa, ya que para agotar hasta una determinada profundidad mínima es necesario extraer y mantener el nivel dinámico de los pozos a una profundidad mucho mayor. La magnitud de este impacto vendrá básicamente controlado, además de por el caudal extraído, por la estructura geológica del acuífero, el tiempo de bombeo y por la permeabilidad.

En el segundo grupo, se engloban los fenómenos de asentamientos del terreno, debido a la depresión del nivel freático o si la escala es mayor, y probablemente de origen más complejo, los fenómenos de subsidencia, es decir, el movimiento descendente del terreno debido a una causa determinada.

Otros problemas relacionados con el funcionamiento de los sistemas de agotamiento, entre los más usuales cabe destacar la parada de la extracción por causas diversas, requerimientos de la obra, reparaciones, fallo del fluido eléctrico, etc.

Ello puede producir, según el tipo de terreno, problemas de estabilidad de los taludes de la excavación, sifonamientos o aflojamiento generalizado del terreno.

Otra posibilidad en determinados acuíferos es un ascenso súbito del nivel freático debido a lluvias intensas.

Para evitar ello, se debe de disponer de unidades de bombeo de reserva, siendo muy recomendable la construcción de un número de pozos de emergencia adicionales, listos para operar en caso de necesidad.

## 10. BIBLIOGRAFIA

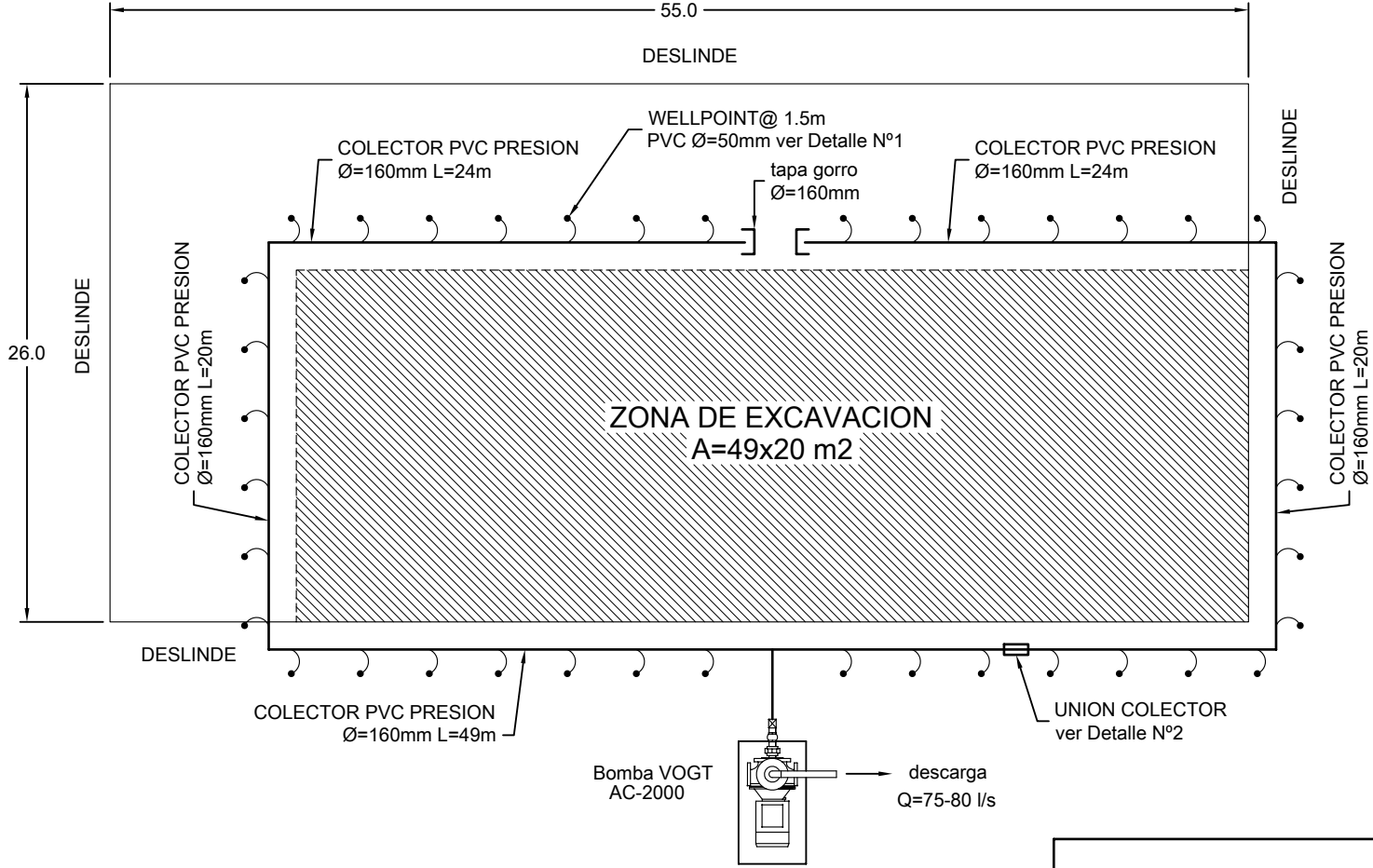
- Buchanan, N. (1970). Derwent Dam – Construction. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Cashman, P. M. (1971). Discussion on Derwent Dam. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Custodia, E. y Llamas, M. R. (1983) Hidrología subterránea. Edit. Omega. Barcelona.
- Irvine, D. J. and Smith, R. J. H. (1992). Trenching Practice. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report 97, London.
- Mansur, C. I. and Kaufman, R. I. (1962). Dewatering. Foundation Engineering (G. A. Leonards, ed.). McGraw-Hill, New York.
- Preene, M. Roberts, T. O. L. Powrie, W. and Dyer, M. R. (2000). Groundwater Control – Design and Practice. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report C515, London.
- Rowe, P. W. (1968). Failure of foundations and slopes in layered deposits in relation to site investigation practice. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Somerville, S. H. (1986). Control of Groundwater for Temporary Works.
- Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report 113, London.

# **ANEXOS**

# **ANEXO I:**

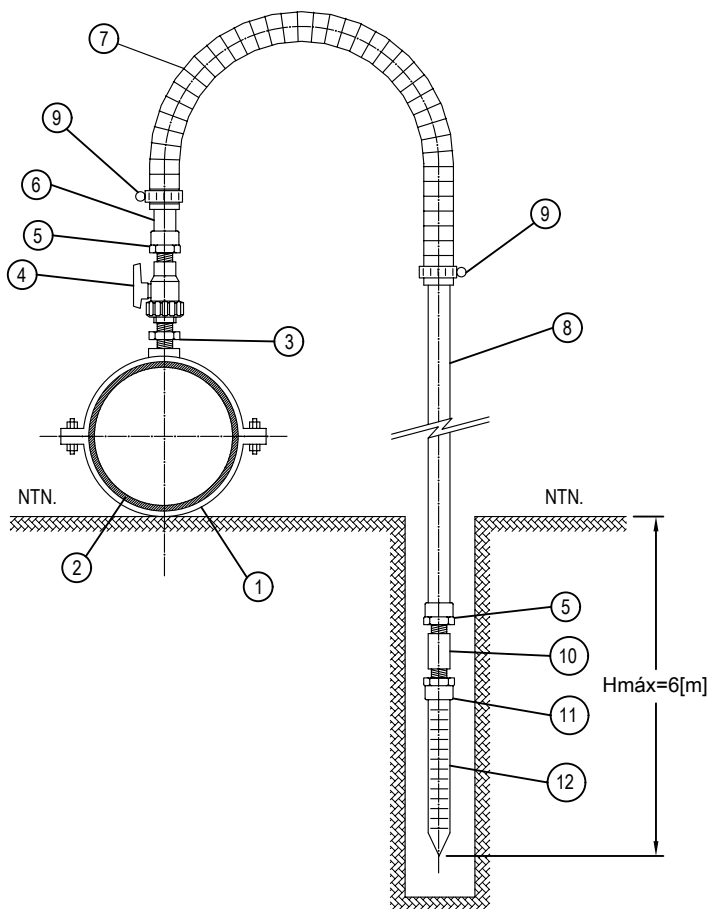
## **LAYOUTS DE SISTEMAS DE AGOTAMIENTO**

# PLANTA GENERAL LAYOUT SISTEMA WELLPOINT



PLANTA GENERAL SISTEMA WELLPOINT		
LAMINA N°	FECHA : Marzo 2011	
01 DE 02	REVISION	1

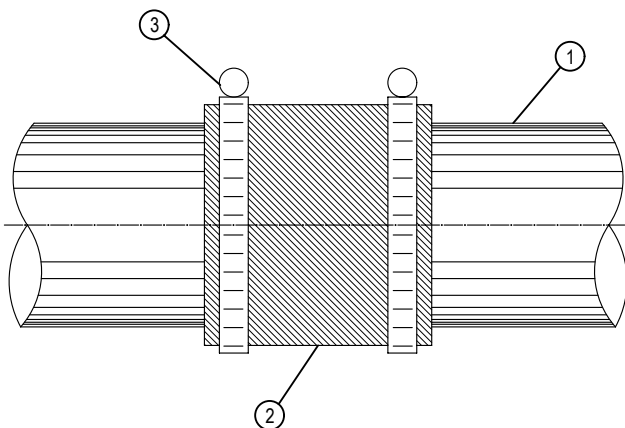
## DETALLE N°1 ESQUEMA INSTALACION PUNTERA



## CUADRO DE PIEZAS

N°	DENOMINACION
1	Collar de Arranque 160 x 1 1/2" C-10
2	PVC PRESION 160 mm L=6m C-10
3	Niple HE/HE 1 1/2"
4	Válvula bola PVC 1 1/2" HI
5	Terminal PVC Cem./He 40 x 1 1/2"
6	Tubo PVC D=40mm
7	Manguera LIQUIFLEX D=1 1/2"
8	Tubo PVC D=40mm L=6m
9	Abrazadera 27x51mm
10	Copla PVC 1 1/2" HI/HI
11	Terminal PVC Cem./He 50 x 1 1/2"
12	Tubo PVC D=50mm L= 0.3-1m (puntera)

## DETALLE N°2 ESQUEMA UNION COLECTOR



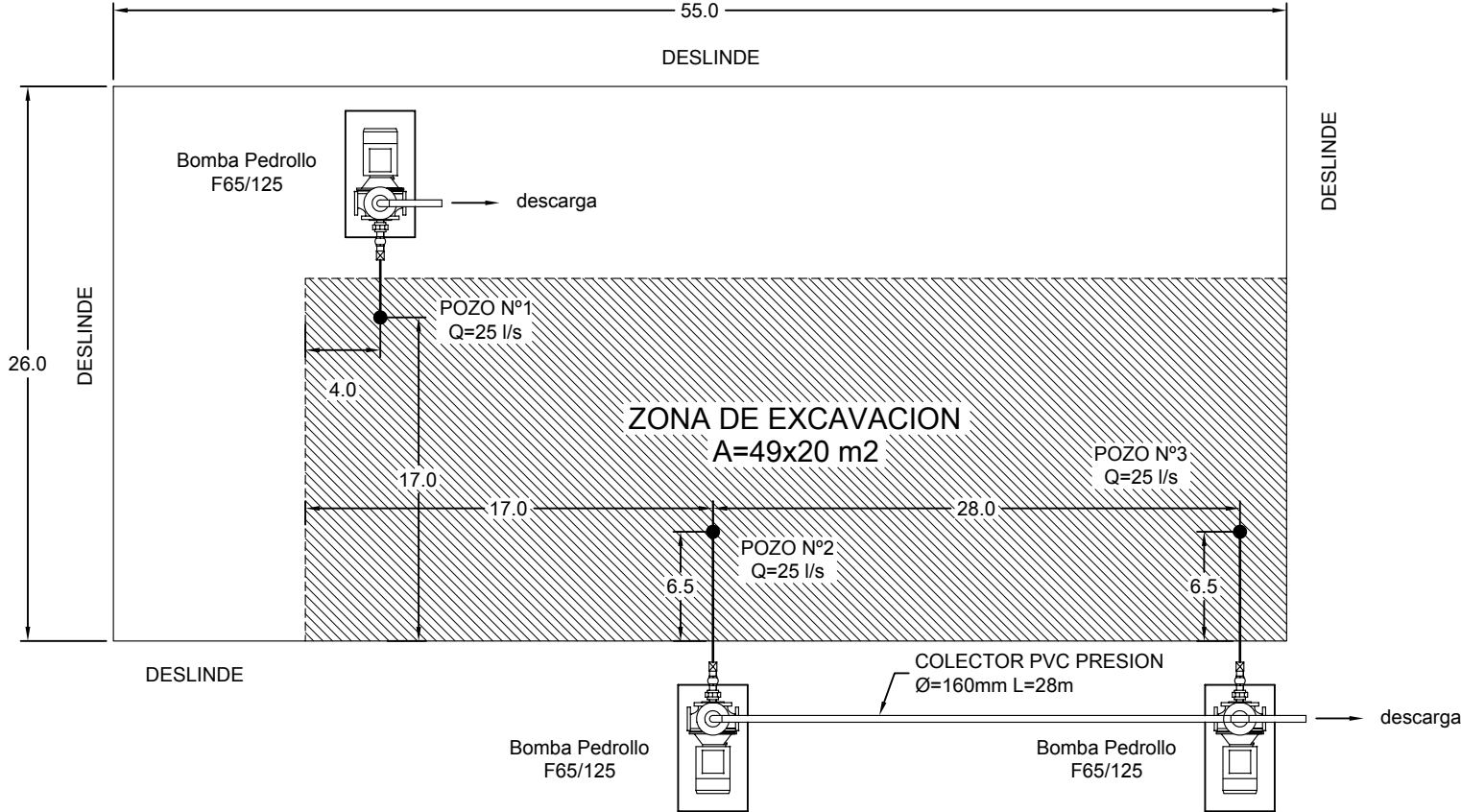
## CUADRO DE PIEZAS

N°	DENOMINACION
1	PVC PRESION 160 mm L=6m C-10
2	Manguera Industrial CI-523 6" (Copla)
3	Abrazadera 160 x 180mm

### DETALLES SISTEMA WELPOINT

LAMINA N°	FECHA : Marzo 2011	
02 DE 02	REVISION	1

**PLANTA GENERAL  
LAYOUT SISTEMA BATERIA DE POZOS**



PLANTA GENERAL BATERIA POZOS		
LAMINA N°	FECHA : Marzo 2011	
01 DE 01	REVISION	1

**ANEXO II:  
COSTOS DE SISTEMAS DE  
AGOTAMIENTO**

## Presupuesto Materiales y Mano de Obra Sistema de Punteras

FECHA 12-01-2012 UF 22326.35

Material	Unidad	Cantidad	PU\$	Total UF
PVC PRESION 160 mm L=6m C-10	tira	26	\$ 62,655	72.96
Codo 90° C/Cem. D=160mm	uni	4	\$ 8,769	1.57
Collar de Arranque 160 x 1 1/2" C-10	uni	312	\$ 14,530	50.76
Niple HE/HE 1 1/2"	uni	312	\$ 792	11.07
Válvula bola PVC 1 1/2" HI	uni	312	\$ 5,975	20.87
Terminal PVC Cem./He 40 x 1 1/2"	uni	624	\$ 1,258	35.16
Manguera LIQUIFLEX D=1 1/2"	m	468	\$ 2,195	46.01
Abrazadera	uni	312	\$ 1,985	27.74
Tubo PVC D=40mm L=6m	tira	317	\$ 4,246	15.07
Copla PVC 1 1/2" HI/HI	uni	312	\$ 1,049	14.66
Terminal PVC Cem./He 50 x 1 1/2"	uni	312	\$ 466	6.51
Tubo PVC D=50mm L=6m (puntera)	tira	52	\$ 6,401	14.91
Manguera Industrial CI-523 6" (Copla)	m	13	\$ 30,146	17.55
Abrazadera 89 x 110mm	uni	52	\$ 1,040	2.42
Adhesivos PVC rápido, 250 cc, Vinilit	pote	49	\$ 1,554	3.41
<b>sub-total (1)</b>				<b>340.67</b>

Mano de obra	Unidad	Cantidad	PU \$	Total UF
MAESTRO GASFITER PRIMERA	HR	48	\$ 3,000	6.45
JORNALERO	HR	27	\$ 1,900	2.3
AYUDANTE	HR	48	\$ 2,000	4.3
ELECTRICO	HR	27	\$ 3,000	3.63
<b>sub-total (2)</b>				<b>16.68</b>

Maquinaria y Herramientas	Unidad	Cantidad	PU \$	Total UF
Bomba VOGT AC-1500	día	60	\$ 25,000	67.19
Partidor estella triangulo 10 HP (incl. tablero)	uni	3	\$ 350,000	47.03
Materiales Varios	gl	1	\$ 150,000	6.72
Flete	gl	1	\$ 75,000	3.36
Gastos operacionales	gl	1	\$ 200,000	8.96
<b>sub-total (3)</b>				<b>133.26</b>

**TOTAL UF 490.61**

4 usos

**Presupuesto Materiales y Mano de Obra Sistema de Pozos**

FECHA 12-01-2012 UF 22326.35

Material	Unidad	Cantidad	PU\$	Total UF
PVC PRESION 110 mm L=6m C-10	tira	28	\$ 29,758	37.32
Codo 90° C/Cem. D=110mm	uni	24	\$ 5,157	5.54
Adhesivos PVC rápido, 250 cc, Vinilit	pote	15	\$ 1,554	1.04
Estanque 5000 lt	uni	1	\$ 367,118	16.44
<b>sub-total (1)</b>				<b>60.34</b>

Mano de obra	Unidad	Cantidad	PU \$	Total UF
MAESTRO GASFITER PRIMERA	HR	24	\$ 3,000	3.22
JORNALERO	HR	16	\$ 1,900	1.36
AYUDANTE	HR	24	\$ 2,000	2.15
ELECTRICO	HR	24	\$ 3,000	3.22
Perforación pozos	m	31.5	\$ 304,755	429.98
<b>sub-total (2)</b>				<b>439.93</b>

Maquinaria y Herramientas	Unidad	Cantidad	PU \$	Total UF
Bomba pedrollo F65/125	día	60	\$ 20,000	53.75
Partidor estella triangulo 10 HP (incl. tablero)	uni	3	\$ 350,000	47.03
Materiales Varios	gl	1	\$ 150,000	6.72
Flete	gl	1	\$ 75,000	3.36
Gastos operacionales	gl	1	\$ 200,000	8.96
<b>sub-total (3)</b>				<b>119.82</b>

**TOTAL UF 620.090**

## **ANEXO III: MEMORIAS DE CÁLCULO**

## MEMORIA CALCULO SISTEMA POZO

### I Datos necesarios para el cálculo de la altura manométrica total.

1 Caudal (litros por minuto)				<input type="text" value="1500"/>	[lt/min]
2 Tipo de agua	limpia :	<input type="text"/>	sucia:	<input type="text" value="x"/>	
3 Alturade succión (A)				<input type="text" value="4"/>	metros
4 Tubería de succión (C)	largo:	<input type="text" value="8"/>	[m]	diámetro:	<input type="text" value="2"/>
	material:	<input type="text" value="PVC"/>			[pulg]
5 Cantidad de conexiones, curvas, etc. en tubería de succión.				<input type="text" value="3"/>	
6 Altura de descarga (B)		<input type="text" value="2"/>	[m]		
7 Tubería de descarga (D)	largo:	<input type="text" value="57"/>	[m]	diámetro:	<input type="text" value="2"/>
	material:	<input type="text" value="PVC"/>			[pulg]
8 Cantidad de conexiones, curvas, etc. en tubería de descarga.				<input type="text" value="3"/>	

### II Otros datos necesarios.

1 Tipo de accionamiento:	Eléctrico monofásico	<input type="text"/>	Trifásico	<input type="text"/>	Gasolina
2 Capacidad del Estanque	(H)	<input type="text"/>	[litros]		
3 Profundidad Pozo	(I)	<input type="text" value="10.5"/>	[metros]		
4 Nivel estático napa	(J)	<input type="text" value="2"/>	[metros]		
5 Nivel dinámico napa	(K)	<input type="text" value="3.5"/>	[metros]		

### III Cálculo altura manométrica total.

Tubería de succión (copiar ítem 4 de I)		<input type="text" value="8"/>	[m]
Equivalencia en cañería recta del total de las conexiones de tubería de succión.		<input type="text" value="1"/>	[m]
<b>a</b>	<b>Total</b>	<input type="text" value="9"/>	[m]
Tubería de descarga (copiar ítem 7 de I)		<input type="text" value="57"/>	[m]
Equivalencia en cañería recta del total de las conexiones de tubería de descarga.		<input type="text" value="1.5"/>	[m]
<b>b</b>	<b>Total</b>	<input type="text" value="58.5"/>	[m]
c Pérdida de presión total por roce en tuberías (% a+b).		<input type="text" value="10.13"/>	[m]
d Altura de succión (copiar ítem 3 de I).		<input type="text" value="4"/>	[m]
e Altura de descarga (copiar ítem 6 de I).		<input type="text" value="2"/>	[m]
<b>ALTURA MANIMETRICA TOTAL (c+d+e)</b>		<input type="text" value="16.13"/>	[m]
<b>CAUDAL (Q)</b>		<input type="text" value="25.00"/>	[l/s]

## MEMORIA CALCULO SISTEMA WELLPOINT

### I Datos necesarios para el cálculo de la altura manométrica total.

1 Caudal (litros por minuto)				4500	[lt/min]
2 Tipo de agua	limpia :	<input type="text"/>	sucia:	x	
3 Alturade succión (A)				6	metros
4 Tubería de succión (C)	largo:	<input type="text" value="138"/>	diámetro:	<input type="text" value="8"/>	[m] [pulg]
	material:	<input type="text" value="PVC"/>			
5 Cantidad de conexiones, curvas, etc. en tubería de succión.				<input type="text" value="100"/>	
6 Altura de descarga (B)		<input type="text" value="2"/>			[m]
7 Tubería de descarga (D)	largo:	<input type="text" value="4"/>	diámetro:	<input type="text" value="8"/>	[m] [pulg]
	material:	<input type="text" value="PVC"/>			
8 Cantidad de conexiones, curvas, etc. en tubería de descarga.				<input type="text" value="5"/>	

### II Otros datos necesarios.

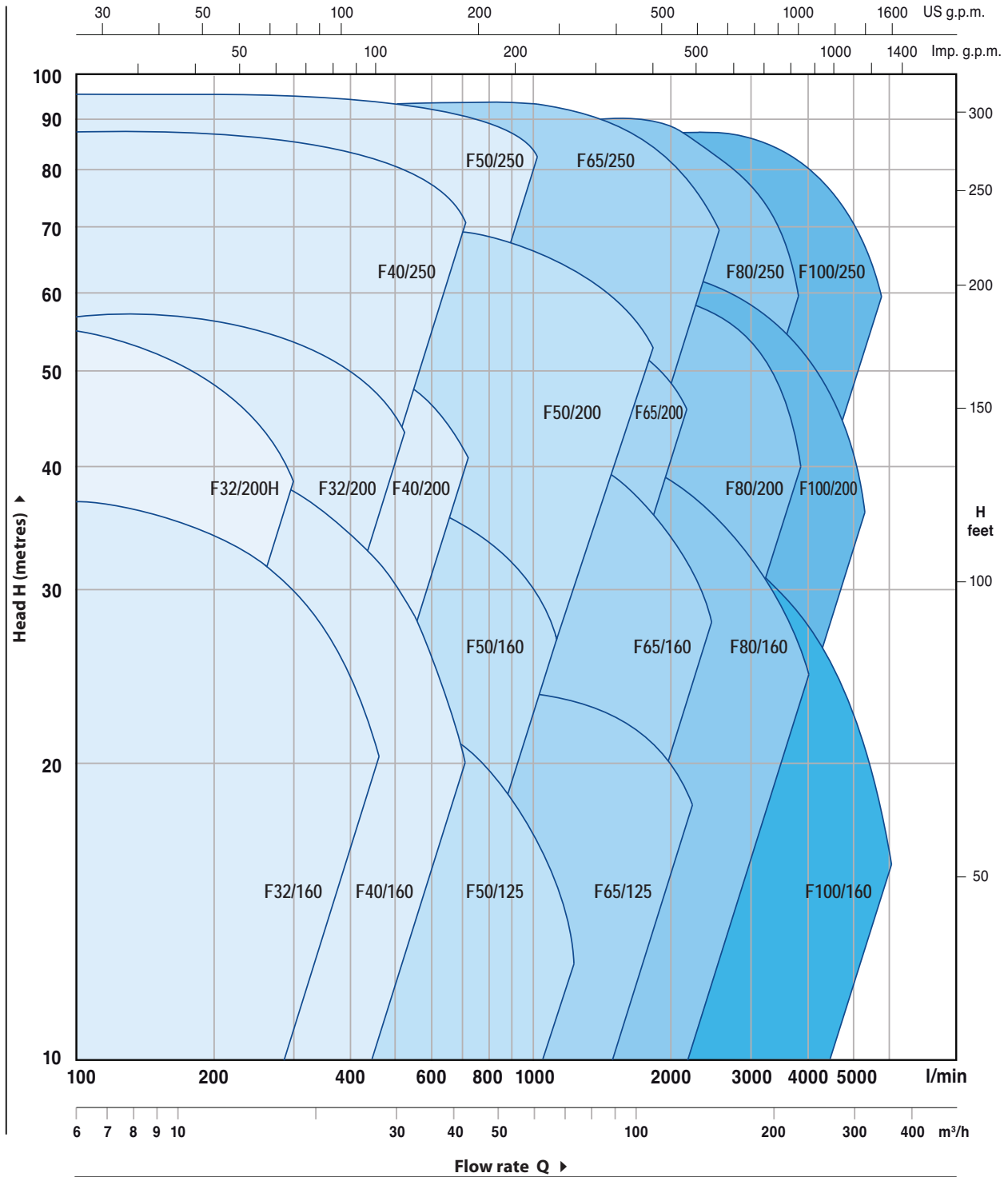
1 Tipo de accionamiento:	Eléctrico monofásico	<input type="text"/>	Trifásico	Gasolina
2 Capacidad del Estanque	(H)	<input type="text"/>	[litros]	
3 Profundidad Pozo	(I)	<input type="text" value="10.5"/>	[metros]	
4 Nivel estático napa	(J)	<input type="text" value="2"/>	[metros]	
5 Nivel dinámico napa	(K)	<input type="text" value="3.5"/>	[metros]	

### III Cálculo altura manométrica total.

Tubería de succión (copiar ítem 4 de I)		<input type="text" value="138"/>	[m]
Equivalencia en cañería recta del total de las conexiones de tubería de succión.		<input type="text" value="0.5"/>	[m]
<b>a</b>	<b>Total</b>	<input type="text" value="138.5"/>	[m]
Tubería de descarga (copiar ítem 7 de I)		<input type="text" value="4"/>	[m]
Equivalencia en cañería recta del total de las conexiones de tubería de descarga.		<input type="text" value="0.35"/>	[m]
<b>b</b>	<b>Total</b>	<input type="text" value="4.35"/>	[m]
c Pérdida de presión total por roce en tuberías (% a+b).		<input type="text" value="2.86"/>	[m]
d Altura de succión (copiar ítem 3 de I).		<input type="text" value="6"/>	[m]
e Altura de descarga (copiar ítem 6 de I).		<input type="text" value="2"/>	[m]
<b>ALTURA MANIMETRICA TOTAL (c+d+e)</b>		<input type="text" value="14.00"/>	[m]
<b>CAUDAL (Q)</b>		<input type="text" value="75.00"/>	[l/s]

**PERFORMANCE RANGE**

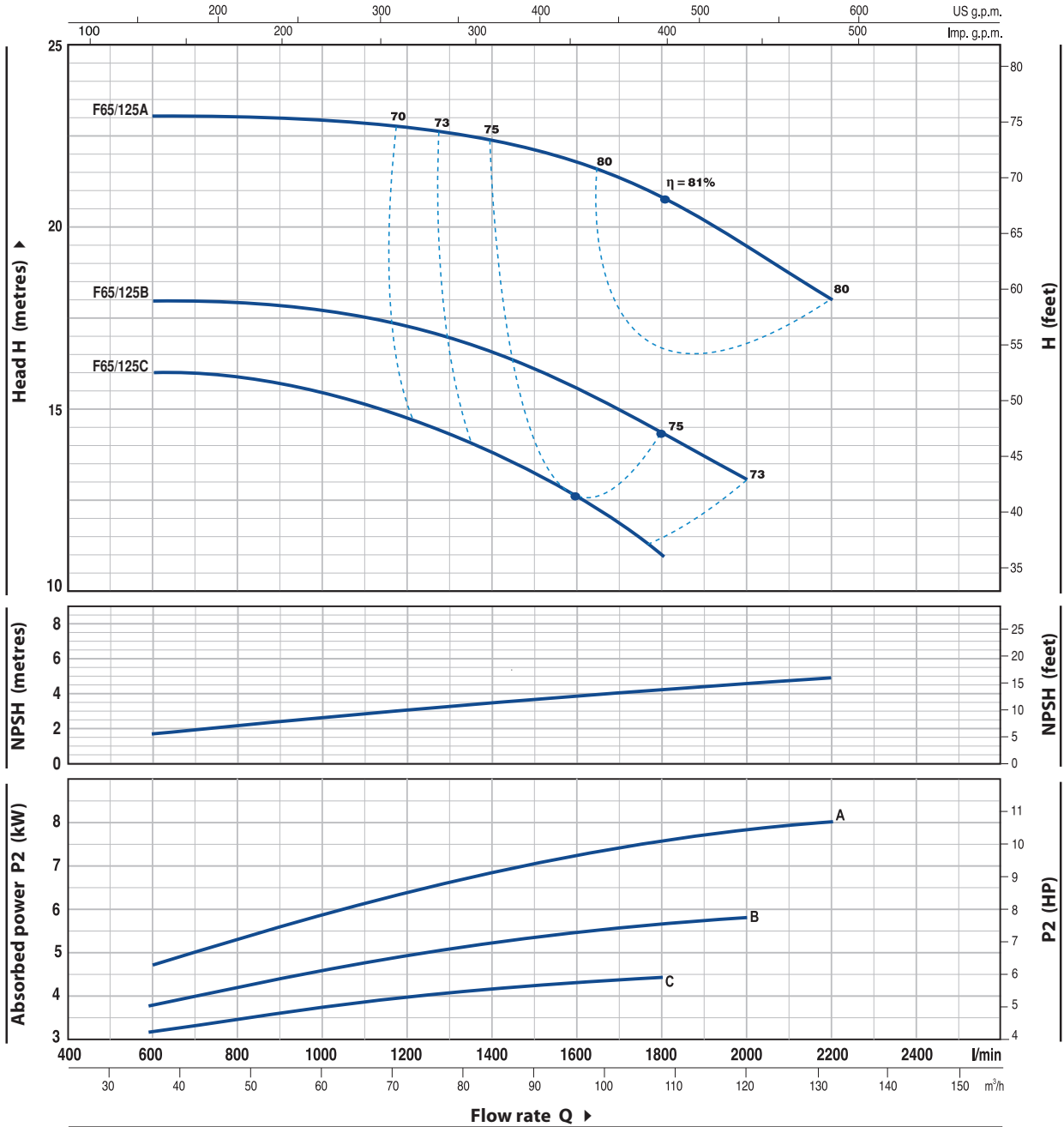
**50 Hz n= 2900 1/min HS= 0 m**



# F65/125

## CHARACTERISTIC CURVES AND PERFORMANCE DATA

50 Hz n= 2900 1/min HS= 0 m



MODEL	POWER		Q	Flow rate												
	kW	HP		0	36	48	60	72	84	96	108	120	132			
Three-phase			l/min	0	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200			
F 65/125C	4	5.5	H metres	16	16	16	15.5	14.5	13.5	12.5	11					
F 65/125B	5.5	7.5		18	18	18	18	17	16.5	15.5	14.5	13				
F 65/125A	7.5	10		23	23	23	23	22.5	22.5	22	21	19.5	18			

Q = Flow rate H = Total manometric head HS = Suction height

Tolerance of characteristic curves in compliance with EN ISO 9906 App. A.