

21
2eij



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

METODOS DE ABATIMIENTO DEL
NIVEL FREATICO EN EXCAVACIONES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
APOLINAR GARCIA GONZALEZ



DIRECTOR DE TESIS: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MEXICO, D. F.

ABRIL DE 1999

275549

TESIS CON
PALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZADA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-127/98

Señor
APOLINAR GARCIA GONZALEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

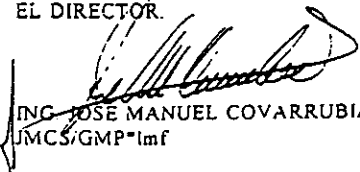
"METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO EN EXCAVACIONES"

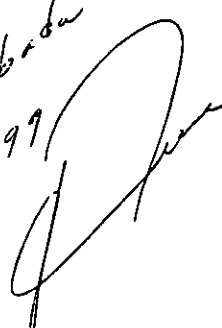
- INTRODUCCION
- I. ANTECEDENTES
- II. METODOS DE ABATIMIENTO Y ALIVIO DE PRESION
- III. INVESTIGACION DE CAMPO Y PROPIEDADES DEL SUELO
- IV. FUNDAMENTO DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS
- V. DISEÑO DE POZOS PUNTA Y POZOS PROFUNDOS
- VI. DISEÑO DE SISTEMAS DE ABATIMIENTO Y ALIVIO DE PRESION
- VII. INSTALACION Y OPERACION DE SISTEMAS DE ABATIMIENTO
- VIII. EJEMPLOS DE SISTEMAS DE ABATIMIENTO UTILIZADOS EN MEXICO
- IX. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 8 de septiembre de 1998.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS
JMCS/GMP*lmf

*Tesis aprobada
25/03/99*


DEDICATORIAS

A mis padres y hermanos ya que con su apoyo he logrado ésta meta.

Para mi esposa Manuela y a mi hijo Luis Bernardo por apoyarme en mis decisiones y por el tiempo que he dejado de estar con ellos al dedicarme a esta actividad.

A mi amigo y compadre Igor por todo su apoyo dentro y fuera de la Universidad.

A mis amigos profesores Ing. Sergio Carlos Craíl Corzas e Ing. Juan Aguilar Pascual quienes me orientaron moralmente en el transcurso de mis estudios.

Para el Dr. Rigoberto Ribera Constantino por aceptar dirigir este trabajo, a quien estimo y admiro por su gran desempeño académico.

A ICA Ingeniería por su apoyo técnico en la realización del escrito, especialmente al Ing. José Luis García Rubio, por su ayuda y comentarios durante la elaboración del presente trabajo.

Con mucho aprecio al Ing. Luis Bernardo Rodríguez González por su apoyo en mi desarrollo profesional.

A todas aquellas personas que de alguna manera han colaborado conmigo para seguir el camino de la vida.

ÍNDICE

Introducción

I	Antecedentes	1-3
II	Métodos de abatimiento y alivio de presión	4-17
II.1	Zanjas y cárcamos	4
II.2	Tablestacado y bombeo	5
II.3	Cárcamos profundos	6
II.4	Sistemas de pozos punta	6
II.5	Pozos profundos	10
II.6	Drenaje horizontal	12
II.7	Sistemas de abatimiento por vacío	13
II.8	Electroósmosis	14
II.9	Otros métodos	16
III	Investigación de campo y propiedades del suelo	18-26
III.1	Geología y propiedades del suelo	18
III.2	Nivel del agua y presión artesiana	19
III.3	Coefficiente de permeabilidad en estratos permeables	20
III.4	Origen del flujo de agua	22
III.5	Otros factores	23
IV	Fundamentos de flujo de agua en suelos	27-97
IV.1	Flujo hacia una zanja proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.	28
IV.2	Flujo hacia una zanja proveniente de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente	39
IV.3	Flujo hacia dos zanjas que penetran parcialmente en el estrato permeable, colocadas a la mitad y paralelas a dos fronteras lineales infinitas con agua permanente	42

IV.4	Redes de flujo	44
IV.5	Carga hidráulica en la vecindad de los pozos calculados con fórmulas para zanjas o mediante redes de flujo	49
IV.6	Flujo establecido radial en un pozo con penetración total en acuíferos artesianos	61
IV.7	Flujo hacia un pozo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente	74
IV.8	Conjunto de pozos de bombeo	77
IV.9	Origen del flujo de agua	93
V	Diseño de pozos punta y pozos profundos	98-106
V.1	Penetración del pozo	99
V.2	Pérdida de carga hidráulica en pozos y pozos punta	101
V.3	Radio efectivo del pozo	106
VI	Diseño de sistemas de abatimiento y de alivio de presión	107-142
VI.1	Abatimiento en taludes y en excavaciones	107
VI.2	Alivio de presión bajo excavaciones	127
VI.3	Bombas, cabezales y líneas de descarga	134
VI.4	Control del agua superficial	139
VII	Instalación y operación de sistemas de abatimiento	143-150
VII.1	Sistemas de pozos punta	143
VII.2	Sistemas de abatimiento por vacío	146
VII.3	Operación de sistemas de pozos punta	147
VII.4	Sistema de pozos profundos	148
VII.5	Sistemas colectores y de descarga	150
VII.6	Control del funcionamiento	150
VIII	Ejemplos de sistemas de abatimiento utilizados en México	151-187
VIII.1	Tratamiento electrosmótico de los edificios de la tesorería del Distrito Federal	151
VIII.2	Tratamiento electrosmótico para la excavación de la	160

	cimentación del edificio Insignia del conjunto urbano Nonoalco.	
VIII.3	Túnel Tancojol en San Luis Potosí	164
VIII.4	Interceptor Central y del oriente del drenaje profundo de la Ciudad de México	167
VIII.5	Terminal granelera en Lázaro Cárdenas, Michoacán	171
VIII.6	Construcción del primer sistema colector radial (pozo Ranney) en el río Papagayo en el estado de Guerrero	175

Conclusiones

Anexo fotográfico

INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios, centrales eléctricas, presas, compuertas, túneles y muelles, frecuentemente requieren excavaciones por debajo del nivel freático, haciéndose necesario abatirlo tanto en los taludes como en el fondo de la excavación, evitándose con esto derrumbes o desmoronamientos del talud y garantizando al mismo tiempo condiciones de trabajo adecuados en las operaciones de construcción. En algunos casos una excavación puede estar subyacente por un estrato permeable bajo presión artésiana, que en caso de no aliviarse, puede romper el fondo de la excavación.

El agua subterránea puede ser controlada por uno o más tipos de sistemas de abatimiento, según el tamaño y profundidad de la excavación y las condiciones geológicas y características del suelo. Los sistemas de abatimiento y de alivio de presión diseñados, instalados y operados adecuadamente facilitan la construcción de las cimentaciones por lo siguiente:

1. Abaten el nivel freático e interceptan la filtración que de otra manera puede emerger por los taludes o por el fondo de la excavación.
2. Incrementan la estabilidad de los taludes excavados.
3. Previenen la pérdida de material por debajo de los taludes o fondo de la excavación (tubificación).
4. Reducen las cargas laterales en tablestacas y puntales.
5. Reducen la presión de aire requerida en túneles.
6. Mejoran la excavación y las características de los suelos arenosos.
7. Previenen la ruptura o ebullición del fondo de la excavación.

El bajar el nivel freático puede ser utilizado para incrementar el esfuerzo efectivo del

suelo provocando su consolidación. Creando un vacío parcial en un estrato de arena, bajo o sobre un estrato de suelo blando, puede ayudar a consolidar el material blando por incremento del esfuerzo efectivo del suelo, como resultado del abatimiento. También se creará una consolidación adicional al añadir una presión atmosférica parcial en la superficie del terreno. Las estructuras definitivas pueden tener un diseño más racional si el agua subterránea o la presión artésiana se reduce sin interrupción. En muchos casos el drenaje continuo o el sistema de alivio de presión pueden ser utilizados para el desagüe durante la excavación y construcción de la estructura.

Antes del uso cotidiano de técnicas apropiadas para la instalación de pozos y de equipos de bombeo, el control del agua subterránea en los trabajos de construcción se hacía por uno o una combinación de los siguientes métodos:

1. Construyendo zanjas y cárcamos que interceptan la filtración de los taludes distribuidos de tal forma que permitan a los taludes drenar conforme la excavación avanza. El agua se colecta en las zanjas y se conduce a los cárcamos de donde se desaloja.
2. Usando tablestacado combinado con bombeo desde cárcamos o empleando el "Dren Francés" en el fondo de la excavación.

Actualmente los sistemas de abatimiento del nivel freático para propósitos de excavación pueden clasificarse como sigue:

1. Pozos punta conectados en la cabeza a tubos instalados en uno o más niveles de excavación y funcionando con una combinación de vacío y bombas centrífugas.
2. Pozos profundos de gran diámetro instalados en la periferia de la excavación y operando con bombas de turbina o sumergibles.
3. Drenes verticales de arena combinados con pozos profundos y/o pozos punta instalados a la profundidad del estrato permeable.

4. Sistema de drenaje horizontal conectados a pozos profundos o cárcamos, o bien a un tubo colector trabajando por gravedad.
5. Abatimiento por vacío para suelos de grano fino o limos y arenas estratificadas
6. Pozos punta combinados con el paso de una corriente eléctrica continua a través del suelo hacia los pozos punta (método electrosmótico)

El objetivo de este trabajo es presentar un enfoque general de los sistemas de abatimiento del nivel freático durante excavaciones y los factores más relevantes que se deben tener en cuenta para elegir y diseñar el sistema más adecuado a las condiciones del suelo donde se efectuará la excavación, así como el desarrollo y aplicación de algunas ecuaciones que gobiernan el flujo de agua en el diseño de tales sistemas de abatimiento.

En el capítulo I se describen algunos trabajos históricos de sistemas de abatimiento utilizados en diferentes países del mundo. En el capítulo II se enlistan los sistemas de abatimiento aplicables a diferentes tipos de suelos. El capítulo III trata los factores indispensables en la selección y diseño de un sistema de abatimiento. El capítulo IV se refiere a los fundamentos del flujo de agua en los suelos para pozos artesianos y por gravedad con diferentes orígenes del flujo de agua, se describe el método de las redes de flujo involucrando algunos ejemplos. En el capítulo V trata la influencia de la penetración de los pozos en el acuífero, así como la pérdida de carga que se presenta durante la operación de un sistema de abatimiento. En el capítulo VI se ilustran ejemplos de diseño de sistemas de abatimiento sujetos a diferentes orígenes del flujo. En el capítulo VII se dan recomendaciones generales que deben de tenerse en cuenta en la instalación y operación de sistemas de abatimiento, por último el capítulo VIII contiene ejemplos de sistemas de abatimiento utilizados en nuestro país.

I ANTECEDENTES

El primer caso documentado de abatimiento del agua subterránea fue en la excavación para el túnel del ferrocarril Kilsby de Londres a Birmingham en 1838. El nivel freático se abatió por medio de bombas de eje vertical que se instalaron a los lados y a todo lo largo del túnel. El gasto total bombeado fue de 0.1134 m³/s. Después de esta obra, hubo pocos avances en estas técnicas de abatimiento por casi cincuenta años. El uso de pozos punta y pozos profundos para bajar el nivel freático se inició en Alemania en 1896 en la construcción del metro de Berlín. Los pozos profundos con un cedazo en la punta fueron utilizados en la construcción de la barrera de Esna en el Río Nilo en 1907. Los primeros pozos profundos utilizados en Europa para el abatimiento del nivel freático fueron de diámetro suficientemente grande (0.90 a 1.20 m) para permitir colocar una bomba centrífuga dentro de ellos. Los pozos punta fueron utilizados por primera vez en los Estados Unidos en 1900, sin embargo las mejoras en el diseño, instalación y equipo de bombeo fueron después de 1924.

En Europa el método habitual para abatir el nivel freático fue mediante pozos profundos separados entre 6 y 12 m. Los pozos tuvieron casi 0.20 m de diámetro y el cedazo estaba rodeado con un filtro de grava. El bombeo se realizó con bombas centrifugas conectadas a un tubo común en la cabeza. El uso extensivo de pozos profundos para abatir el nivel freático y aliviar la presión artesiana fue entre 1925 y 1930. En este tiempo el abatimiento se facilitó por el desarrollo de la bomba con turbina vertical y la bomba sumergible.

En los Estados Unidos el abatimiento del nivel freático se logró por medio de pozos punta, sin embargo, desde 1930 se ha intensificado el uso de pozos profundos con o sin pozos punta. En la tabla siguiente se resumen algunas experiencias en diferentes países del mundo relativo al uso de sistemas de abatimiento en excavaciones.

País	Obra	Año	Tipo de suelo	Sistema de abatimiento	Gasto extraído (lt/s)
Alemania	Puerto de Bremerhaven a 15 m de profundidad	1923-1931	15 m de arcilla blanda subyugada por 6 m de arena sujeta a presión artesiana.	Pozos profundos	94.50
	Ferrocarril de Saizgitter	1939	Limo arcilloso	Electroósmosis	0.032
Noruega	Nave industrial Trondheim a 12 m de profundidad	1943	Arcilla limosa muy blanda con lentes de arena gruesa	Electroósmosis	-
Estados Unidos	Túnel Rutgers Street N.Y.	1930-1931	Arena de 35 m de espesor subyugada por roca	Pozos profundos	94.50
	Presa Franklin Falls		Limo arenoso de 4.50 m de espesor (área de 122 x 457 m)	Pozos punta	882
Bélgica	Túnel Antewer a 35 m de profundidad bajo el río Scheldt	1931-1936	7.60 m de arena limosa subyugada por 3 m de arcilla blanda y bajo ésta, arena con 15 m de congelación	Pozos punta, pozos profundos y	-

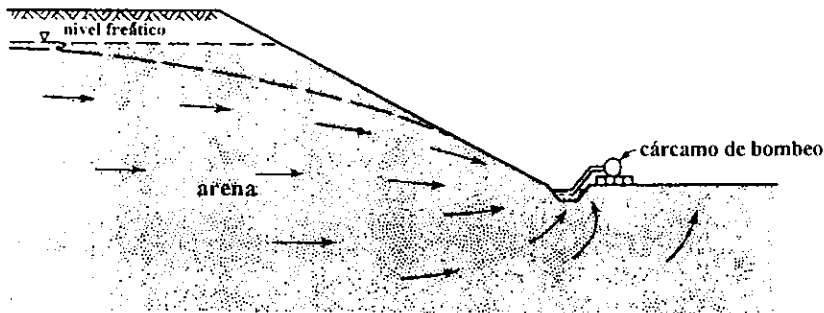
			espesor		
Inglaterra	Muelle King George V a 23 m de profundidad.	1931-1933	Arcilla subyacente por arena fina hasta una profundidad de 30.50 m	Pozos profundos	47.30
México	Conjunto Urbano Nonoalco Tlatelolco a 8.80 m de profundidad		Arcilla	Electroósmosis y pozos profundos	1-6 /pozo
	Drenaje profundo a una profundidad de 60 a 75 m.	1972	Arcilla	Pozos profundos	20-120 /pozo
	Estacionamiento público Bellas Artes a 10 m de profundidad.	1993-1994	Arcilla	Puntas eyeectoras	0.18 /pozo
	Metropolitano L-B, estación Garibaldi a 16 m de profundidad	1995-1996	Arcilla	Puntas eyeectoras	0.18 /pozo

II MÉTODOS DE ABATIMIENTO Y ALIVIO DE PRESIÓN

II.1 Zanjas y cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en suelos de compacidad densa, bien graduados o suelos cementados, es posible dirigir convenientemente el flujo de agua en el cuerpo de los taludes hacia zanjas colectoras y cárcamos, desde donde se desaloja fuera de la excavación, como se ilustra en la figura 1.

Fig 1. Zanjas y cárcamos colectoras del flujo

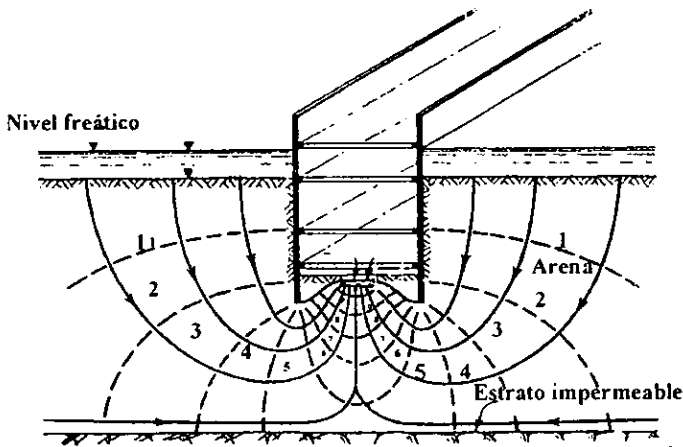


La recolección en los cárcamos del agua filtrada sin utilizar filtros adecuados tiene dos desventajas. a) tiende a provocar ablandamientos y desmoronamientos o derrumbes en la parte baja del talud y b) cuando el suelo tiene lentes de arena fina o limo, frecuentemente se desarrolla un manantial que puede causar una erosión subterránea y hundimiento en la superficie del terreno o derrumbes del talud, la velocidad de la excavación se puede retardar como resultado del tener que esperar que drene el suelo a través del talud. En los taludes poco inclinados o donde la filtración es fuerte, los taludes y el fondo de la excavación pueden estabilizarse cubriéndolos con arena y grava bien graduada.

II.2 Tablestacado y bombeo

Previo al desarrollo de equipos de abatimiento, la mayoría de las excavaciones en suelos permeables debajo del nivel freático estuvieron hechas con tablestacas de madera o acero, excavando el suelo y desalojando el agua filtrada en el fondo de la excavación. En este método de excavación el flujo de agua se lleva a cabo desde el exterior hacia el fondo de la excavación, como se ilustra en la figura 2.

Fig 2. Abatimiento por medio de bombeo de cárcamos en una excavación ademada



Como resultado de bajar el nivel freático más rápido dentro de la excavación que afuera de la misma, el flujo de agua generará una presión considerable sobre el ademe y en el fondo de la excavación. Si la carga hidráulica es lo suficientemente grande, las fuerzas de filtración en el fondo pueden causar que el suelo pierda rápidamente su resistencia al esfuerzo cortante y se incremente la carga en el último puntal con la posibilidad de que el ademe colapse. Bajo ciertas condiciones, la tubificación puede socavar la tablestaca y de este modo causar la falla de la excavación. Otra desventaja de este método es que el suelo del fondo de la excavación se encuentra muy húmedo dificultando el proceso de excavación.

El ademado y bombeo puede ser usado exitosamente para controlar el flujo de agua si el ademe está diseñado y apuntalado para tomar las fuerzas de filtración resultantes y la pérdida del esfuerzo cortante del suelo. Para facilitar la construcción de la excavación

y el desalojo del agua filtrada hacia la misma, se recomienda cubrir su fondo con un filtro apropiado de arena y grava bien graduada. Deberán hacerse los análisis adecuados del flujo de agua antes de usar este método de control del agua subterránea

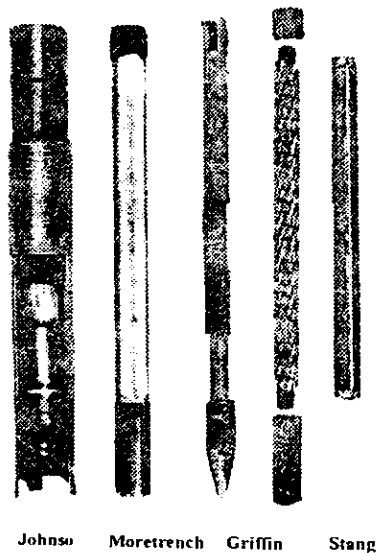
II.3 Cárcamos profundos

Los cárcamos ademados fueron uno de los primeros métodos usados para abatir el nivel freático, sin embargo, ellos resultaron ineficientes, caros para excavar y funcionaban satisfactoriamente solamente en materiales relativamente gruesos. Los pozos con cedazos, con o sin filtro de grava, se usan actualmente en lugar de los cárcamos profundos.

II.4 Sistemas de pozos punta

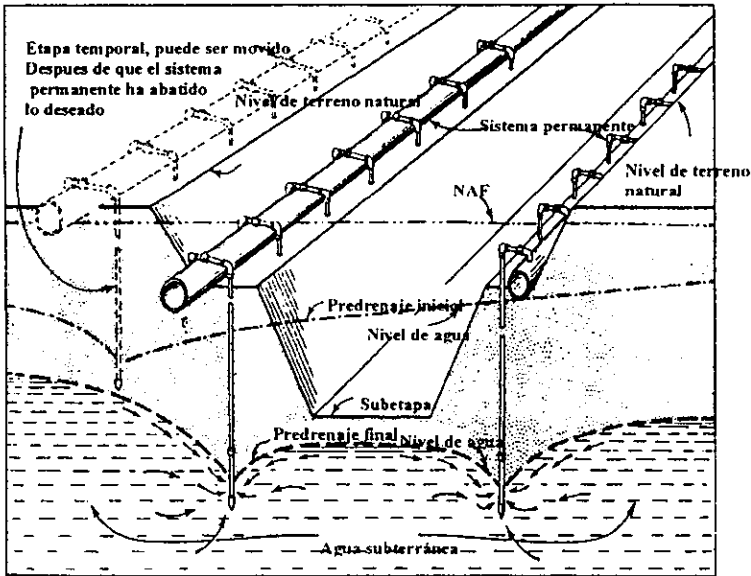
Los pozos punta son pequeños pozos ademados de aproximadamente 5 a 7.5 cm de diámetro y de 0.30 a 1.0 m de longitud aproximadamente, fabricados en cobre o en acero inoxidable y con un extremo cerrado o auto hincados por la punta. (figura 3).

Fig 3. Pozos punta auto hincables



En los arreglos lineales o circulares de estos pozos punta se manejan separaciones entre sí de 1 a 4 m o se disponen alrededor de una excavación incluyendo un tubo colector común en la cabeza (cabezal de 15 a 30 cm de diámetro) que se conecta a una bomba especial (una combinación de vacío y bomba centrífuga). Una instalación típica de pozos punta se muestra en la figura 4.

Fig 4. Instalación típica de un sistema de pozos punta

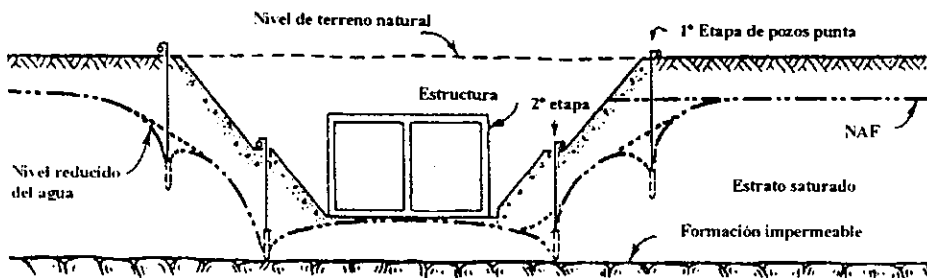


Los pozos punta son el método más común para abatir o bajar el nivel freático para propósitos de construcción en los Estados Unidos. Un sistema de pozos punta resulta apropiado cuando el suelo saturado no está muy profundo. Es el método más económico para abatimientos en excavaciones pequeñas. Los pozos punta se usan también cuando el nivel freático no requiere ser abatido demasiado y en excavaciones a cielo abierto en suelos con una buena capacidad de carga.

En excavaciones grandes y cuando su profundidad por debajo del nivel freático tiene entre 9 y 12 m, o cuando la presión artésiana del acuífero en el fondo de la excavación debe ser reducida, se aconseja utilizar pozos profundos y bombas de turbinas, con o sin

pozos punta como complementos. Los pozos punta son más apropiados que los pozos profundos cuando la longitud del cedazo está condicionada por el espesor del suelo permeable (figura 5)

Fig 5. Uso de pozos punta donde la longitud del cedazo es pequeña.

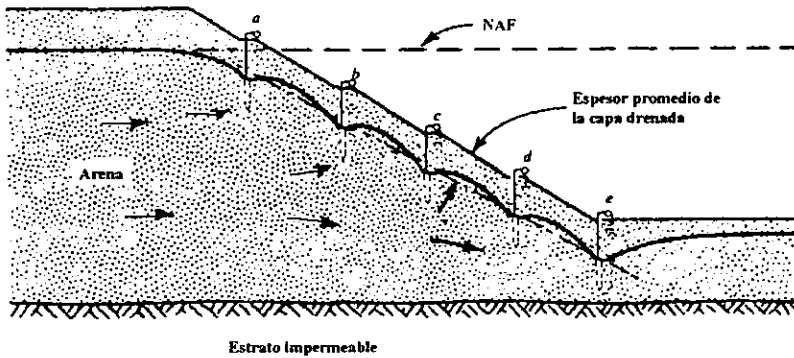


Cuando el espesor del estrato permeable es grande y el gasto de bombeo es importante, los pozos profundos resultan más convenientes que los pozos punta

Los pozos punta pueden ser usados para desaguar excavaciones profundas a cielo abierto instalando filas de pozos punta a diferentes niveles, por ejemplo a cada 4.50 m de profundidad, como se ilustra en la figura 6.

El espesor promedio de la porción exterior del talud drenado por este método no debe ser mayor de 4.50 m. Debajo de esta capa drenada, el suelo se encuentra sometido a la presión de filtración del agua percolada. Si la profundidad del corte es mayor de 12 ó 15 m, la estabilidad del talud se debe revisar, tomando en cuenta las fuerzas de filtración debajo de la zona drenada

Fig 6. Drenaje en una excavación abierta por medio de un sistema múltiple de pozos punta

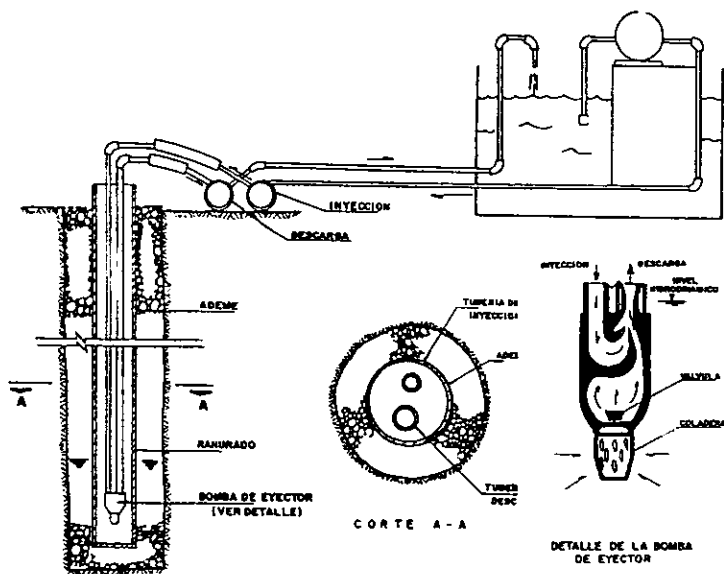


Cuando la profundidad de abatimiento del nivel freático es mayor de 5.0 m y el gasto de bombeo para cada pozo punta es relativamente pequeño (menor de 0.63 a 0.95 l/s), puede ser ventajoso instalar una sola etapa de pozos punta en la parte superior de la excavación o donde se localice el nivel freático, operando cada pozo punta con una bomba eyectora de chorro, en lugar de instalar un sistema múltiple de pozos punta. Como la bomba eyectora de chorro es capaz de producir 3 m o más de vacío y levantar el agua a 30 m, un sistema de pozos punta con puntas eyectoras de chorro es capaz de bajar el nivel freático entre 15 y 30 m bajo la superficie del terreno.

Un sistema de pozos con puntas eyectoras de chorro consiste de un pozo punta conectado en el fondo a una bomba eyectora de chorro, con un tubo de presión y un tubo de retorno ligeramente largo, el tamaño de estos tubos generalmente varía de 1 a 2", dependiendo de las características de carga hidráulica y de la capacidad de la bomba. El pozo, la punta eyectora de chorro y los tubos se instalan en una perforación ademada, pudiendo estar cubiertos con un filtro de arena si las condiciones del suelo lo requieren. A las puntas eyectoras de chorro se les puede suministrar potencia por medio de bombas centrífugas pequeñas de alta presión o con una o dos bombas grandes operando a una presión única suministrando agua a cada pozo punta con una sola tubería de retorno.

Cuando se emplee una sola bomba, el agua se recircula por medio de un tanque de almacenamiento con un rebosadero para derramar el agua bombeada de los pozos punta. Estos sistemas tienen la desventaja de que las puntas eyectoras de chorro tienen una eficiencia de solamente 30% y su diseño es bastante complejo.

Fig. 6a. Puntas eyectoras de chorro

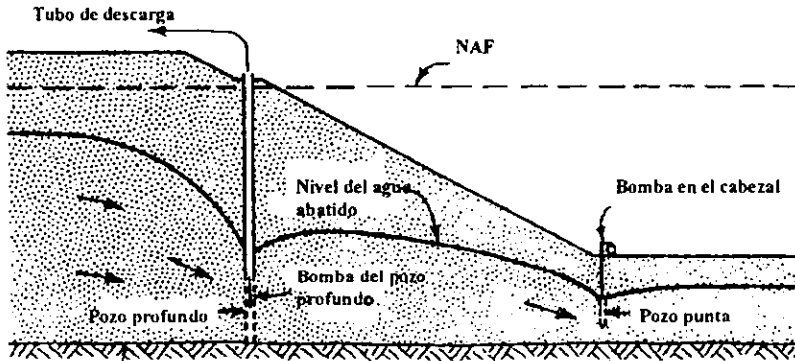


II.5 Pozos profundos

Los pozos profundos de gran diámetro son apropiados para abatir el nivel freático en suelos cuya permeabilidad crece con la profundidad y cuando la excavación penetra el estrato permeable o está subyacente por arena o suelos granulares gruesos y cuando el espesor de los estratos permeables, por debajo del nivel de abatimiento previsto, permita una colocación adecuada del cedazo del pozo. En contraste con los sistemas de pozos punta, los pozos profundos llevan bombas sumergibles o de turbina, pueden ser instalados fuera de la zona de construcción y el drenaje se logra a la profundidad de excavación requerida. Los pozos profundos deben ser usados únicamente para abatir el

nivel freático o en combinación con un sistema de pozos punta como se muestra en la figura 7. Algunos pozos punta pueden ser necesarios en el pie de los taludes para interceptar filtraciones menores que se generen entre los pozos.

Fig 7. Abatimiento en una excavación profunda por medio de pozos profundos y pozos punta

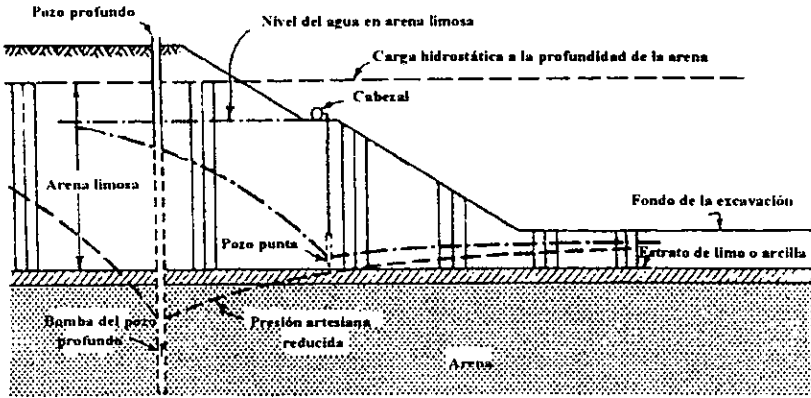


Cuando se bombea desde los pozos profundos instalados alrededor de la excavación, la filtración debe ser interceptada antes de que pueda afectar la estabilidad del talud.

Cuando el fondo de una excavación grande se apoya en un estrato relativamente impermeable subyacente por un estrato permeable, sometido a una presión artésiana importante, puede ocurrir un levantamiento del fondo a pesar de estar operando los pozos punta en los taludes.

Si la fuerza de subpresión en el estrato permeable es mayor que el peso del suelo que cubre la parte inferior de la excavación, se podrá levantar parte del fondo por ebullición de la arena. Tal fenómeno puede provocar demoras costosas a la obra o puede conducir a una cimentación inadecuada para la estructura pretendida. El alivio de esta presión artésiana se logra por medio de pozos profundos instalados en la parte superior de la excavación o en alguna elevación elegida, según la excavación se vaya profundizando, tal como se muestra en la figura 8.

Fig 8 Alivio de la presión artésiana por medio de pozos profundos



En los pozos profundos para abatimiento del NAF, se usan separaciones entre sí, que van de los 5 a 50 m, dependiendo del nivel que se busque abatir, permeabilidad de la arena, origen del flujo de agua y el espesor aprovechable para alojar el pozo. Tales pozos comúnmente tienen un diámetro de 15 a 50 cm, con un cedazo de 5 a 20 m de largo. El cedazo puede ser de tipo comercial o un tubo de metal perforando o una camisa de madera, cubierta de un filtro de arena y grava.

En suelos limosos o arenas limosas subyacidas por un estrato más permeable, el flujo de agua hacia la excavación puede ser interceptado y el nivel freático abatido con una combinación de drenes verticales de arena instalados alrededor de la excavación y con pozos profundos colocados en la arena. Los drenes de arena permitirán el drenaje superior, mientras que la presión artésiana en el estrato más permeable se podrá reducir por bombeo en los pozos profundos.

II.6 Drenaje horizontal

Cuando no sea conveniente realizar excavaciones a cielo abierto y si la penetración de los pozos profundos es inadecuada, el nivel del agua subterránea puede ser abatido por

medio de un sistema de drenaje Ranney. Dicho sistema consiste de un número de tubos perforados y colocados horizontalmente desde uno o más pozos de concreto armado. Estos tubos se pueden extender hasta 60 m o más en una dirección. El agua subterránea captada en los pozos se desaloja por medio de bombas de turbina. Este tipo de sistema no es considerado apropiado para abatir el nivel freático en suelos estratificados.

II.7 Sistemas de abatimiento por vacío

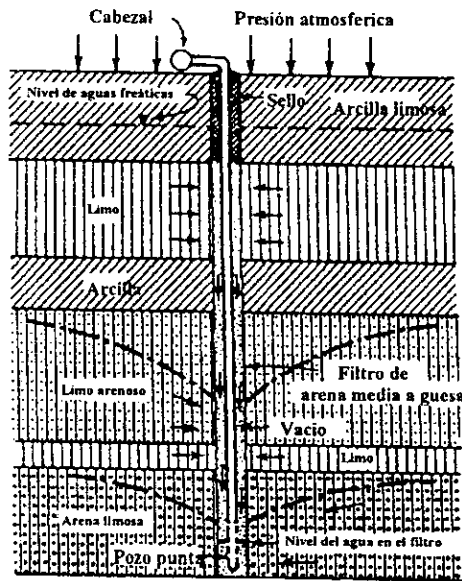
Los suelos de grano fino ($D_{10} \leq 0.05$ mm) con un coeficiente de permeabilidad relativamente bajo ($k = 1 \times 10^{-5}$ a 1×10^{-3} cm/s) no pueden ser drenados satisfactoriamente por métodos de gravedad, debido a que el agua es retenida en los vacíos del suelo por fuerzas capilares. Sin embargo, tales suelos pueden ser estabilizados por medio de un pozo de vacío o un sistema de pozos punta. El sistema de abatimiento por vacío consiste de pozos convencionales o pozos punta con un cedazo y un tubo de succión cubierto con un filtro de arena, extendiéndose a poca profundidad de la superficie (figura N° 9). El resto de la perforación se sella con bentonita o un suelo impermeable. Para mantener el vacío en el cedazo y en el filtro de arena, se produce un gradiente hidráulico que aumenta el flujo hacia el pozo o pozos punta, particularmente en suelos estratificados. Los suelos en la vecindad de los pozos o pozos punta son estabilizados por la presión atmosférica que tiende a impedir la filtración que pudiera entrar en la excavación e incrementa la presión efectiva entre los granos y por ende su resistencia al esfuerzo cortante. Con el objeto de drenar adecuadamente este tipo de suelos es necesario que los pozos o pozos punta queden lo más junto posible.

En el caso del sistema de pozos punta el vacío neto, en el pozo y en el filtro, es el vacío en el tubo de carga menos la altura o longitud del tubo succionador. Por lo tanto el vacío obtenido por un sistema de pozos punta puede ser muy reducido si la succión es mayor de 4.50 m. Si hay mucha pérdida de aire, puede ser necesario incluir bombas de vacío adicionales a las bombas de los pozos punta para garantizar un vacío adecuado. Por supuesto la capacidad de bombeo requerida es pequeña.

El nivel de abatimiento requerido así como el efecto del vacío y de la presión atmosférica se pueden alcanzar a profundidades considerables usando pozos

profundos con una longitud de cedazo y filtro considerable, excepto en la parte superior de la sección del tubo de succión, operando con bombas sumergibles y una línea de vacío conectada a todas las cabezas de los pozos. Estas tienen que estar selladas herméticamente así como el espacio alrededor de tubo de succión.

Fig 9 Sistema de drenaje por vacío.



Nota: Suelo en la vecindad de un pozo bajo vacío parcial.

El sistema de drenaje más apropiado depende de la curva granulométrica del suelo, tal como se muestra en la figura 10.

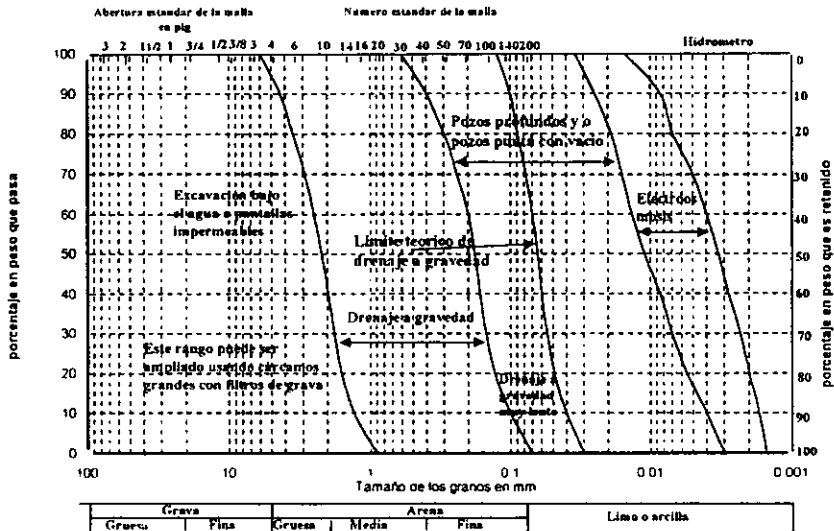
II.8 Electroósmosis

En la mayoría de los suelos donde se requiere abatir el nivel de agua freática, dicho abatimiento se puede lograr por una combinación de alguno de los métodos antes mencionados. Sin embargo, existen algunos suelos como limos, limos arcillosos y

mezclas de arena fina con limo o arcilla que no pueden ser drenados exitosamente por los métodos ya citados, en tales suelos pueden usarse pozos profundos o pozos punta combinados con un flujo eléctrico a través del suelo dirigido hacia los pozos. Este método de drenaje es conocido como "electroósmosis" o método de drenaje eléctrico. La aplicación de la electroósmosis en suelos fue desarrollada y defendida ampliamente por el Dr. Leo Casagrande (citado por Leonards, ref. 4).

Si dos electrodos son introducidos en el suelo saturado y se pasa una corriente eléctrica entre ellos, el agua contenida en el suelo se moverá desde el electrodo positivo (ánodo) hacia el electrodo negativo (cátodo). Haciendo al cátodo un pozo, el agua recolectada puede ser retirada por bombeo, ya que de no hacerlo tendería a filtrarse hacia el talud excavado y reduciría la estabilidad de la masa del suelo; en lugar de esto el agua fluye hacia los pozos y de esta manera se incrementa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y por consecuencia la estabilidad de los taludes.

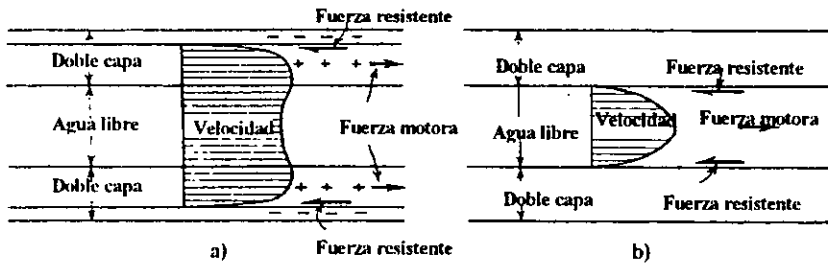
Fig 10 Sistemas de abatimiento aplicable a varios suelos.



La corriente eléctrica causa que el agua fluya a través del suelo de la siguiente manera: la superficie de las partículas del suelo tiene una carga negativa neta, los iones positivos (cationes) en solución son atraídos a las partículas del suelo y concentrados

cerca de la superficie. Como el centro de gravedad de las cargas positivas y negativas en las moléculas de agua no coinciden, estas son atraídas por los cationes. Mediante la aplicación de un voltaje entre dos electrodos, los iones positivos adyacentes a las partículas del suelo y las moléculas de agua unidos a los iones son atraídas a los cátodos (o pozo) al mismo tiempo que son repelidas por los ánodos. El agua libre en el interior de los espacios vacíos es llevada a lo largo del cátodo por un flujo viscoso. Una comparación del flujo electrosmótico con el flujo hidráulico a través de un tubo capilar se ilustra en la figura 11. La distribución real de velocidades y la promedio en los vacíos del suelo variará de acuerdo con la variación de los tamaños de los vacíos del suelo.

Fig 11. Comparación del flujo electrosmótico con el flujo hidráulico a través de capilaridad única. a) Flujo electrosmótico y b) Flujo hidráulico.



De acuerdo con Casagrande el coeficiente de permeabilidad electrosmótica " K_e " o la tasa de flujo electrosmótico es comparable al coeficiente de permeabilidad de algunas arenas, limos o arcillas. Casagrande reporta que para propósitos prácticos la mayoría de los suelos pueden tener un " $K_e = 0.50 \times 10^{-4}$ cm/s para un gradiente de 1 volt/cm.

II.9 Otros métodos

Cuando existan gravas trituradas, puede ser recomendable complementar el sistema de drenaje por una cortina de inyección alrededor del área por abatir y bombear lo requerido. Una lechada aprovechable consiste de bentonita, cemento Portland, un

aditivo reductor de la tensión superficial y agua. También pueden ser usados para la inyección gel de silicio y un producto comercial conocido como AM-9. Este tiene una característica viscosa que junto con el agua penetrará satisfactoriamente en la arena fina. Para que una inyección pueda ser efectiva, los vacíos del suelo deben ser suficientemente grandes para que penetre la lechada, los agujeros de la inyección deben estar muy juntos de modo que queden más o menos continuos y la profundidad de la inyección deberá penetrar completamente en el estrato por inyectar.

El agua subterránea también puede ser controlada congelando una zona del suelo alrededor del área a excavar. Sin embargo este procedimiento es algo más caro y requiere un diseño e instalación por expertos. Si la congelación no es completamente efectiva, la filtración del agua a través de una abertura pequeña de la barrera congelada en la excavación puede causar rápidamente inseguridad y por consecuencia problemas serios muy difíciles de solucionar una vez manifestados.

En excavaciones pequeñas se recomienda instalar un tablestacado alrededor del área por excavar, trabajando bajo el agua y colocando el concreto por medio de tubos tremie (muro tablestaca colado en sitio). Este método es usado frecuentemente en apoyos de puentes en el agua. Cuando existan restricciones de área de trabajo puede ser necesario utilizar una combinación de tablestacas y puntales con pozos o pozos punta instalados dentro o fuera del área a excavar.

III INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y PROPIEDADES DEL SUELO

Los principales factores que deben ser considerados antes de seleccionar y diseñar un sistema de abatimiento, son las condiciones geológicas del suelo en la vecindad inmediata del sitio a excavar, el tamaño y profundidad de la excavación, el tiempo de abatimiento, permeabilidad, estratificación, los espesores de los estratos permeables que se van a abatir, el nivel freático y la presión hidrostática bajo la excavación, así como su variación en las diferentes épocas del año, los niveles probables en un río cercano, el origen del agua subterránea en un radio de influencia probable para las condiciones geológicas del suelo en el sitio, nivel admisible del agua subterránea o la elevación de la presión hidrostática durante la excavación o construcción, protección contra inundaciones, efectos en estructuras vecinas o pozos al bajar el nivel freático, las características químicas y temperatura del agua subterránea y su variación con las estaciones del año. Todos estos factores deben ser considerados en el diseño de un sistema de abatimiento; sin embargo, los detalles de la investigación a realizar dependerán de las características del proyecto y de la complejidad del problema de abatimiento.

III.1 Geología y propiedades del suelo

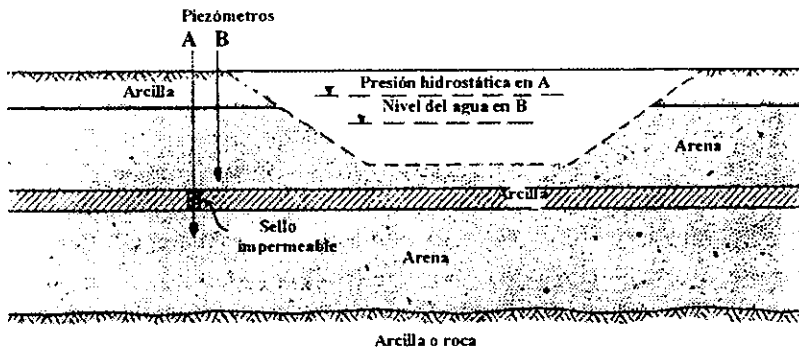
Un conocimiento preciso de las características de los suelos en el entorno de la excavación es de suma importancia para el diseño e instalación de un sistema de abatimiento. Los tipos de suelos y su estratificación donde se alojará la cimentación deben ser obtenidos haciendo sondeos apropiados. Para excavaciones grandes o profundas varios de estos sondeos deben penetrar el fondo de la excavación más una longitud suficiente que permita conocer las propiedades índice y mecánicas de los suelos subyacentes. Los sondeos deben estar suficientemente espaciados entre sí para mostrar una variación significativa en las condiciones del suelo que pudieran influir en el abatimiento, el flujo de agua, o el espaciamiento de los pozos o pozos punta. Las muestras deberán ser tomadas a intervalos suficientes para detectar cambios en los diferentes tipos de suelos. Para excavaciones grandes y profundas subyacidas por un estrato de arena, es importante definir el espesor del estrato de arena así como su coeficiente de permeabilidad. Los métodos de abatimiento generalmente más aprovechables para los diferentes tipos de suelos se indican en la figura 10.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal solicita un número mínimo de sondeos que son: un sondeo por cada 80 m del perímetro en las Zonas I y II, y en la zona III uno por cada 120 m de perímetro.

III.2 Nivel del agua y presión artésiana

Un conocimiento preciso del nivel freático y de cualquier estrato sometido a presión del agua en el sitio, es más importante en la planeación de una excavación que cualquier sistema de abatimiento o de alivio de presión. El nivel inicial del agua freática condiciona la elevación de la primera etapa de pozos punta o pozos que podrían instalarse. Por lo tanto, el nivel freático debe determinarse de los sondeos o preferentemente por piezómetros con la punta instalada en el estrato por abatir como se muestra en la figura 12.

Fig 12. Instalación de piezómetros para determinar el nivel del agua y la presión hidrostática y artésiana.



El nivel freático o la presión artésiana deben ser observados para conocer su evolución con el tiempo el cuál podrá variar con las estaciones del año o con los niveles de un río adyacente. El nivel freático o la presión hidrostática pueden correlacionarse con el nivel de cualquier corriente adyacente. Un aumento rápido en el nivel freático, con un aumento en el nivel del río, indica que el río puede ser una fuente de filtración. El nivel máximo de cualquier río cercano que puede presentarse durante la construcción deberá ser también determinado.

Para la mayoría de los suelos el nivel del agua subterránea durante la construcción debería de mantenerse al menos 0.50 a 1.50 m bajo el fondo de la excavación para garantizar condiciones de trabajo secas.

Cuando la excavación esta subyacida por un estrato de limo o arcilla que a su vez se apoya sobre un estrato de arena permeable sujeto a presión artésiana, el flujo ascendente en el fondo del estrato puede mantener húmedo el fondo de una excavación, aún cuando los pozos punta puedan estar operando en los taludes o en el pie de la excavación; si esta situación existe puede ser necesario bajar la carga hidráulica a la profundidad del estrato de arena bajo el fondo de la excavación por medio de pozos profundos o pozos punta. Si el estrato de arcilla, como se indica en la figura 12, está confinado, la carga hidráulica en el estrato de arena puede ser mayor que en el fondo de la excavación, sin embargo, la carga neta en el fondo de la excavación no debe exceder del 80% del peso sumergido del suelo en la parte superior del acuífero artésiano, si se quiere prevenir cualquier levantamiento o ebullición del suelo en el fondo de la excavación.

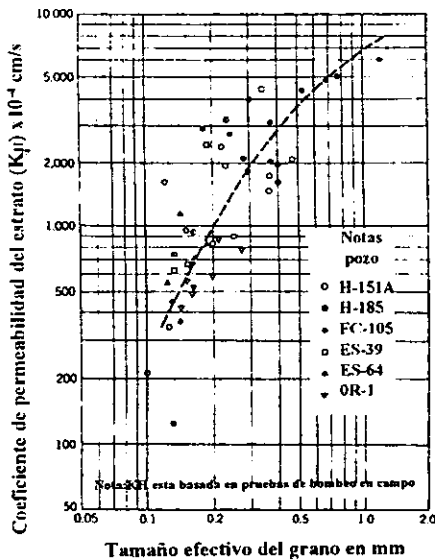
III.3 Coeficiente de permeabilidad en estratos permeables

La permeabilidad de los estratos de arena donde se busca abatir el NAF o la presión hidrostática deberá ser determinada antes de diseñar un sistema de abatimiento. Varios métodos pueden ser usados para determinar esta permeabilidad, el más simple es una clasificación visual de la arena por algún experto en Mecánica de Suelos y por comparación con la permeabilidad de alguna arena conocida. obtener el coeficiente de permeabilidad con ayuda de la siguiente tabla

(clasificación de los ingenieros de la armada de los U.S)	Coeficiente de permeabilidad $k \times 10^{-4} \text{ cm/s}$
Arena muy fina	50
Arena fina	200
Arena fina a mediana	500
Arena mediana	1000
Arena mediana a gruesa	1500
Arena gruesa	3000

Una mejor estimación de la permeabilidad puede ser obtenida a partir del D_{10} de las muestras de arena, usando relaciones empíricas entre D_{10} y k determinados de las pruebas de campo desarrolladas en las arenas ubicadas en la parte baja del río Mississippi, cuyos resultados se muestran en la figura 13. Sin embargo, estas relaciones empíricas pueden ser engañosas a menos que estén basadas en información confiable y sean aplicables al área del proyecto. Las pruebas de permeabilidad del laboratorio son usadas frecuentemente para estimar la permeabilidad de arenas uniformes, pero tales pruebas comúnmente no dan resultados indicativos de la permeabilidad real de muchas arenas, particularmente bien graduadas o arenas con gravas.

Fig 13. D_{10} contra el coeficiente de permeabilidad en sitio (Río Mississippi).



Las muestras de arena utilizadas en las pruebas de laboratorio pueden quedar segregadas o contaminadas con el lodo de la perforación durante las operaciones del muestreo conduciendo a resultados poco reales.

En proyectos que involucran grandes abatimientos, una prueba de bombeo en un pozo

que penetra completamente el estrato de arena a ser abatido permite conocer de manera mas realista el coeficiente de permeabilidad del estrato. El abatimiento en los pozos de prueba puede ser determinado por medio de piezómetros con la punta instalada en la formación de arena, colocados en una o más líneas, extendiéndose fuera del pozo de prueba un mínimo de 150 m. El coeficiente de permeabilidad puede ser representado por la ecuación 49 ó 59. Las lecturas de cada piezómetro pueden dar una indicación de la distancia efectiva del origen de la filtración o radio de influencia de los pozos de prueba. El nivel del agua en el pozo no puede ser usado en el cálculo de la permeabilidad de la arena sin una evaluación precisa de la pérdida al ingreso. Es conveniente que la bomba del pozo trabaje en tres rangos diferentes de gasto, observando la evaluación del abatimiento con el radio de influencia. Deberá llevarse un registro del abatimiento con el tiempo de bombeo y el pozo debe ser operado lo suficiente para alcanzar el abatimiento deseado con el radio de influencia del pozo

III.4 Origen del flujo de agua.

La distancia al origen efectivo de la filtración tiene un efecto apreciable en el diseño y operación de un sistema de abatimiento o alivio de presión, los efectos en ambos son la separación de los pozos o pozos punta y el flujo hacia el sistema. La fuente de filtración puede estar en el cauce de una corriente cercana u otro cuerpo de agua que pueda estar en contacto con el estrato permeable a ser abatido; el flujo viene del acuífero hacia el desagüe, distancia comúnmente conocida como radio de influencia; el agua puede fluir al área a ser abatida desde un río adyacente y desde el acuífero mismo.

La fuente de la filtración depende en gran parte de las fracturas geológicas del área, corrientes o cuerpos de agua adyacentes, de la permeabilidad del depósito de arena y del abatimiento. Cuando la fuente de filtración es solamente del depósito permeable, la distancia o radio de influencia puede estimarse mediante las pruebas de bombeo, determinando la curva de abatimiento por medio de piezómetros o bien de relaciones empíricas entre el radio de influencia y la permeabilidad de la arena, a partir de correlaciones de campo, tal como se ilustra en la figura N° 38. Generalmente el radio de influencia es grande para arenas gruesas muy permeables, a diferencia de las arenas finas, ya sea para flujo por gravedad o artesiano. El radio de influencia puede agrandarse incrementando el abatimiento. La magnitud de estos efectos depende del flujo, si es por gravedad o si es artesiano. Sin embargo, estos efectos son difíciles de

estimar numéricamente y por lo tanto el radio de influencia debe ser estimado conservadoramente

III.5 Otros factores

Algunas aguas subterráneas son muy corrosivas, y otras contienen hierro u otros carbonatos que al cabo del tiempo forman incrustaciones obstruyendo total o parcialmente el cedazo y reduciendo su eficiencia. Por consiguiente en las consideraciones de diseño y operación de un sistema de abatimiento están las propiedades químicas del agua subterránea.

La corrosión del cedazo generalmente consiste de tres tipos: 1) químicos directos, 2) *dezincificación* o selectivo y 3) electrolítico (galvanización). El primer tipo puede ser atribuido a la destrucción o solución del metal por químicos en el agua. La *dezincificación* consiste esencialmente de un metal o una aleación que ha sido alterado, dejando en el metal desperdicios de metal poroso. Resulta de la diferencia de potencial electroquímico en los metales de la aleación cuando están sumergidos en agua salina o ligeramente ácida con la presencia de oxígeno. La corrosión galvanizada ocurre cuando dos metales similares son conectados eléctricamente en una solución que conducirá electricidad.

La colmatación del cedazo, del filtro de grava y de la arena alrededor de los pozos resulta de la precipitación de materiales acarreados a los pozos, tales como carbonatos de calcio y magnesio, óxidos de compuestos de hierro en solución que al entrar en contacto con aire forman un material "*ocherous*", la disposición del suelo acarreado a los pozos y en algunos casos es el resultado de la presencia de microorganismos.

Las características químicas del agua subterránea que contribuyen a la corrosión e incrustación son:

Ph
Dióxido de Carbono

Alcalinidad
Dureza
Cloratos
Hierro
Sulfuro de Hidrogeno
Carbonatos

Un Ph abajo de 7.0 indica que el agua es ácida y que tenderá a la corrosión. El dióxido de carbono libre es la principal causa de acidez y bajo Ph en el agua subterránea. La alcalinidad en el agua existe en tres formas: bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos; dichos compuestos son un indicativo del potencial de incrustación en el agua. La dureza es debida principalmente a la presencia de compuestos de calcio y magnesio, generalmente en forma de carbonatos, sulfatos y cloratos. Cuando los minerales de sal son disueltos en las aguas subterráneas, una porción de esas sustancias saldrán de la solución cuando la presión en el agua se reduzca. Por ejemplo, si el abatimiento en el pozo es producido por bombeo, se libera bastante dióxido de carbono que perturba la solución balanceada, las partículas sólidas de carbonatos y sulfatos se incrustarán en el cedazo y en la grava o arena alrededor del pozo. Generalmente los cloratos en el agua subterránea en cantidades menores de 100 ppm no son un problema en el abatimiento; sin embargo, esto puede ser un problema cuando se tengan grandes concentraciones. Las aguas salinas promueven la acción de la galvanización en el cedazo y se propaga a diferentes metales. El hierro o compuestos de hierro (generalmente bicarbonatos o sulfatos) en el agua subterránea se pueden precipitar en el cedazo y en el pozo o bomba, particularmente donde el agua tiene acceso al aire o esta sujeta a acciones violentas de turbulencia, tal como sucede en una bomba.

Las causas más comunes de corrosión son:

1. Bajo Ph acompañado con baja alcalinidad, baja dureza y alto contenido de dióxido de carbono.
2. Alto contenido de oxígeno disuelto
3. Presencia de sulfuro de hidrogeno, dióxido de sulfuro o gases similares
4. Presencia de ácidos orgánicos o sulfuros de hierro

La corrosión puede ser minimizada usando metales que sean resistentes a dicho fenómeno como madera o plásticos o acero revestido con asfalto. Los metales o aleaciones graduadas más utilizadas para resistir los ataques del agua subterránea son los siguientes:

Bronce
Acero inoxidable
Latón
Fierro galvanizado

La causa principal de colmatación en pozos es la presencia de incrustaciones en el agua subterránea y la liberación de dióxido de carbono como resultado de reducir la presión en el pozo, causado por el bombeo y/o la oxidación del fierro en el agua, como resultado de ponerse en contacto el agua subterránea con el oxígeno o un cambio en el balance de la solución, a medida que el agua se dirige hacia el pozo. El lugar donde la incrustación va a formarse no se puede prevenir totalmente, sin embargo, se pueden minimizar sus efectos mediante las siguientes acciones:

1. Instalando pozos o pozos punta de tal forma que el flujo de agua entre con la resistencia mínima
2. Diseñando los pozos para que las velocidades de entrada no sean excesivas
3. Abatir únicamente lo necesario en cualquier pozo
- 4 Limpiar el pozo, de preferencia antes de que la incrustación sea excesiva

La temperatura del agua subterránea, particularmente cerca de la corriente, puede variar con las estaciones del año, afectando el gasto de operación. Un cambio en la temperatura del agua de 1°F cambiará el gasto en 1.5%. Así para grandes abatimientos, puede ser conveniente considerar este factor en el diseño y operación del sistema.

Cuando la excavación está cerca de un arroyo o agua libre es posible hacer una medición del nivel máximo del río o nivel probable a ocurrir durante el abatimiento, lo cual debe ser tomado en cuenta en el proyecto para proteger el equipo contra inundación

Cuando el agua a ser abatida es adyacente a estructuras cimentadas en arenas saturadas sueltas, se debe tener especial cuidado para evitar cualquier asentamiento perjudicial de tales estructuras como resultado de bajar el nivel freático. Por consiguiente previo al inicio de cualquier operación de abatimiento a gran escala, se deben conocer las condiciones de las estructuras adyacentes, así como la posición del nivel freático. Si durante la excavación se provoca un excesivo abatimiento en las estructuras adyacentes puede ser necesario recimentar dichas estructuras o bien instalar pozos de recarga para mantener las condiciones originales del nivel freático.

IV FUNDAMENTOS DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS

El diseño de un sistema de abatimiento y/o alivio de presión requiere de la determinación del número, tamaño, separación y penetración de los pozos punta o profundos y la tasa con la cual el agua debe ser bombeada. El tamaño y capacidad de los colectores y bombas dependerá de los requerimientos de descarga y el correspondiente abatimiento en los pozos. Por consiguiente, es necesario establecer las relaciones fundamentales entre descarga de los pozos y su correspondiente abatimiento producido en el estrato permeable con relación a su penetración. No se pretende presentar el desarrollo de las fórmulas usadas en el diseño, sin embargo, algunas de ellas serán tratadas con más detalle con la finalidad de conocer sus alcances y limitaciones.

La tasa de descarga necesaria para producir el abatimiento requerido se calcula mediante una ecuación la cual relaciona la pérdida de carga hidráulica y el flujo de agua a través de los poros del suelo. En general, el flujo del agua subterránea es laminar y se comporta de acuerdo a la ley de Darcy. Las siguientes ecuaciones pertenecen al diseño del flujo en pozos y abatimientos causados por bombeo y están basadas en la ecuación de continuidad y la ley de Darcy. Se supone también que cualquiera de los sistemas de abatimiento o de alivio de presión están en un estrato permeable, homogéneo, isótropo o si son anisotrópicos pueden ser transformados en un estrato isótropo equivalente.

Generalmente los pozos se clasifican como artesianos o a gravedad, dependiendo de las condiciones del flujo en los estratos permeables en los cuales el cedazo del pozo se coloca. Las hipótesis que se establecen para el análisis del flujo artesiano, a gravedad o una combinación de ambos, conducen a una ecuación para la descarga y el abatimiento causados por un pozo o por varios. Para facilitar la comprensión de los principios involucrados en el desarrollo de las ecuaciones, es conveniente considerar primero los fundamentos del flujo en una zanja vertical y de las *redes de flujo*, dado que ambos son indispensables en el diseño de sistemas de abatimiento.

IV.1 Flujo hacia una zanja proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente

Zanja con penetración total en el estrato permeable.

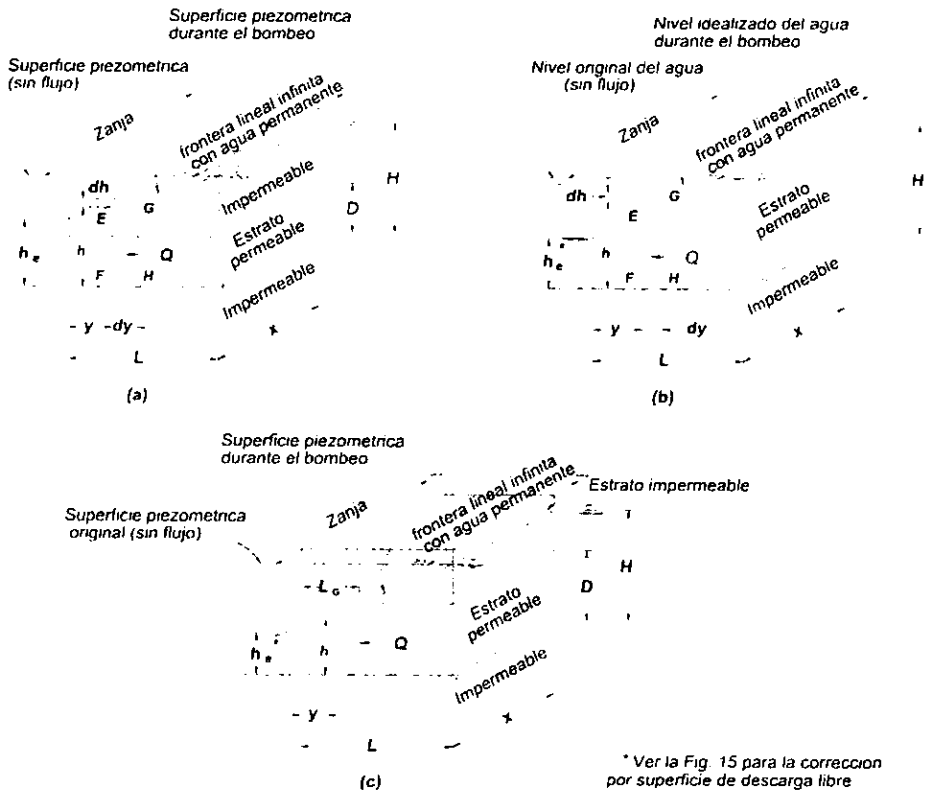
Cuando un sistema de abatimiento consiste de una línea de pozos muy juntos, una solución aproximada para el abatimiento producido por estos pozos se obtiene de considerar a esta línea de pozos equivalente a una zanja. La validez de esta suposición depende de la separación de los pozos, cuando los pozos están más juntos éstos tienden a aproximarse a una línea continua hundida o zanja. Como las ecuaciones para flujo y el abatimiento piezométrico causado en la zanja son usados en la evaluación del flujo en sistemas complejos de pozos, dichas ecuaciones se desarrollarán más adelante. Aunque las ecuaciones están basadas en la suposición de que la zanja es de longitud infinita, el flujo por unidad de longitud es constante, en realidad una zanja o una línea de pozos o pozos punta tendrán una longitud finita.

Cuando la zanja tiene una longitud finita separada una distancia L de la frontera lineal infinita con agua permanente, el flujo en la zanja será el mismo, como si la zanja fuera de longitud infinita, excepto dentro de una distancia de $0.5L$, en la terminación de la zanja. Si los pozos son de longitud infinita cerca de los extremos de la zanja el flujo será mayor y la reducción de carga será menor. Las condiciones cerca de los extremos de los pozos pueden ser evaluadas mediante una red de flujo en planta.

Para flujo artesiano consideremos un estrato permeable, homogéneo e isótropo de espesor constante D , limitado inferiormente por un estrato horizontal impermeable como se ilustra en la figura 14a. Supongamos que el flujo proveniente de la frontera lineal infinita, entra al estrato permeable y emerge del mismo en línea vertical hacia la zanja que penetra totalmente. Se supone que tanto el pozo como la frontera lineal son de longitud infinita. Además, se considera que el agua es bombeada continuamente de la zanja, pero que durante el bombeo el nivel del agua está en o sobre la parte superior del estrato. Bajo estas condiciones el flujo es "confinado", o "artesiano", debido a que la carga h en cada punto en el estrato estará en, o sobre, la parte superior del estrato.

También se supone que no ocurre ninguna pérdida de carga hidráulica en los pozos debido al flujo del agua subterránea desde el suelo a la zanja. En la naturaleza estas condiciones pueden ser aproximadas cuando una línea de pozos estrechamente espaciados entre sí son instalados cerca y paralelos al río en el cual el estrato permeable esta expuesto. Las relaciones entre h y el gasto de descarga Q de la zanja por unidad de longitud x del sistema, después de que el equilibrio se ha alcanzado, se puede obtener considerando las condiciones de flujo en el elemento vertical $EFGH$ mostrado en la figura 14a. El flujo Q a través del elemento puede ser expresado como sigue:

Fig 14. Flujo hacia una zanja con penetración total en el estrato permeable proveniente de una frontera lineal con agua permanente, ambos de longitud infinita. a) flujo artesiano, b) flujo a gravedad y c) flujo combinado artesiano y gravedad.



* Ver la Fig. 15 para la corrección por superficie de descarga libre

$$Q = kiA \quad (1)$$

Donde:

Q= Gasto a través del área A por unidad de tiempo

k= Permeabilidad del estrato permeable en la dirección del flujo

i= Gradiente Hidráulico producido por el flujo

De la figura 14a se muestra que:

$$i = \frac{dh}{dy} \quad \text{y} \quad A = Dx \quad (2)$$

Sustituyendo la ec. 2 en la ec. 1, resulta la siguiente expresión

$$Q = kDx \frac{dh}{dy} \quad \text{y} \quad dh = \frac{Qdy}{kDx} \quad (3)$$

Integrando se tiene

$$h = \frac{Qy}{kDx} + C \quad (4)$$

El valor de C se obtiene sustituyendo en la ec. 4 las condiciones de frontera: $h = h_e$ cuando $y = 0$, por lo que $C = h_e$, por lo que la ec. 4 queda:

$$h = \frac{Qy}{kDx} + h_e \quad (5)$$

La expresión para el gasto Q se obtiene sustituyendo en la ec. 5 las condiciones de frontera imperantes en la frontera lineal con agua permanente $h = H$ cuando $y = L$, por la que la ec. 5 se convierte en:

$$Q = \frac{kDx}{L}(H - h_e) \quad (6)$$

El abatimiento $(H-h)$ a cualquier distancia y de la zanja se obtiene de la combinación de las ecs. 5 y 6 de la cual resulta:

$$H - h = \frac{Q}{kDx}(L - y) = \frac{L - y}{L} \frac{Q}{kDx}(H - h_e) \quad (7)$$

Para el flujo a gravedad o "no confinado", se considera una zanja vertical de longitud infinita que penetra completamente en un estrato permeable, homogéneo e isótropo que contiene una superficie horizontal de agua libre y está limitada en la base por un estrato impermeable horizontal. Además, se supone que el estrato permeable está alimentado por una frontera lineal infinita con agua permanente, como se muestra en la figura 14b. Para una condición de equilibrio la ecuación para el gasto Q por unidad de longitud x del sistema puede ser desarrollada de manera similar que para el caso artesiano. En el desarrollo de esta ecuación se supone que cualquier línea vertical bajo la curva de abatimiento o superficie libre de agua, esto es, el gradiente hidráulico, es constante e igual a la pendiente de la curva de abatimiento en el punto donde la línea vertical intersecta a la curva de abatimiento. Esta última suposición comúnmente es referida como la suposición de Dupuit-Forchheimer (citados por Leonards, ref. 12 y 13). Considerando el flujo a través del elemento vertical $EFGH$ mostrado en la figura 14b y aplicando la ley de Darcy

$$Q = kiA \quad (1)$$

y considerando que:

$$i = \frac{dh}{dy} \quad \text{y} \quad A = hx \quad (8)$$

Sustituyendo la ec. 8 en la ec 1, se tiene:

$$Q = khx \frac{dh}{dy} \quad \text{o} \quad h(dh) = \frac{Q}{kx} dy \quad (9)$$

Integrando la ec. 9 y sustituyendo las condiciones de frontera $y = 0, h = h_e$ y $y = L, h = H$ se obtiene la siguiente expresión:

$$h^2 = \frac{2Qy}{kx} + h_e^2 \quad (10)$$

y

$$Q = \frac{kx}{2L} (H^2 - h_e^2) \quad (11)$$

Combinando las ecuaciones 10 y 11 se obtienen las siguientes expresiones para la carga h y el término $H^2 - h_e^2$.

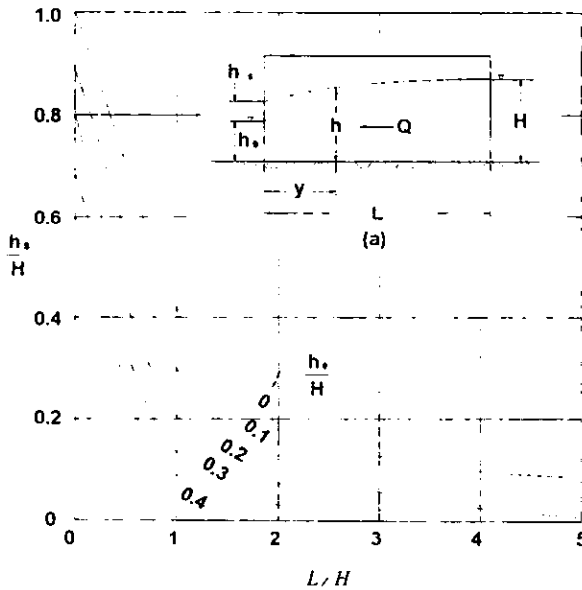
$$h^2 = \frac{y}{L} (H^2 - h_e^2) + h_e^2 \quad (12)$$

$$H^2 - h_e^2 = \frac{2Q}{kx} (L - y) = \frac{(L - y)}{L} (H^2 - h_e^2) \quad (13)$$

La curva de abatimiento tendrá a una elevación más alta en relación con los valores de h calculados con la ec. 10 o la ec. 12, tal como se indica en la figura 15a, debido al flujo vertical en la zanja. La altura h_s de esta superficie de descarga libre y la curva de

abatimiento correspondiente se puede estimar de la figura 15b desarrollada por Chapman (citado por Leonards, ref. 14).

Fig 15. Flujo a gravedad en una zanja que penetra completamente el estrato permeable con una frontera lineal infinita con agua permanente y altura de descarga de superficie libre a) sección a través del sistema de flujo, b) factor de corrección por altura de descarga de superficie libre.



Excepto cuando L/H y/o h_0/H son pequeños, la forma de la curva de abatimiento puede determinarse satisfactoriamente de las ecs. 10 y 12. Cuando no sea el caso, la curva de abatimiento deberá determinarse del cálculo de la carga h de la siguiente expresión:

$$H^2 - h^2 = \frac{L-y}{L} \left[H^2 - (h_0 + h_s)^2 \right] \quad (14)$$

Comparando las ecs. 13 y 14 resulta obvio que cuando h_s es muy pequeño comparada con h_0 , las ecuaciones son esencialmente idénticas. Independientemente de la altura de la superficie de descarga libre h_s , la descarga Q puede calcularse de la ec. 11, usando la altura del agua h_0 en la zanja como el valor de h_e .

En el desarrollo de las ecuaciones para flujo artesiano en una zanja, se supuso que la tasa de bombeo fue tal que el nivel del agua en la zanja no fue abatido debajo de la parte superior del estrato permeable. Sin embargo, en la práctica, puede ser necesario abatir una excavación que se extiende a través de la parte superior de un estrato relativamente impermeable y dentro de un substrato permeable. Por lo tanto es necesario considerar el efecto del abatimiento del nivel del agua bajo la parte superior del estrato permeable. Este caso es conocido como caso artesiano-gravedad y es ilustrado en la figura 14c. De esta figura se nota que cerca de la frontera lineal con agua permanente el flujo es artesiano, mientras que el flujo a gravedad ocurre en la vecindad de la zanja. La distancia L_G desde la zanja al punto donde se presenta el cambio de flujo de artesiano a gravedad (punto en que la superficie piezométrica coincide con la parte superior del estrato permeable) puede determinarse como sigue: el flujo artesiano Q_1 se puede obtener de la ec. 6 sustituyendo D por h_e y $L-L_G$ por L . De manera similar, el flujo a gravedad Q_2 se puede obtener de la ec. 11 sustituyendo D por H y L_G por L , obteniéndose las siguientes ecuaciones:

$$Q_1 = kI \times \frac{H - D}{L - L_G} \quad (15)$$

y

$$Q_2 = \frac{kx}{2L_G} (H^2 - h_e^2) \quad (16)$$

como Q_1 tiene que ser igual a Q_2

$$L_G = \frac{L(D^2 - h_c^2)}{2DH - D^2 - h_c^2} \quad (17)$$

sustituyendo L_G en la Ec 16

$$Q = \frac{kx(2DH - D^2 - h_c^2)}{2L} \quad (18)$$

La superficie piezométrica se obtiene de las dos expresiones siguientes para cargas que son derivadas de las ecs. 7 y 12.

$$\text{para } y \leq L_G, \quad h = \sqrt{\left(\frac{y}{L}(D^2 - h_c^2) + h_c^2\right)} \quad (19)$$

$$\text{para } y \geq L_G, \quad h = \left(\frac{H - D}{L - L_G}\right)(y - L_G) + D \quad (20)$$

De lo anterior se observa que el problema del flujo artesiano-gravedad se resuelve determinando primero el punto en que el flujo cambia de artesiano a gravedad y considerando la zona adyacente a la zanja como un flujo a gravedad. Dado que la ec. 19 no considera la influencia de la altura de la descarga libre en la zanja en el resultado de la curva de abatimiento, la siguiente expresión deberá usarse para calcular la carga h , siendo " y " menor que L_G

$$h = \sqrt{\left(D^2 - \left(\frac{L_G - y}{L_G}\right)(D^2 - (h_u + h_s)^2)\right)} \quad (21)$$

Donde los valores de h_s se obtienen de la figura 15b usando L_G por L y D por H .

Zanja con penetración parcial en el estrato permeable

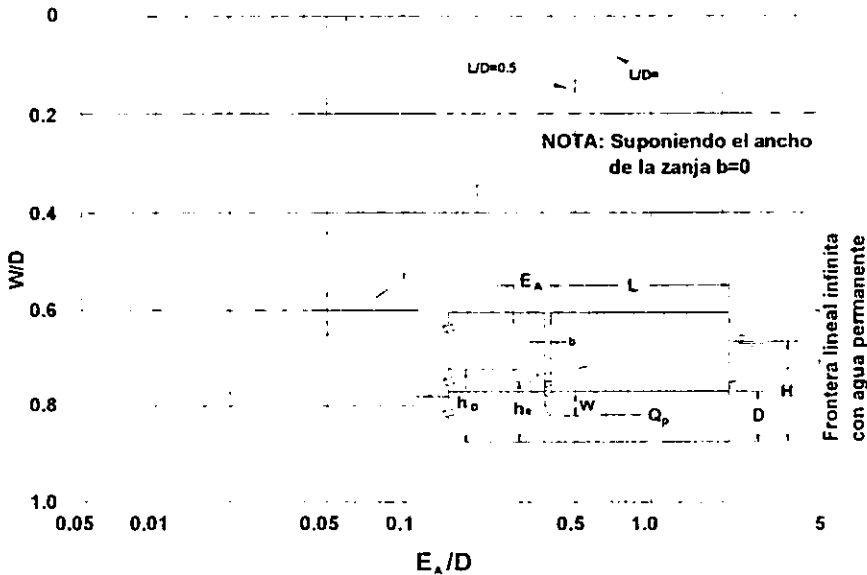
Las ecuaciones anteriores para el flujo en la zanja se basaron en la suposición de que la zanja penetra completamente en el estrato permeable a ser abatido. Frecuentemente el espesor del estrato permeable es demasiado grande para permitir el uso de un sistema de abatimiento económico que lo penetre completamente, y por lo tanto, es necesario considerar la influencia del sistema que penetra parcialmente en la reducción de la presión hidrostática en el estrato permeable. Solamente se presentan los casos de flujo artésiano y a gravedad, ya que las relaciones para el caso combinado de ambos flujos se obtienen del flujo a gravedad después de determinar el punto en que se presenta el cambio de flujo. Este punto se determina igualando el flujo a gravedad con el flujo artésiano y resolviéndolos para la distancia L_G , usando procedimientos similares a los descritos en los párrafos anteriores.

En la figura 16 se ilustra el flujo de agua en una zanja que penetra parcialmente en el acuífero artésiano con flujo suministrado por una frontera lineal infinita con agua permanente. El gasto Q_p en la zanja se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_p = \frac{kI\alpha(H - h_s)}{L + E_A} \quad (22)$$

Donde E_A es un factor de longitud adicional que depende de la relación de penetración de la zanja W al espesor del estrato permeable D , y se determina de la figura 16 desarrollada por Barron (citado por Leonards, ref. 15).

Fig 16. Flujo artesiano hacia una zanja que penetra parcialmente al estrato permeable proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.



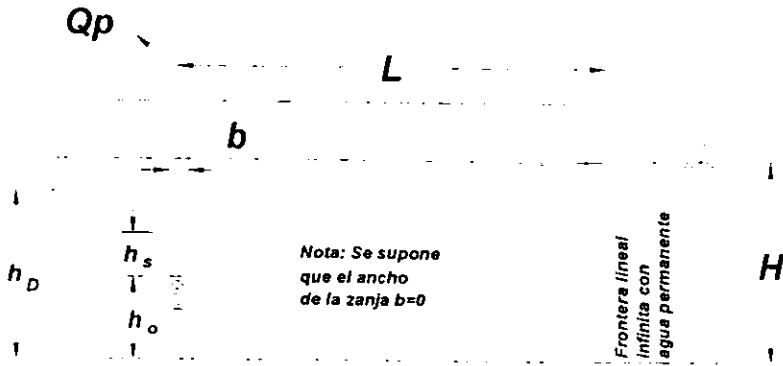
Como se ilustra en la figura 16, la máxima carga residual h_o a una cierta distancia aguas abajo de la zanja es mayor que en la zanja y se calcula con la siguiente ec.

$$h_o = \frac{E_a(H - h_e)}{L + E_a} + h_e \tag{23}$$

Así cuando los pozos están separados una distancia muy pequeña se consideran equivalentes a una zanja, la carga aguas abajo de la zanja debe ser considerada dado que excederá a la de la zanja.

El flujo y abatimiento causado por el bombeo en una zanja con penetración parcial en el estrato permeable, proveniente de una frontera lineal infinita bajo condiciones de flujo a gravedad, como se ilustra en la figura 17, se calcula de resultados de estudios de modelos realizados por Chapman (citado por Leonards, ref. 16).

Fig 17. Flujo a gravedad hacia una zanja que penetra parcialmente en el estrato permeable proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.



El gasto en la zanja Q_p se calcula con la siguiente expresión y con los símbolos que se indican en la figura 17.

$$Q_p = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_0}{H} \right) \frac{kx}{2L} (H^2 - h_0^2) \quad (24)$$

La carga residual máxima h_D aguas abajo de la zanja se obtiene de la siguiente ecuación:

$$h_D = h_0 \left(\frac{1.48}{L} (H - h_0) + 1 \right) \quad (25)$$

Como en el caso de flujo artesiano, la carga h_D excede a la de la zanja y por lo tanto es de importancia práctica. Las ecuaciones 24 y 25 son validas para valores de $\frac{L}{H} \geq 3$, que están cerca del rango en la mayoría de los problemas de campo.

IV.2 Flujo hacia una zanja proveniente de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente

Zanja que penetra totalmente al estrato permeable. Generalmente el flujo en una zanja de longitud infinita se originará en ambos lados de la zanja, en lugar de un solo lado. Cuando la zanja está colocada paralelamente y a la mitad de las dos fronteras lineales, el flujo para un cierto abatimiento de carga será el doble de las ec. 6, 11 ó 18, donde el valor de L usado en estas ecuaciones corresponde a la distancia desde la zanja hasta cualquiera de las dos fronteras lineales.

Zanja que penetra parcialmente. Cuando una zanja de longitud infinita penetra parcialmente al estrato permeable que es bombeado, el flujo en la zanja será simétrico con respecto a la zanja y puede ser considerado como originado por las dos fronteras lineales que son equidistantes y paralelas a la zanja. Este caso se encuentra con frecuencia en la práctica y siguen siendo un punto controvertido para sistemas de flujo artesiano y a gravedad.

El flujo artesiano en una zanja que penetra parcialmente, paralela y colocada a la mitad de las dos fronteras como se muestra en la figura 18a, se calcula con la siguiente expresión:

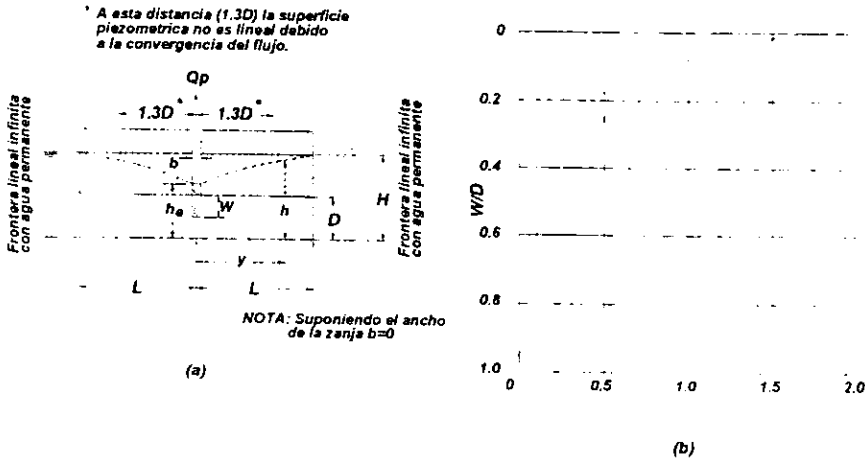
$$Q_p = \frac{2kI\lambda(H - h_c)}{L + \lambda L} \quad (26)$$

Donde: L = Distancia desde la zanja a cualquiera de las dos fronteras

λ = Un factor que depende del cociente W/D , y se indica en la figura 18b

La distancia " y " desde la zanja alcanzará un valor máximo de $1.3D$, la carga h se incrementa linealmente conforme crece " y ", y puede calcularse como sigue:

Fig 18. Flujo artesiano hacia una zanja que penetra parcialmente, paralela y ubicada a la mitad de las dos fronteras lineales infinitas con agua permanente. a) corte a través del sistema del flujo. b) factor λ contra el cociente W/D .



$$h = h_c + (H - h_c) \frac{y + \lambda D}{L + \lambda D} \tag{27}$$

En la región cerca de la zanja ($y < 1.3D$), la carga h no varía linealmente con “ y ” debido a la convergencia del flujo en la zanja. Tal patrón de flujo se muestra en la figura 22. En la vecindad de la zanja la carga h en la parte superior del estrato permeable puede ser estimada gráficamente dibujando una curva uniforme entre la carga h_c en la zanja y en $y=1.3D$, calculada con la ec. 27. Esta curva debe ser dibujada tangente a la inclinación de la curva piezométrica en $y=1.3D$, en la cual la inclinación es igual a $\frac{(H - h_c)}{L + \lambda D}$, como se ilustra en la figura 18a. La distancia desde la zanja en que la carga no es influenciada por la convergencia del flujo se incrementa a medida que crece la penetración de la zanja en el estrato permeable. Sin embargo, el valor de 1.3D sugerido anteriormente puede ser usado en problemas de diseño aún cuando el porcentaje de penetración de la zanja es relativamente pequeño.

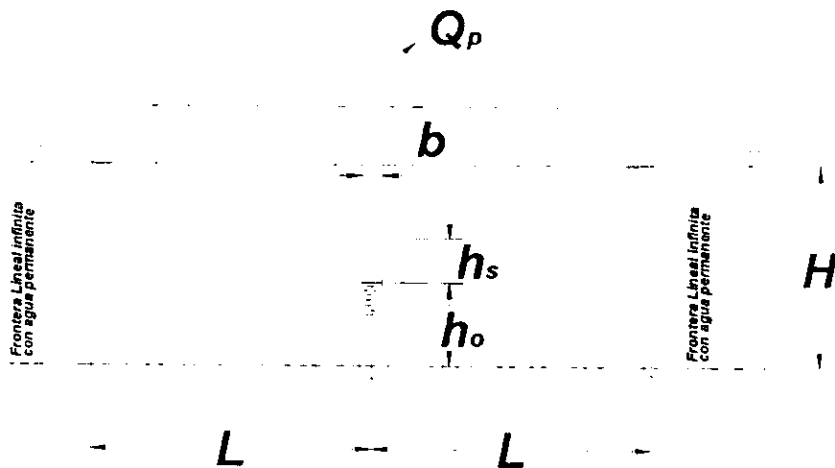
El flujo en una zanja que penetra parcialmente colocada entre las dos fronteras lineales

infinitas bajo condiciones de flujo a gravedad como se muestra en la figura 19, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_p = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_0}{H} \right) \frac{kx}{L} (H^2 - h_0^2) \tag{28}$$

Esta ecuación esta basada en el modelo estudiado por Chapman para flujo a gravedad hacia una zanja proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente que penetra parcialmente. En el caso del modelo, parte del flujo pasa por debajo de la zanja y entra desde el lado aguas abajo, mientras que si la zanja se hubiera ubicado a la mitad de las dos fronteras lineales el patrón de flujo habría sido simétrico con respecto a la zanja.

Fig 19. Flujo a gravedad hacia una zanja que penetra parcialmente en el estrato permeable proveniente de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente, estando ubicada a la mitad y paralela a las dos fronteras.



Usando la ec. 28 que implica que el gasto en la zanja que penetra parcialmente, ubicada a la mitad y paralela de las dos fronteras lineales, es dos veces el gasto que se tiene para una sola frontera lineal infinita, es posible estimar el gasto requerido para

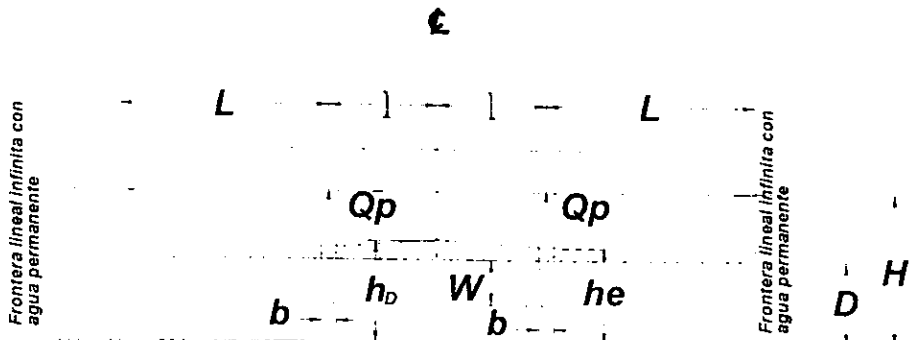
producir un abatimiento piezométrico dado. Los resultados del modelo se basaron en casos donde $\frac{L}{H} \geq 3$.

IV.3 Flujo hacia dos zanjas que penetran parcialmente en el estrato permeable separadas una distancia $2l$ y paralelas a dos fronteras lineales infinitas con agua permanente.

Considérese el caso donde es necesario desaguar una gran excavación por medio de dos líneas de pozos estrechamente espaciados entre si que penetran parcialmente, simulando dos zanjas como se indica en la figura 20. Si el flujo en ambas zanjas es simétrico cerca del centro de la excavación, se puede considerar como originado en las dos fronteras equidistantes, tal como se muestra en la figura 20.

El flujo artésiano cercano a las dos zanjas se calcula por la ec. 22, usando el valor de E_A dado en la figura 16. También la carga h_D entre las zanjas puede estimarse de la ec. 23.

Fig 20. Flujo artésiano hacia dos zanjas que penetran parcialmente en el estrato permeable, proveniente de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente.



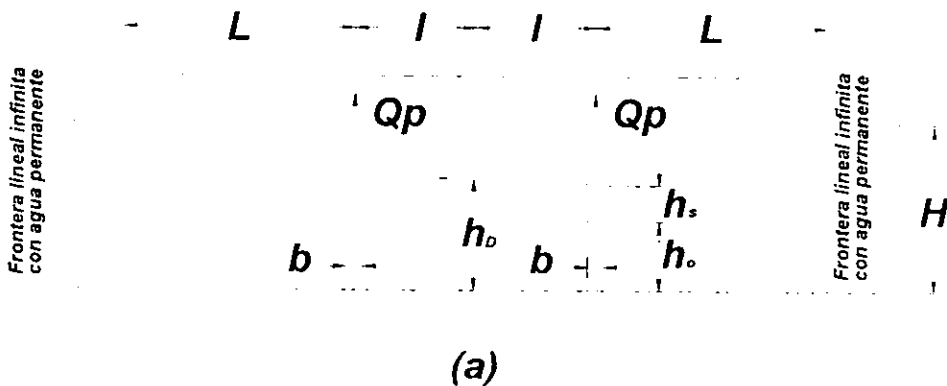
La carga calculada será bastante confiable excepto cuando las zanjas estén muy cerca una de otra. En este caso se obtiene una estimación ligeramente conservadora mediante la ec. 23, la cual supone que las zanjas están suficientemente separadas de modo que no afecten la distribución de presiones en/o cerca de la otra.

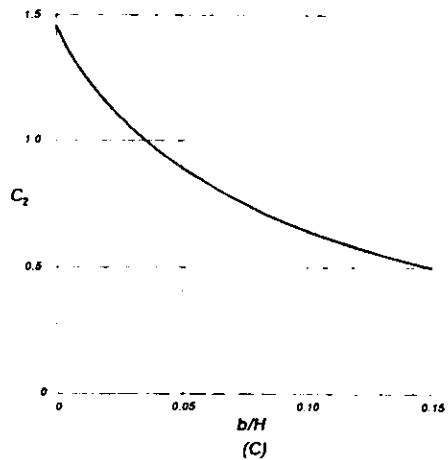
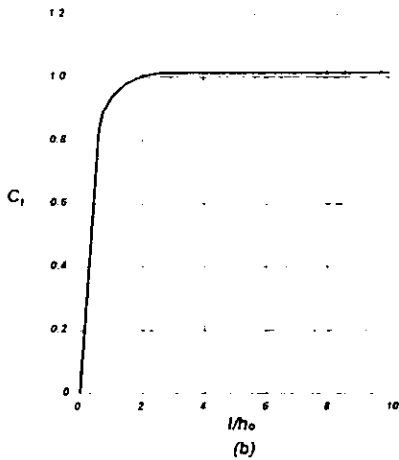
Una relación aproximada entre el gasto y el abatimiento causado por el bombeo en las dos zanjas paralelas que penetran parcialmente al estrato permeable, bajo condiciones de flujo a gravedad, proveniente de las dos fronteras lineales como se muestra en la figura 21a, se obtiene de los resultados del modelo estudiado por Chapman para valores de $\frac{L}{H} \geq 3$. El gasto en cualquier zanja se calcula con la ec. 24. La carga residual h_D a la mitad de las dos zanjas se calcula con la siguiente expresión:

$$h_{D'} = h_n \left[\frac{C_1 C_2}{L} (H - h_n) + 1 \right] \tag{29}$$

Donde C_1 y C_2 se obtienen de las figuras 21b y 21c respectivamente.

Fig 21. Flujo a gravedad hacia dos zanjas que penetran parcialmente proveniente de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente. a) corte, b) factor C_1 y c) factor C_2 .





IV.4 Redes de flujo

El uso de una representación gráfica del flujo de agua a través del suelo, y, por consiguiente, la solución gráfica de la ec. de Laplace, es de gran ayuda en el diseño adecuado de sistemas de abatimiento y alivio de presión. Además, es mucho más fácil obtener una solución gráfica (redes de flujo) en lugar de una solución matemática de la ec. de Laplace. El propósito de esta sección es discutir brevemente las relaciones básicas para trazar una red de flujo y las ecuaciones para el gasto de filtración. La habilidad en la construcción de redes de flujo se adquiere por la práctica y el estudio de redes construidas adecuadamente. Excelentes tratados de las redes de flujo y su construcción son dados por Casagrande, Taylor y Barron (citados por Leonards, ref. 17, 18 y 19).

La trayectoria que sigue una partícula de agua a través de la masa de suelo saturado se llama "línea de flujo". La distribución de la carga hidráulica en la red causada por el flujo a través del suelo se representa por "líneas equipotenciales". Una línea equipotencial representa el contorno de igual carga; por lo tanto diferentes piezómetros con sus puntas instaladas en cada línea equipotencial registrarán la misma altura de agua.

Una red de flujo puede ser construida ya sea para representar en planta el patrón de filtración o estudiar una sección de la misma, o ambos, dependiendo de las necesidades del diseñador. Cuando se necesite construir una red de flujo en suelos anisótropos, la sección tiene primero que ser transformada en una donde las permeabilidades horizontal y vertical sean iguales, y una vez hecho esto seguir las siguientes reglas:

1. Las líneas de flujo y las líneas equipotenciales se intersectan en ángulos rectos (90°) y formando cuadrados o rectángulos.
2. Cuando la sección completa no pueda ser dividida adecuadamente en cuadrados, entonces se harán rectángulos con la relación de la longitud de sus lados constante.
3. Una descarga bajo presión atmosférica (en contacto con aire) no es una línea de flujo ni una línea equipotencial, y por lo tanto los cuadrados son incompletos y las líneas de flujo así como las líneas equipotenciales no tienen que intersectar a tal frontera en ángulos rectos.
4. En un sistema de flujo a gravedad, las líneas equipotenciales intersectan a la línea de filtración o superficie freática en intervalos iguales de elevación, cada intervalo será una fracción constante de la carga neta total H' .

A partir de la red de flujo, el gasto q por unidad de ancho y la carga h en cualquier punto puede ser determinado por medio de las siguientes ecuaciones:

$$q = k H' \frac{N_f}{N_c} = k (H - h_e) \frac{N_f}{N_c} \tag{30}$$

$$h = \frac{h_e}{N_c} H' = \frac{h_e}{N_c} (H - h_e) \tag{31}$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad del suelo

N_f = número de canales de flujo en la red

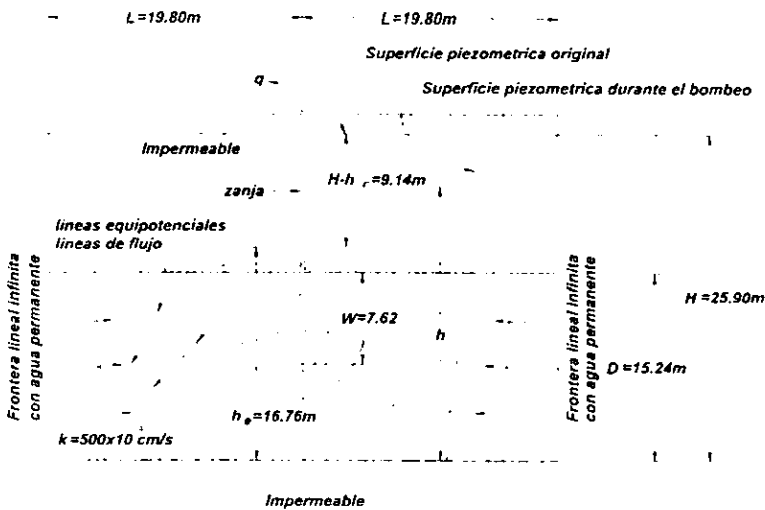
N_e = número total de caídas de potencial entre la carga total H y la carga h_e en puntos de flujo existente

n_e = número de caídas de potencial existentes en puntos en los cuales se desea conocer la carga hidráulica.

En la notación del sistema anterior $H' = H - h_e$, y el gasto unitario q es igual al gasto total Q dividido entre la longitud x del flujo del sistema en una sección de la red de flujo, y a su vez q es igual a Q dividido por el espesor efectivo D del estrato permeable en una planta de la red de flujo.

Un ejemplo de una sección de red de flujo se muestra en la figura 22. Obsérvese el patrón de filtración que se desarrolló en un acuífero artesiano en el cual penetra parcialmente una zanja y el flujo hacia la zanja proviene de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente equidistantes a la zanja. Se indica en la misma figura 22 el gasto q por unidad de longitud de la zanja correspondiente a una reducción de carga ($H - h_e$) de 9.14 m en la zanja.

Fig 22. Red de flujo para flujo artesiano hacia una zanja que penetra parcialmente proveniente de dos fronteras lineales con agua permanente, ambas de longitud infinita.



$$N_f=8$$

$$N_c=6$$

El gasto requerido por metro de zanja para un abatimiento de 9.14 m se calcula con la ec. 30 como sigue:

$$q = k(H - h_c) \frac{N_f}{N_c}$$

$$q = 0.0005 \times 9.14 \times \frac{8}{6} = 0.0061 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m de zanja}$$

Se puede notar que para el caso de la figura 22, el mismo flujo unitario se puede obtener con más facilidad de la ec. 26. Puesto que $W/D=0.50$, los valores de λ usados en esta ecuación se obtienen de la figura 18b resultando de 0.20. Sustituyendo este valor de λ en la ec. 26, resulta el siguiente valor de q por unidad de longitud de zanja, el cual es el mismo que el calculado con la red de flujo, mostrada en la figura 22:

$$q = \frac{2 \times 0.0005 \times 15.24 \times (25.91 - 16.76)}{19.80 + (0.2)(15.24)} = 0.0061 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Un ejemplo de redes de flujo en planta se muestra en la figura 23. En ella se ilustra el patrón de flujo que resulta del bombeo de pozos de alivio de presión penetrando totalmente en el acuífero artesiano el cual ha sido simulado por una zanja rectangular. En esta red de flujo se puede suponer que el flujo proviene desde un río simulado por una frontera lineal. También se muestra en la misma figura 23 el gasto Q requerido para producir una reducción de carga $(H-h_c)$ de 15.24 m en la zanja. Si se hubieran construido estas redes de flujo para un patrón de flujo a gravedad en lugar de un patrón artesiano, las líneas equipotenciales se podrían dibujar como las mostradas en la figura 23 pero entonces corresponderán a (H^2-h^2) en lugar de $(H-h)$.

Fig 23. Red de flujo y cálculo del gasto en un sistema de alivio de presión



Propiedades del estrato permeable.

$$k=500 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$D=33.53 \text{ m}$$

Flujo artesiano en los pozos

De la red de flujo

$$N_1 = 12.2 \quad \text{y} \quad N_2 = 3.0$$

El gasto q por unidad de longitud del estrato permeable es:

$$q = k(H - h_c) \frac{N_1}{N_2}$$

El gasto total para los 33.53 m de espesor del estrato permeable es:

$$Q_1 = k(H - h_c) 33.53 \frac{N_1}{N_2}$$

$$Q_T = \frac{Q_T}{H - h_e} = 0.0005 \times 33.53 \times \frac{12.2}{3} = 0.0682 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

Para producir un abatimiento ($H-h_e$) de 15.24 m, el gasto total requerido es:

$$Q_T = 15.24 \times 0.0682 = 1.04 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Como se ilustró anteriormente, la red de flujo es útil como herramienta de diseño de sistemas de abatimiento, especialmente cuando las condiciones de frontera son complicadas. Sin embargo, tales redes son para análisis de problemas de flujo en dos dimensiones como se ilustra en la figura 22 y 23 y por lo tanto pueden dar resultados erróneos si se usan en análisis de problemas en tres dimensiones. Por ejemplo, teniendo un sistema de pozos y/o zanjas como las ilustradas en la figura 23 penetrando solamente el 50% del espesor del estrato permeable, el flujo en la vecindad de los pozos deberá converger para arriba de manera similar a lo mostrado en la figura 22 y en esta región las líneas equipotenciales no deberán ser verticales, como se asumió en la construcción de las redes de flujo de la figura 23. Sin embargo, si la penetración tuviera el 90%, las redes de flujo en planta deberán esencialmente dar la correcta distribución de presiones.

Las redes de flujo deberán ser usadas con precaución dado que su representación en planta no da resultados exactos en la vecindad de los sistemas de pozos que penetran parcialmente. El error es inversamente proporcional al porcentaje de penetración. En planta, las redes de flujo pueden dar resultados precisos para sistemas de pozos artesianos que penetran parcialmente si las cargas son ajustadas, tomando en cuenta el hecho que solamente los pozos penetran parcialmente en el acuífero.

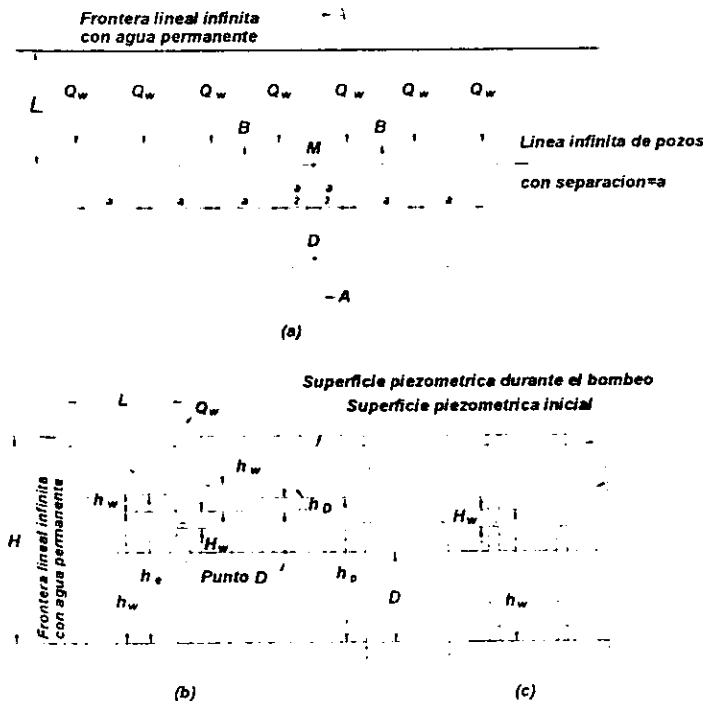
IV.5 Carga hidráulica en la vecindad de los pozos calculados con fórmulas para zanjas o mediante redes de flujo.

En las ecuaciones previas para el flujo en zanjas, la reducción de carga resultante y en el trazo de redes de flujo en planta, se asume que los pozos están estrechamente

espaciados entre sí que pueden simular a una zanja continua. Engelund (citado por Leonards, ref. 20) muestra que después del primer cálculo del abatimiento piezométrico causado por el bombeo en una zanja continua usada para simular un sistema de pozos, deberá hacerse una corrección de la carga a éste abatimiento tomando en cuenta el hecho de que el sistema de descarga consiste de un grupo finito de pozos en lugar de una zanja. Los procedimientos de Engelund fueron desarrollados para sistemas de pozos que penetran totalmente, estos procedimientos pueden ser extendidos a la aplicación de sistemas de pozos con penetración parcial como se describe a continuación.

Considere una línea infinita de pozos artesianos que penetran totalmente el estrato permeable con separación a con flujo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente, como se ilustra en la figura 24.

Fig 24. Flujo hacia una línea infinita de pozos artesianos que penetran totalmente proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente. a) planta, b) corte A-A y c) corte B-B.



Supongamos que Q_w sea igual a la descarga por pozo. Si los pozos son remplazados por una zanja continua de longitud infinita que penetra totalmente, la reducción de carga ($H-h_e$) en la zanja causada por la descarga Q_w en la zanja de longitud a , está dada por la ecuación 6 es:

$$H - h_e = \frac{Q_w L}{kD a}$$

Sin embargo, una pérdida de carga adicional Δh_w (medida bajo la carga h_e en la zanja) ocurre debido a la convergencia del flujo en los pozos. Esta pérdida de carga es función del flujo en el pozo, de la separación, penetración y del radio de los pozos y del espesor y permeabilidad del acuífero. Ella se calcula, para un sistema de pozos que penetran totalmente, como sigue:

$$\Delta h_w = \frac{Q_w}{2\pi k l} L \ln \frac{a}{2r_w} \quad (32)$$

y para pozos que penetran parcialmente a partir de la siguiente ec:

$$\Delta h_w = \frac{Q_w \theta_w}{k l} \quad (32a)$$

donde:

r_w = Radio "efectivo" del pozo

a = Separación entre pozos

θ_w = Factor de elevación cuyos valores se obtienen de la figura 37

La reducción de carga ($H-h_w$) en el pozo, despreciando pérdidas de la carga hidráulica en los pozos, es mayor en la zanja que en los pozos; por lo tanto.

$$H - h_w = H - h_c + \Delta h_w \quad (33)$$

Para pozos que penetran totalmente:

$$H - h_w = \frac{Q_w L}{kIa} + \frac{Q_w}{2\pi kI} \ln \frac{a}{2rw} \quad (34)$$

Para pozos que penetran parcialmente:

$$H - h_w = \frac{Q_w}{kI} \left(\frac{L}{a} + \theta_w \right) \quad (34a)$$

La carga h_m a la mitad de los pozos excederá la carga h_w en el pozo en la cantidad Δh_m , la cual se puede calcular de la siguiente expresión para pozos que penetran totalmente:

$$\Delta h_m = \frac{Q_w}{2\pi kI} \ln \frac{a}{rw} \quad (35)$$

y de:

$$\Delta h_m = \frac{Q_w \theta_m}{kI} \quad (35a)$$

para pozos que penetran parcialmente, donde θ_m es el factor de altura del punto cuyo valor se obtiene de la figura 37.

Por lo tanto, para pozos que penetran totalmente

$$H - h_m = \frac{Q_w}{kl} \alpha - 0.11 \frac{Q_w}{kl} \quad (36)$$

y para pozos que penetran parcialmente:

$$H - h_m = \frac{Q_w}{kl} \left(\frac{L}{a} + \theta_a - \theta_m \right) \quad (36a)$$

A una distancia aguas abajo del sistema de pozos la carga excederá a la del pozo en una cantidad Δh_D , calculada de la siguiente ecuación para pozos que penetran totalmente.

$$\Delta h_D = \frac{Q_w}{2\pi kl} \ln \frac{a}{2r_w} \quad (37)$$

y

$$\Delta h_D = \frac{Q_w \theta_a}{kl} \quad (37a)$$

para pozos que penetran parcialmente

Se debe notar que cuando el incremento Δh_D se suma a h_w , el resultado es h_D , que es igual a la carga h_a que deberá ocurrir en la zanja para la misma descarga total. También se muestra que la siguiente ecuación resulta para pozos de penetración total cuando se combinan las ecs. 6 y 34 y eliminando Q_w y sustituyendo después h_D por h_a en la ec. 6.

$$\frac{h_D - h_w}{H - h_1} = \frac{a}{2\pi l} \ln \frac{a}{2r_w} \quad (37b)$$

Los métodos descritos anteriormente también pueden ser usados en el cálculo aproximado de las cargas en el centro y aguas abajo de los pozos en casos donde las redes de flujo en planta se usan principalmente para determinar el flujo y la reducción de carga, para flujo artesiano con condiciones de frontera complejas. Además los pozos son separados proporcionalmente a las líneas de flujo, tal como se muestra en la figura 25. En tal caso el primer sistema de pozos puede ser simulado por una zanja continua para determinar el gasto total Q_T correspondiente a la reducción de carga deseada $(H-h_e)$ en la zanja. Dividiendo este gasto por el número de pozos n en el sistema resulta el gasto promedio Q_w por pozo. La reducción de carga $(H-h_w)$ es mayor en un pozo que en la zanja en una cantidad Δh_w calculada con la ec. 32 ó 32a. Así, para pozos que penetran parcialmente:

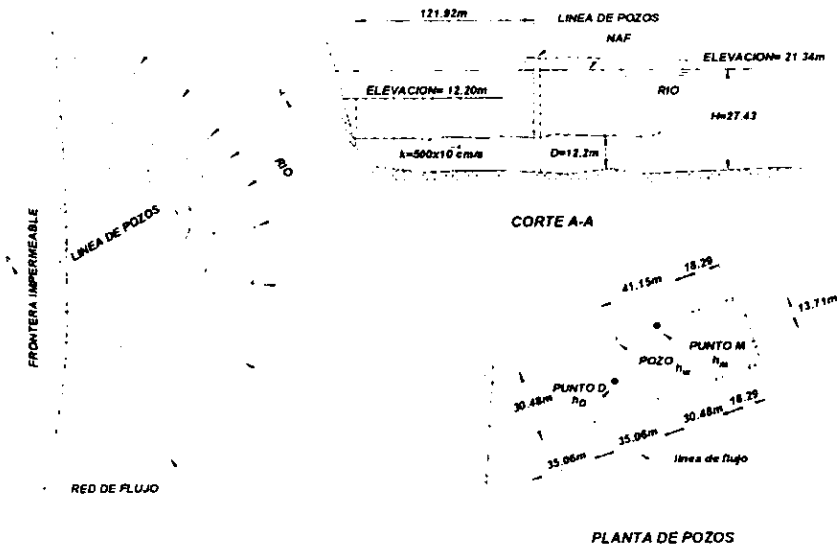
$$H - h_e = \frac{Q_w}{kD} \left(n \frac{N_c}{N_r} + \frac{1}{2\pi} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \right) \tag{38}$$

y para pozos que penetran parcialmente:

$$H - h_e = \frac{Q_w}{kD} \left(n \frac{N_c}{N_r} + \theta_e \right) \tag{38a}$$

De manera similar la carga entre los pozos (punto M , figura 25) se puede estimar a partir de las ecuaciones 35, 35a, 38 y 38a y la carga en el centro del sistema (punto D de la figura 25) mediante cualquiera de las ecuaciones 37, 37a, 38 y 38a; cuando se usan los procedimientos anteriores, la separación promedio de los pozos debe usarse para el cálculo de θ_e ; la carga en los pozos en el centro del sistema de pozos, y la separación máxima debe usarse para el cálculo de θ_m ; para la carga entre los pozos, excepto donde los pozos están separados proporcionalmente a la línea de flujo, puede ser usado el promedio de la separación. Un ejemplo que ilustra lo anterior se muestra en la figura 25

Fig 25. Diseño de un sistema de pozos profundos para alivio de presión usando redes de flujo.



Problema: Dada la red de flujo y los datos que se muestran en la figura 25, y la distribución de pozos indicados en la misma figura, calcular el gasto requerido para reducir la carga en el estrato de arena en el punto *D* a la elevación 12.20 y la correspondiente carga h_w en los pozos, la carga h_m en la mitad de la separación de los pozos y a la carga h_D en el centro de la excavación. Suponga que los pozos penetran totalmente en el estrato permeable y que $D = 12.20\text{ m}$, $k = 500 \times 10^{-4}\text{ cm/s}$ y $r_w = 0.3048\text{m}$ (1 ft).

$$Q_T = k(H - h_c) \frac{N_f}{N_c} D = 0.0005(27.43 - 18.29) \frac{10}{4} \times 12.20 = 0.139\text{m}^3/\text{s}$$

Suponiendo 10 pozos, como se muestra en la planta. Puesto que un pozo ha sido ubicado en el centro de cada canal de flujo, el gasto por pozo es el mismo para todos los pozos. Así $Q_w = 0.0139\text{ m}^3/\text{s}/\text{pozo}$, de la ec. 38:

$$H - h_w = \frac{0.0139}{0.0005 \times 12.20} \left[10 \left(\frac{4}{10} \right) + \frac{1}{2\pi} \ln \frac{27.43}{2\pi \times 0.3048} \right] = 10.09 \text{ m}$$

Dado que la separación promedio de los pozos es aproximadamente 27.43 m, calcule Δh_m de la ec. 35 para $a=27.43$ m.

$$\Delta h_m = \frac{0.0139}{2\pi \times 0.0005 \times 12.20} \ln \frac{27.43}{\pi \times 0.3048} = 1.22 \text{ m}$$

Así

$$H - h_m = H - h_w - \Delta h_m = 10.09 - 1.22 = 8.87 \text{ m}$$

De la ec. 37 para $a=27.43$ m

$$\Delta h_l = \frac{0.0139}{2\pi \times 0.0005 \times 12.20} \ln \frac{27.43}{2\pi \times 0.3048} = 0.97 \text{ m}$$

Así

$$H - h_l = H - h_w - \Delta h_l = 10.09 - 0.97 = 9.12 \text{ m}$$

Las cargas h_w , h_m , y h_D en términos de elevación son las siguientes:

$$h_w = 21.34 - 10.09 = 11.25 \text{ m nmm}$$

$$h_m = 21.34 - 8.87 = 12.47 \text{ m nmm}$$

$$h_D = 21.34 - 9.12 = 12.22 \text{ m nmm}$$

Dado que el nivel freático se bajó en el punto D al nivel 12.20 y puesto que la carga calculada en este punto está en la elevación 12.20, $Q_w = 0.0139 \text{ m}^3/\text{s}$ por pozo producirá la reducción de carga requerida. Los valores de $(H - h_w)$, Δh_m y Δh_D también pueden ser calculados de las ecs. 38a, 35a y 37a respectivamente, como se muestra a continuación. Observe que los valores son idénticos a los calculados anteriormente

De la figura 37, $\theta_u = 0.42$ y $\theta_m = 0.53$ para $u/r_w = 90$ y $W/D = 100\%$

De la ec. 38a

$$H - h_u = \frac{0.0139}{0.0005 \times 12.20} \left[10 \left(\frac{4}{10} \right) + 0.42 \right] = 10.08m$$

De la ec. 35a

$$\Delta h_m = \frac{0.0139 \times 0.53}{0.0005 \times 12.20} = 1.21m$$

De ec. 37a

$$\Delta h_u = \frac{0.0139 \times 0.42}{0.0005 \times 12.20} = 0.96m$$

Como fue el caso para sistemas de flujo artesiano, una corrección para la reducción de carga, para un sistema de pozos a gravedad, se puede aplicar a la reducción de carga calculada para una zanja, para explicar el hecho de que el sistema de descarga consiste de un sistema finito de pozos en lugar de una zanja lineal continua. La reducción de carga ($H - h_e$) causada por el bombeo en una zanja que penetra totalmente en un sistema de flujo a gravedad proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente se expresa por:

$$H^2 - h_e^2 = \frac{2Q_n l}{ka} \quad (39)$$

La pérdida de carga adicional Δh_w^2 debido a la penetración total del pozo a gravedad es:

$$\Delta h_{11}^2 = h_s^2 - h_w^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (40)$$

La reducción de carga en el pozo es la suma de las caídas de carga dadas por las dos ecuaciones anteriores, o bien:

$$H^2 - h_w^2 = \frac{2Q_w L}{ka} + \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{a}{2\pi r_w} \quad (41)$$

La carga h_m a la mitad de la separación entre los pozos, excederá la carga en el pozo, representada por el término $(H^2 - h_w^2)$, en una cantidad Δh_m^2 , la cual se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta h_m^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{a}{\pi r_m} \quad (42)$$

La carga h_m se calcula de la siguiente ecuación.

$$H^2 - h_w^2 = H^2 - h_m^2 - \Delta h_m^2 \quad (43)$$

A una cierta distancia aguas abajo del sistema de pozos la carga h_D se calcula del término $(H^2 - h_D^2)$; donde:

$$H^2 - h_s^2 = H^2 - h_m^2 - \Delta h_m^2 \quad (44)$$

y donde Δh_m^2 se calcula como sigue:

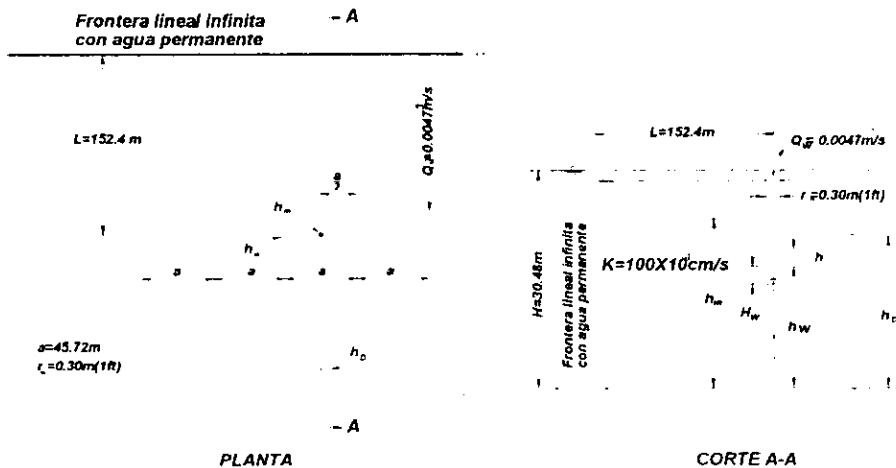
$$\Delta h_{r_1}^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{a}{2\pi r_1} \tag{45}$$

Se deberá notar que cuando el incremento $\Delta h_{r_1}^2$ se suma a $(H^2 - h_w^2)$, la carga resultante h_D es igual a la carga h_e que ocurrirá en la zanja para la misma descarga total. Nótese también que la siguiente ecuación es válida para pozos que penetran totalmente y se obtiene combinando las ecs. 38 y 40 y sustituyendo h_D por h_e :

$$\frac{h_{r_1}^2 - h_e^2}{H^2 - h_w^2} = \frac{a}{2\pi L} \ln \frac{a}{2\pi r_1} \tag{45a}$$

Las ecs 39 y 45a también se aplican para sistemas de pozos a gravedad que penetran parcialmente a condición de que la descarga Q_w por pozo se calcule de una ecuación apropiada para flujo a gravedad para una zanja que penetra parcialmente. Un ejemplo numérico que ilustra el uso de las ecs. anteriores se da en la figura 26.

Fig 26. Método aproximado para calcular la carga cerca de un sistema de pozos a gravedad que penetran totalmente proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.



Problema: con los datos mostrados en la figura 26, calcule la carga h_w en el pozo, h_m entre los pozos y h_D aguas abajo del sistema de pozos.

Solución:

$$\text{De la ec. 39} \quad H^2 - h_c^2 = \frac{2Q_w L}{ka} = \frac{2 \times 0.00472 \times 152.40}{0.00010 \times 45.72} = 314.67$$

$$\text{De la ec. 41} \quad H^2 - h_u^2 = 314.67 + \Delta h_u^2$$

$$\text{De la ec. 40} \quad \Delta h_u^2 = \frac{0.00472}{\pi \times 0.00010} \ln \frac{45.72}{2\pi \times 0.3048} = 47.67$$

$$\text{o} \quad h_u = H^2 - 314.67 - \Delta h_u^2 = 30.48^2 - 314.67 - 47.67 = 23.81m$$

$$\text{También} \quad H^2 - h_m^2 = 314.67 + 47.67 = 362.34$$

$$\text{De la ec. 43} \quad H^2 - h_m^2 = 362.34 - \Delta h_m^2$$

$$\text{De la ec. 42} \quad \Delta h_m^2 = \frac{0.00472}{\pi \times 0.00010} \ln \frac{45.72}{\pi \times 0.3048} = 58.08$$

$$\text{Por lo tanto} \quad h_m = (H^2 - 362.34 + \Delta h_m^2) = (30.48^2 - 362.34 + 58.08) = 25.00m$$

$$\text{De la ec. 44} \quad H^2 - h_D^2 = 362.34 - \Delta h_D^2$$

$$\text{De la ec. 45} \quad \Delta h_D^2 = \frac{0.00472}{\pi \times 0.00010} \ln \frac{45.72}{2\pi \times 0.3048} = 47.67$$

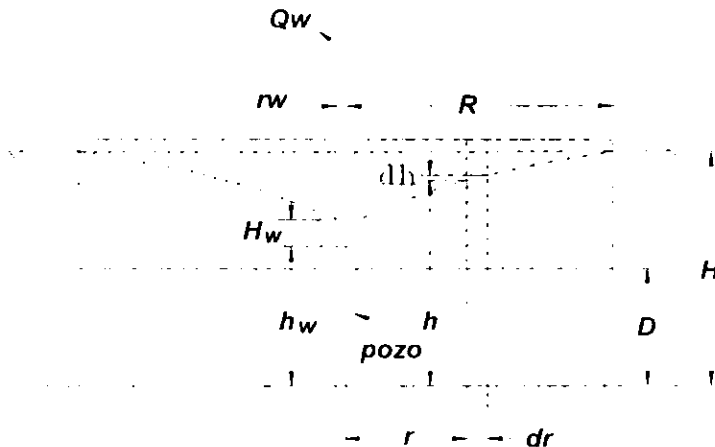
$$\text{Así} \quad h_D = (H^2 - 362.34 + \Delta h_D^2) = (30.48^2 - 362.34 + 47.67) = 24.79m$$

IV.6 Flujo establecido radial en un pozo con penetración total en acuíferos artesianos

Pozo artesiano con penetración total.

Considere un pozo artesiano instalado en un estrato permeable, homogéneo e isótropo, que tiene un espesor constante D y permeabilidad K y el cual esta limitado por arriba y por abajo por un estrato paralelo impermeable. Además, suponga que el cedazo del pozo penetra totalmente en el estrato permeable y que el pozo tiene un radio r_w y en planta se instala en el centro de una isla circular de radio R . Estas condiciones están ilustradas en la figura 27. La ecuación para el gasto en el pozo Q_w se desarrolla considerando el flujo a través de un elemento cilíndrico de radio r y altura D .

Fig 27. Flujo establecido radial hacia un pozo artesiano que penetra totalmente.



Utilizando las leyes de Darcy y suponiendo un estado constante de flujo:

$$v = \frac{dh}{dr} \quad \text{y} \quad A = 2\pi r l \quad (46)$$

Sustituyendo la ec. 46 en la ec. 1 e integrando entre los límites ($r=r_w$, $h=h_w$) y ($r=R$, $h=H$) resulta la siguiente ecuación para el gasto en el pozo.

$$Q_w = \frac{2\pi kI(H - h_w)}{\ln \frac{R}{r_w}} \tag{47}$$

La carga h a cualquier distancia r del pozo, donde $r_w \leq r \leq R$, se obtiene la siguiente ec., que resulta de sustituir la ec. 46 en la ec. 1, integrando esta expresión y evaluando la constante de integración para las condiciones de frontera ($r=r_w$, $h=h_w$) y ($r=R$, $h=H$)

$$h = \frac{Q_w}{2\pi kI} \ln \frac{r}{r_w} + h_w \tag{48}$$

El abatimiento ($H-h$) en la distancia r desde pozo, se obtiene de cualquiera de las dos ecuaciones siguientes:

$$H - h = \frac{Q_w}{2\pi kI} \ln \frac{R}{r} \tag{49}$$

$$H - h = h_w + \frac{H - h_w}{\ln \frac{R}{r_w}} \ln \frac{r}{r_w} \tag{50}$$

Las ecs desarrolladas anteriormente conducen a los siguientes factores de importancia que conciernen a un pozo artesiano que penetra totalmente, con un flujo establecido radial.

- 1 El abatimiento en el pozo y a cualquier distancia r del pozo varía linealmente con la descarga.

2. Para una descarga dada en el pozo el abatimiento en un punto varia inversamente con el logaritmo de la distancia de este punto al pozo.
3. El diagrama de abatimiento en una escala aritmética contra la distancia del punto al pozo en una escala logarítmica es lineal.
4. El abatimiento en cualquier punto en el pozo es constante e independientemente de la descarga.

Es importante notar que las ecs. anteriores están basadas en que la carga en el pozo, h_w , es igual al nivel del agua en el pozo. Esta suposición es valida solamente cuando no hay pérdida de carga hidráulica en el pozo. Como se requiere una cierta carga para forzar el paso del agua a través del filtro y cedazo, el nivel del agua en el pozo será menor que la carga en el pozo h_w en el estrato permeable en una cantidad H_w , la cual representa la pérdida de carga en el pozo. Esta condición se ilustra en la figura 27. Por lo tanto, para el cálculo de la reducción de carga y descarga en pozos artesianos se podrán utilizar las mismas ecs. a condición de que h_w sea considerada como la carga en el perímetro del pozo y no el nivel del agua en el mismo pozo. La pérdida de carga hidráulica en los pozos y la evaluación de estos se discuten más adelante.

Es posible que un pozo artesiano no se localice exactamente en el centro del círculo de influencia y/o que la carga en el perímetro del círculo no sea un valor constante H , como se supuso en el desarrollo anterior. Estas condiciones fueron reconocidas por Muskat (citado por Leonards,21), que desarrollo la siguiente relación para el flujo en un pozo artesiano localizado a una distancia E del centro del círculo de influencia:

$$Q_w = \frac{2\pi k l (H - h_w)}{\ln\left(\frac{R^2 - E^2}{Rr_w}\right)} \tag{51}$$

De la ec. anterior se observa que para valores de E menores de $0.70R$, el cálculo del gasto Q_w no difiere en más del 10% de los valores dados por la ec. 47, la cual se aplica a condiciones donde el pozo está en el centro del círculo de influencia. Así la excentricidad del pozo respecto al círculo de influencia se puede omitir a menos que

sea extremadamente grande. Muskat también encontró que la ec. 47 es válida aún cuando la carga de presión H varíe a lo largo del perímetro del círculo de influencia. a condición de adoptar en dicha ec. un valor promedio de H . Así la ec. 47 resulta válida para un rango amplio de condiciones, siempre y cuando el flujo en el pozo sea artesiano.

Pozo artesiano con penetración parcial.

Si el cedazo de un pozo artesiano no penetra completamente en el estrato permeable, el patrón de flujo en el acuífero en la vecindad del pozo se deduce del caso del pozo que penetra totalmente. Por lo tanto, el gasto requerido para producir un abatimiento en el pozo depende de la longitud de penetración del cedazo en el estrato permeable. La ec. para flujo en un pozo artesiano que penetra parcialmente es:

$$Q_{wp} = \frac{2\pi k l (H - h_w) G}{\ln \frac{R}{r_w}} \tag{52}$$

Donde G es un factor de corrección por penetración parcial, el cual es igual al cociente del gasto Q_{wp} en un pozo que penetra parcialmente, al gasto en un pozo que penetra totalmente, para el mismo abatimiento $(H-h_w)$ en el perímetro de los pozos. Valores razonables de G se obtienen de la siguiente ec. desarrollada por Kozeny (citado por Leonards, ref. 22).

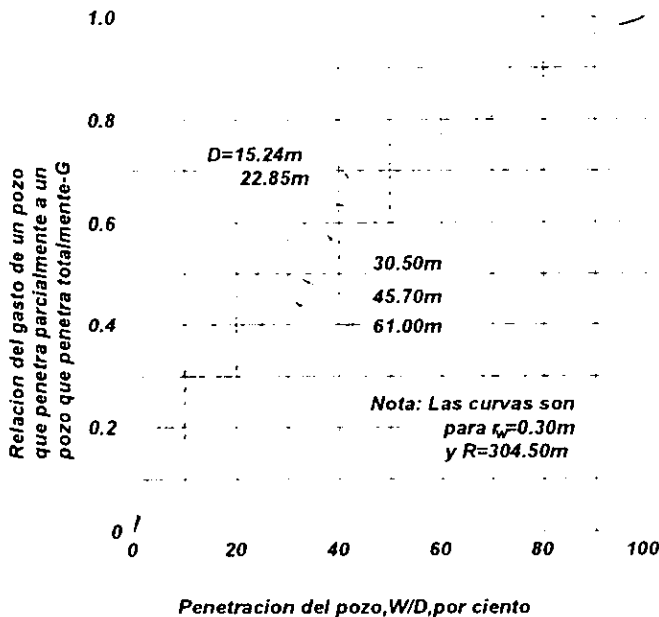
$$G = \left(\frac{W}{D} \right)^{1 + 7 \frac{r_w}{2W} \cos \frac{D}{2}} \frac{\pi W}{2} \tag{53}$$

Donde W/D es igual a la penetración del cedazo dentro del estrato permeable expresado en decimal. Valores más exactos de G se obtienen de la siguiente ec. desarrollada por Muskat.

$$G = \frac{D}{2W} \left[2 \ln \frac{4D}{r_w} - \ln \frac{\Gamma\left(0.875 \frac{W}{D}\right) \Gamma\left(0.125 \frac{W}{D}\right)}{\Gamma\left(1 - 0.875 \frac{W}{D}\right) \Gamma\left(1 - 0.125 \frac{W}{D}\right)} \right] - \ln \frac{4D}{R} \tag{54}$$

las variables que aparecen en las ecs. 53 y 54 tienen el significado dado con anterioridad, y Γ es la función gamma. Valores de G para pozos de gran diámetro ($r_w = 0.3048 \text{ m}$ (1 ft)) con un radio de influencia de 304.80 m (1000 ft) se muestran en la figura 28.

Fig 28. Relación entre el gasto de un pozo artesiano que penetra parcialmente en un estrato homogéneo y un pozo que penetra totalmente.

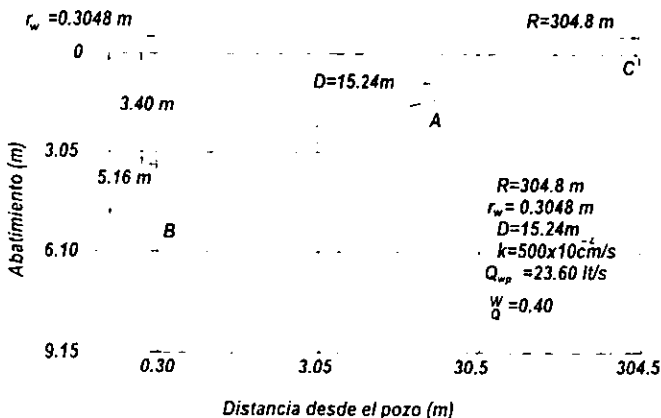


Desafortunadamente, la forma de la curva de abatimiento para un pozo artesiano que penetra parcialmente no se obtiene directamente de la ec. 52, usando los valores de G de cualquiera de las dos ec. 53 o 54, y hasta la fecha no se ha desarrollado una

expresión general satisfactoria para evaluar el abatimiento. Sin embargo, una aproximación razonable de la forma de la curva de abatimiento en la parte superior del estrato permeable, se puede obtener suponiendo que los efectos de la penetración del pozo en el abatimiento, son insignificantes a distancias del pozo mayores al espesor efectivo del estrato permeable. Por lo tanto, para obtener la curva de abatimiento es necesario primero calcular el gasto Q_{wp} con la ec. 52 para un pozo que penetra parcialmente, usando un valor de G obtenido de las ecs. 53 o 54. A continuación, de la ec. 49 se calcula el abatimiento $(H-h_w)$ que podría ocurrir en el pozo si penetrando totalmente es operado al valor de Q_{wp} , calculado anteriormente.

El diagrama de abatimiento para el pozo que penetra totalmente contra la distancia desde el pozo se indica con la línea AC en la figura 29 (es evidente que al aplicar la ec. 50 la curva de abatimiento resulta lineal). Para encontrar la curva de abatimiento para penetración parcial se debe dibujar una curva desde el punto (h_w, r_w) , punto B en la curva de la figura 29, para el pozo de penetración parcial, a un punto A en la curva de abatimiento para pozos que penetran totalmente, localizados a una distancia D del pozo como se muestra en la figura 29. Esta curva es tangente en el punto A a la curva de abatimiento para un pozo que penetra totalmente, permite calcular de manera aproximada la curva de abatimiento deseada en la parte superior del estrato permeable. La curva de abatimiento también puede establecerse por medio de las redes de flujo. Sin embargo, su trazo para flujo radial es muy laborioso y no se justifica en algunos casos.

Fig 29. Método para estimar la forma de la curva de abatimiento para un pozo artesiano que penetra parcialmente.



Para el 40% de penetración, $G=0.66$ (ec. 54) y para $Q_{wp}= 0.0236 \text{ m}^3/\text{s}$ (ec. 52) el abatimiento en el pozo resulta:

$$H - h_w = \frac{Q_{wp} \ln \frac{R}{r_w}}{2\pi k l G} = \frac{0.0236 \ln \frac{304.8}{0.3048}}{2\pi \times 0.0005 \times 15.24 \times 0.66} = 5.16 \text{ m}$$

Para un pozo que penetra totalmente el abatimiento para un gasto de $0.0236 \text{ m}^3/\text{s}$ es:

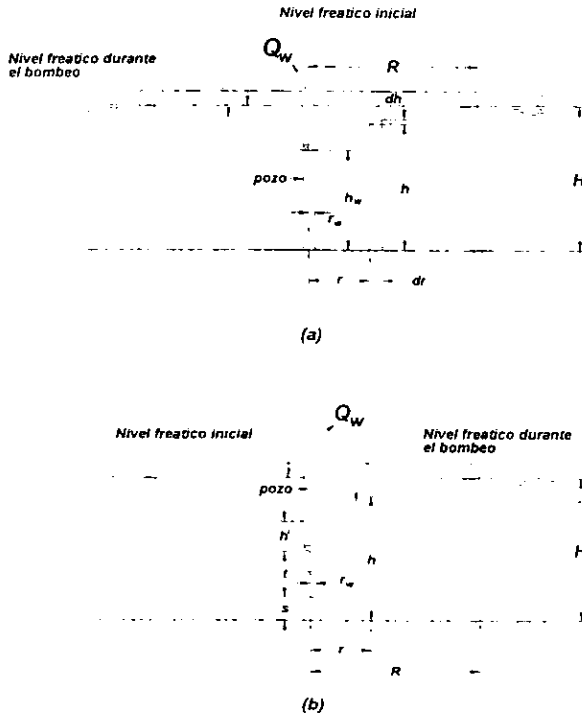
$$H - h_w = \frac{Q_w \ln \frac{R}{r_w}}{2\pi k l} = \frac{0.0236 \ln \frac{304.8}{0.3048}}{2\pi \times 0.0005 \times 15.24} = 3.40 \text{ m}$$

Con estos valores es posible construir la curva de abatimiento *BAC* para un pozo que penetra parcialmente, tal como se indica en la figura 29. Dicha curva representa el abatimiento en la parte superior del estrato permeable.

Pozo a gravedad que penetra total y parcialmente.

Un pozo a gravedad es aquel que penetra en un estrato permeable que contiene una superficie libre de agua. Considere un pozo vertical que penetra totalmente en un estrato permeable, homogéneo e isótropo que contiene un nivel libre de agua horizontal y limitado en la base por un estrato impermeable horizontal como se muestra en la figura 30a.

Fig 30. Flujo establecido radial en un pozo a gravedad. a). Condiciones que se suponen en el desarrollo de la ec. de Dupuit para un pozo que penetra totalmente, b). Condiciones para gasto y abatimiento causados por el bombeo en pozos que penetran total y parcialmente, tomando en cuenta la altura libre de descarga.



También se supone que el pozo está localizado en el centro de la isla circular de radio R . Si el pozo es bombeado hasta que se alcance una condición de equilibrio, la ec. para el gasto puede ser deducida de manera similar que para el pozo artesiano. En el desarrollo de la ecuación se supone que el gradiente hidráulico es constante con la profundidad e igual a la pendiente de la curva de abatimiento en cualquier punto. Esta última hipótesis es conocida como de Dupuit-Forchheimer.

Aplicando las ley de Darcy para un flujo a través del cilindro de radio r , espesor dr y altura h , como se muestra en la figura 30a, el flujo a través del cilindro puede ser expresado como

$$Q_w = kIA \tag{1}$$

y

$$i = \frac{dh}{dr} \quad \text{y} \quad A = 2\pi rh \tag{55}$$

Sustituyendo la ec. 55 en la ec. 1, se tiene la siguiente expresión para el gasto Q_w :

$$Q_w = k \frac{dh}{dr} 2\pi rh \tag{56}$$

Integrando la ec. 56 y sustituyendo la ecs. de frontera $h=H$ en $r=R$ y $h=h_w$ en $r=r_w$, se tienen las siguientes expresiones para el gasto en pozos a gravedad.

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln \frac{R}{r_w}} \tag{57}$$

La carga h a una distancia r del pozo, donde $r_w \leq r \leq R$, se obtiene integrando la ec. 56, dando como resultado la sig. expresión:

$$h^2 - h_w^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{r}{r_w} \tag{58}$$

o

$$h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{r}{r_w} + h_w^2 \tag{58a}$$

El abatimiento $(H-h)$ a una distancia r del pozo de gravedad no puede ser expresado

tan fácilmente como para los pozos artesianos. Sin embargo, a partir del término $(H^2 - h^2)$, análogo al término $(H-h)$ para pozos artesianos, es posible estimar la curva de abatimiento. Dicho término resulta igual a:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{R}{r} \quad (59)$$

Comparando las ecs. 49 y 59 se puede observar que para el flujo establecido radial en pozos a gravedad y artesianos, la reducción de carga en un punto dado depende, entre otros, del producto $Q_w \ln R/r$. Generalmente, este producto tiene que estar evaluado en el diseño y análisis de todos los sistemas de pozos cuando el flujo es establecido radial.

Muy significativo resulta el hecho de que en los pozos a gravedad sin fricción el nivel del agua en el pozo será menor que en la superficie piezométrica en el perímetro del pozo a causa del drenaje vertical que se genera en el perímetro del pozo. Esto contrasta con un pozo artesiano sin fricción donde el nivel del agua en el interior del pozo y la superficie piezométrica en el perímetro del pozo son coincidentes. En un pozo a gravedad dicha diferencia de niveles (figura 30b) ha sido objeto de numerosas investigaciones. Sus resultados se resumen a continuación:

1. El flujo en un pozo a gravedad que penetra totalmente se calcula exactamente de la ec. 57, sin tomar en cuenta la profundidad a la cual el agua en el pozo es bajada, usando la altura de agua $t+s$ para el término h_w (Fig. 30b). Sin embargo, la capacidad del pozo está limitada por la longitud del cedazo ubicado bajo el nivel del agua, la porción sumergida del cedazo debe tener el tamaño, longitud y capacidad adecuada para admitir el flujo.
2. A distancias desde el pozo que exceden 1.0 a 1.5 veces la altura H en el nivel original del agua subterránea, el abatimiento será igual al calculado con la ec. 58.
3. A distancias desde el pozo menores o próximos de 1.0 a 1.5H, el abatimiento será menor que el calculado de la ec. 58, y la discrepancia entre el abatimiento

actual y el calculado con la ec. 58 aumentará a medida que incrementa el abatimiento en el pozo.

En aquellos casos donde sea necesario calcular el abatimiento en la vecindad inmediata de un pozo a gravedad, por ejemplo, a distancias menores o próximos de $1.0H$ a $1.5H$, se puede usar la ec. empírica desarrollada por Boreli (citado por Leonards, ref 25). Se deberá notar que estas ecuaciones son aplicables a pozos a gravedad que penetran parcialmente, así como a pozos que penetran totalmente.

De acuerdo con dicho investigador la descarga desde cualquier pozo a gravedad alimentado con un flujo establecido radial, se expresa como sigue:

$$Q_w = \frac{\pi k [(H - s)^2 - r^2]}{\ln \frac{R}{r_w}} \left[1 + \left(0.30 + \frac{10r_w}{H} \right) \frac{1.8s}{H} \right] \quad (60)$$

donde el significado de cada una de las variables se indica en la figura 30b.

Las ecuaciones para la superficie freática de la cual puede ser calculado el abatimiento se proporciona a continuación, obteniéndose el valor de Q_w de la ec. 60.

Para valores de r/h mayores que 1.50

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{R}{r} \quad (61)$$

Que es la ec. de Dupuit-Forchheimer vista anteriormente

Para valores de r/h menores de 1.50

$$H - h = \frac{Q_w P \ln\left(10 \frac{R}{H}\right)}{\pi k H \left[1 - 0.80 \left(\frac{s}{H}\right)^{1.5}\right]} \tag{62}$$

Boreli encontró que la función P depende de la relación r/h y propuso para evaluarlas los dos ecuaciones siguientes:

Para $0.30 < r/h < 1.50$, $P = 0.13 \ln \frac{R}{r}$ (63)

Para $r/h < 0.30$ $P = C' + \Delta C'$ (64)

Donde $C' = 0.13 \ln \frac{R}{r} - 0.0123 \ln^2 \frac{R}{10r}$ (65)

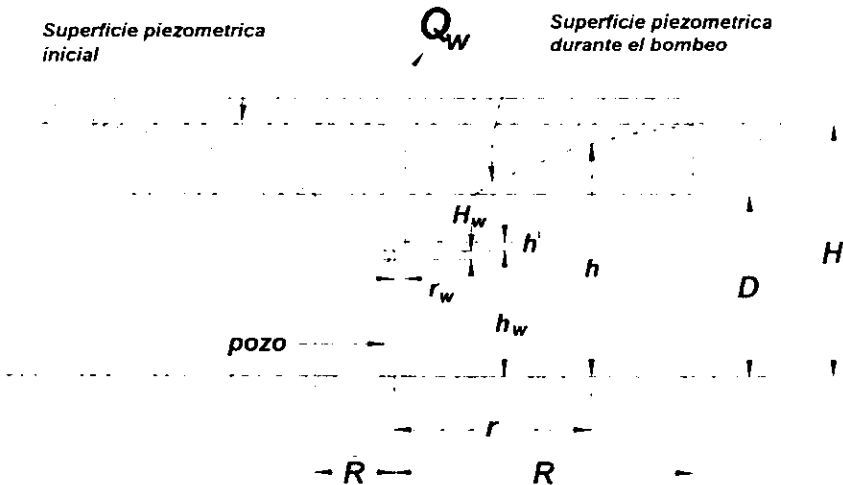
y $\Delta C' = \frac{s}{h} \left[\frac{1}{2.3} \ln \frac{R}{10r} \left(1.20 \frac{s}{H} - 0.48 \right) + 0.113 \ln \frac{2.4H}{R} \ln \frac{R}{34r} \right]$ (66)

Es un hecho real que el cálculo requerido para determinar la altura de la superficie freática y el abatimiento resultante en la vecindad inmediata de un pozo a gravedad es bastante laborioso (r/h menor que 0.30), sin embargo, el abatimiento en esta zona generalmente no es de especial interés en sistemas de abatimiento y muy rara vez se necesita hacer el cálculo. No obstante, siempre será indispensable el cálculo del nivel del agua en el pozo para la selección y diseño del equipo de bombeo. También se deberá notar que las ecuaciones anteriores pertenecen a pozos sin fricción y no consideran los efectos de la pérdida de carga hidráulica en la superficie piezométrica y de la elevación del nivel del agua en el pozo. Estos factores son discutidos posteriormente.

Pozo artesiano- gravedad que penetra totalmente.

Cuando se bombea desde un pozo artesiano instalado en un estrato permeable, puede ser posible a elevadas tasas de bombeo abatir el agua en el pozo a un nivel bajo la frontera superior del estrato permeable como se indica en la figura 31. Bajo estas condiciones el patrón de flujo cerca del pozo es similar que el de un pozo a gravedad, a otras distancias el flujo es artesiano

Fig 31 Flujo establecido radial hacia un pozo combinado gravedad-artesiano.



Este tipo de pozo es referido como pozo combinado artesiano-gravedad. Si tal pozo penetra totalmente en el estrato permeable, el gasto puede calcularse mediante la siguiente expresión desarrollada por Muskat.

$$Q_w = \frac{\pi k (2D H - D^2 - h_w^2)}{\ln \frac{R}{r_w}} \quad (67)$$

donde las variables que aparecen en dicha ecuación tienen el significado que se indica en la figura 31

Muskat. mostró además que la carga h a cualquier distancia r del pozo se puede obtener de la siguiente ec.

$$h = \frac{H - D}{\ln \frac{R}{r_w}} \ln \frac{r}{r_w} + D^2 - \frac{D^2 - h_w^2}{\ln \frac{R}{r_w}} \ln \frac{R}{r} \tag{68}$$

La distancia R , medida desde el pozo, a la cual el flujo cambia de artesiano a gravedad se calcula con la siguiente ec.

$$\ln R = \frac{(D^2 - h_w^2) \ln R + 2D(H - D) \ln r_w}{2D(H - D) - h_w^2} \tag{69}$$

Las ecuaciones 67 y 68 se basan en la suposición que la carga h_w en el pozo está a la misma elevación que el nivel del agua en el pozo. Como se mostró anteriormente, esto no será cierto cuando el abatimiento es relativamente grande. En este último caso, la carga en la vecindad del pozo se calcula con las ecs. 63 a 66. En estas ecuaciones el valor de Q_w usado es el calculado con la ec. 67, suponiendo h_w igual a la altura del agua en el pozo, y el valor de $R = \bar{R}$.

IV.7 Flujo hacia un pozo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.

Estas condiciones pueden surgir cuando es necesario abatir una excavación localizada cerca de un río, un canal u otro cuerpo de agua, donde la fuente principal de agua que alimenta al estrato permeable tiene su origen en el cuerpo de agua adyacente. En tales

casos la fuente puede ser considerada en planta como una frontera lineal infinita con agua permanente. Es de interés considerar las relaciones entre el gasto en el pozo, el abatimiento en el pozo, y el abatimiento en cualquier punto lejos del pozo para estas condiciones. Además, tales condiciones son significativas ya que dan lugar a un procedimiento valioso para resolver problemas de abatimiento, es decir, el *método de pozo imagen*.

Considere un estrato permeable limitado inferior y superiormente por un estrato impermeable horizontal y teniendo una cara vertical o fuente infinita en extensión en planta, adyacente a un cuerpo de agua. Suponga que un pozo artesiano penetra completamente en el estrato permeable y está localizado a una distancia L de la fuente, como se muestra en las figuras 32a y 32b. Para determinar el gasto y el abatimiento causado por el pozo, el cuerpo de agua es reemplazado por una continuación del estrato permeable y una recarga en un pozo imaginario, o pozo imagen, suministrando al estrato permeable la misma cantidad de agua que se bombea del pozo real. El pozo imagen constituye la imagen invertida del pozo real con respecto a la frontera lineal infinita con agua permanente, como se muestra en las figuras 32a y 32b. Usando un procedimiento de cálculo propuesto por Forchheimer y Dachler (citados por Leonards, ref. 26 y 27) para el abatimiento en un punto causado por un grupo de pozos como la suma de los abatimientos en el punto debido a cada pozo del grupo. (ec. 76), tal como se discutirá más adelante para un conjunto de pozos de bombeo, la expresión de abatimiento en un punto "p" a una distancia r del pozo se desarrolla como sigue. El abatimiento en el punto "P" bajo condiciones artesianas se expresa por:

$$H - h = \frac{1}{2\pi k l} \sum_{i=1}^n Q_w \ln \frac{R_i}{r_i} \quad (70)$$

Considerando el flujo del pozo real como positivo y el flujo en el pozo imagen como negativo y como ambos pozos tienen un radio de influencia R_i igual a R , la ec. 70 se reduce a:

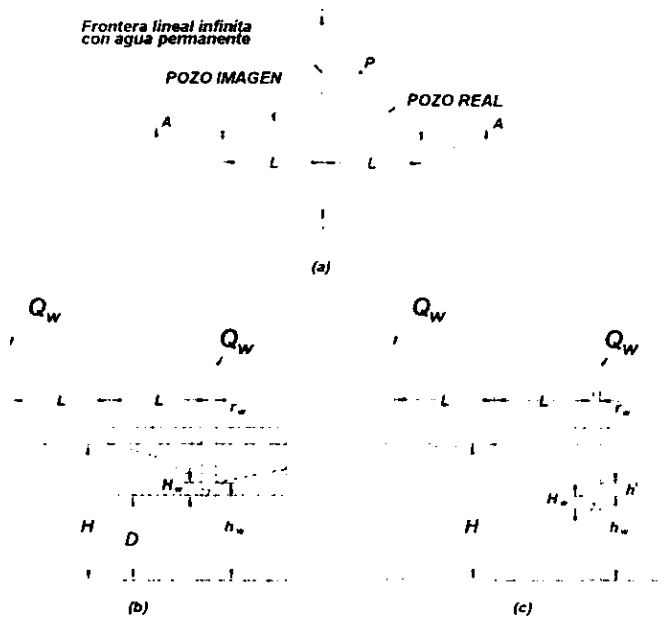
$$H - h = \frac{1}{2\pi k l} \left(Q_w \ln \frac{R}{r} - Q_w \ln \frac{R}{r} \right) \quad (70a)$$

o

$$H - h = \frac{Q_w}{2\pi k l} \ln \frac{r'}{r} \tag{70b}$$

donde r' y r son las distancias desde el punto en el cual el abatimiento se desea calcular al pozo imagen y pozo real, respectivamente, tal como se muestra en la Fig. 32a. El abatimiento en el pozo se puede determinar de la ec. 70b considerando que r se aproxima al radio de influencia del pozo r_w , la distancia r se aproxima a $2L$ y que la carga h se aproxima a la carga en el pozo h_w . Haciendo la sustitución en la ec. 70b se obtienen las siguientes ecuaciones para abatimiento en el pozo.

Fig 32. Flujo hacia un pozo que penetra totalmente proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente. a) Planta, b) Corte A-A para flujo artésiano y c) corte A-A para flujo a gravedad



$$H - h_w = \frac{Q_w}{2\pi k l} \ln \frac{2L}{r_w} \tag{71}$$

y el gasto en el pozo es:

$$Q_w = \frac{2\pi k l (H - h_w)}{\ln \frac{2L}{r_w}} \quad (72)$$

Comparando la ec. 72 para el flujo hacia un pozo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente con la ec. 47 para el flujo establecido radial hacia un pozo, se observa que cuando $2L = R$, el gasto por metro de abatimiento en el pozo calculado con ambas ecuaciones resulta el mismo. Sin embargo, si $2L$ es mayor que R , el efecto de la frontera lineal infinita en el gasto de un pozo único puede ser ignorado, debido a que el gasto requerido en el pozo para producir una reducción de carga está gobernada por el radio de influencia y no por la línea de flujo de la fuente.

El gasto hacia un pozo a gravedad (Fig. 32c) que penetra totalmente proveniente de una frontera lineal infinita, se expresa como:

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln \frac{2L}{r_w}} \quad (73)$$

La carga h_p en cualquier punto P se calcula de la siguiente ecuación:

$$H^2 - h_p^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{r'}{r} \quad (74)$$

IV.8 conjunto de pozos de bombeo

Algunos sistemas de abatimiento consisten de un cierto número de pozos profundos y/o pozos punta, éstos son bombeados para generar el alivio de presión requerido en

el subsuelo o la reducción del nivel de agua freática. Uno de los mayores problemas en el diseño de tales sistemas es determinar su número y separación. Por lo tanto es necesario determinar las relaciones entre el abatimiento causado por un grupo de pozos o pozos punta y el gasto de tales sistemas. Las ecuaciones vistas anteriormente fueron desarrolladas para el gasto y abatimiento causados por un conjunto de pozos de bombeo determinando primero el gasto y el abatimiento en una zanja equivalente y ajustando la carga en la vecindad de la zanja para simular los efectos del conjunto de pozos. Dado que en algunos casos estos procedimientos son pocos precisos, a continuación se presentan algunos métodos más exactos.

Caso general. La influencia de un sistema de pozos artesianos en el abatimiento ($H-h$), en cualquier punto, lo determinó primero Forchheimer. La ecuación general para un abatimiento fue desarrollada por Him y Later y modificada por Dachter, ella se escribe para un grupo de pozos artesianos como:

$$H - h = \frac{1}{2\pi kl} \left(Q_{w1} \ln \frac{R_1}{r_1} + Q_{w2} \ln \frac{R_2}{r_2} + \dots + Q_{wn} \ln \frac{R_n}{r_n} \right) \quad (75)$$

0

$$H - h = \frac{1}{2\pi kl} \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{R_i}{r_i} \quad (75a)$$

donde:

- Q_{wi} = Gasto en el pozo
- R_i = Radio de influencia del pozo
- r_i = Distancia desde el pozo hasta el punto de interés
- n = Número de pozos del grupo

La ec. general para el abatimiento en cualquier punto causada por el bombeo en un grupo de pozos a gravedad es el siguiente:

$$H^2 - h^2 = \frac{1}{\pi k} \sum_{i=1}^{i=n} Q_{w_i} \ln \frac{R_i}{r_i} \tag{76}$$

Donde el significado de las variables que aparecen son las mismas que se usaron en las ecs. 75 y 75a

Comparando las ecs. 75a y 76 se observa que el factor $\sum_{i=1}^{i=n} Q_{w_i} \ln \frac{R_i}{r_i}$ es común a ambos sistemas de pozos. En general estas dos ecs. se pueden expresar de la siguiente manera.

Caso artesiano:
$$H - h = \frac{F}{2\pi k l} \tag{77}$$

Caso a gravedad:
$$H^2 - h^2 = \frac{F}{\pi k} \tag{78}$$

Donde F es un factor que depende del gasto y de la posición de cada pozo del sistema y que es independiente de las condiciones del flujo, a gravedad o artesiano.

La carga h_{w_j} en un pozo j , para un sistema de n pozos, se determina a partir de las siguientes ecuaciones para flujo artesiano y a gravedad.

Caso artesiano:

$$H - h_{w_j} = \frac{1}{2\pi k l} \left(Q_{w_j} \ln \frac{R_j}{r_{w_j}} + \sum_{i=1}^{i=n, i \neq j} Q_{w_i} \ln \frac{R_i}{r_{i,j}} \right) \tag{79}$$

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Caso a gravedad:

$$H^2 - h_w^2 = \frac{1}{\pi k} \left(Q_{w_j} \ln \frac{R_j}{r_{w_j}} + \sum_{i=1}^{n-1} Q_{w_i} \ln \frac{R_j}{r_{i,j}} \right) \quad (80)$$

donde:

Q_{w_j} = Gasto en el pozo j

R_j = Radio de influencia del pozo j

r_{w_j} = Radio efectivo del pozo j

$r_{i,j}$ = Distancia desde cada pozo al pozo j .

Los otros símbolos tienen el significado dado previamente. Se puede observar que las dos ecs. anteriores se pueden escribir como sigue:

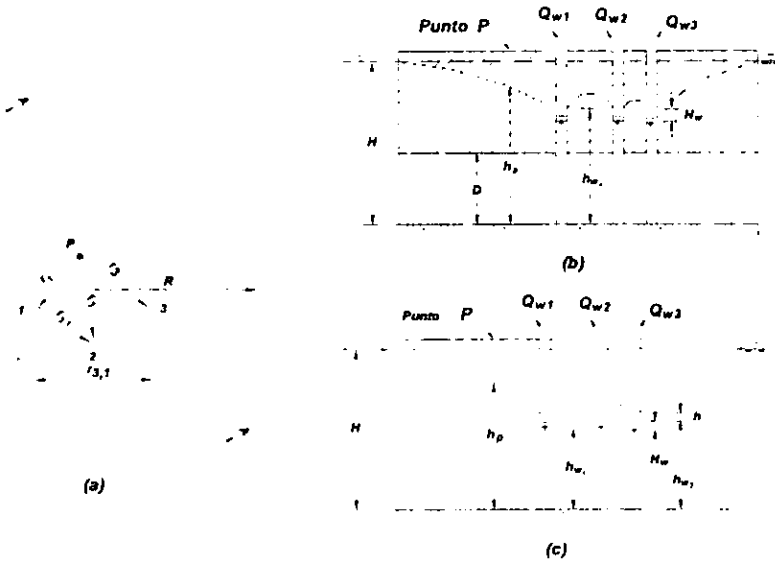
$$\text{Caso artesiano} \quad H - h_{w_j} = \frac{F_w}{2\pi k l} \quad (79a)$$

$$\text{Caso a gravedad:} \quad H^2 - h_{w_j}^2 = \frac{F_w}{\pi k} \quad (80a)$$

donde F_w es un factor por abatimiento en el pozo.

En problemas donde las fronteras no son usuales, tales como una frontera lineal infinita con agua permanente o estratos permeables discontinuos, el radio de influencia para todos los pozos se puede suponer constante, tal como se muestra en la figura 33, donde R_i se supone igual a R . Para estos casos se pueden utilizar las ecs. 75 y 75a para calcular las cargas en cualquier punto.

Fig 33. Abatimiento en un conjunto de pozos de bombeo que penetran totalmente con flujo establecido radial a) planta, b) sección A-A caso artesiano, c) sección A-A caso a gravedad.



Flujo artesiano

Abatimiento en el punto P.

$$H - h_p = \frac{1}{2\pi kl} \left(Q_{w1} \ln \frac{R}{r_1} + Q_{w2} \ln \frac{R}{r_2} + Q_{w3} \ln \frac{R}{r_3} \right)$$

o

$$H - h_r = \frac{1}{2\pi kl} \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{R}{r_i} = \frac{F_p}{2\pi kl}$$

El abatimiento en el pozo 1:

$$H - h_w = \frac{1}{2\pi kl} \left(Q_{w1} \ln \frac{R}{r_{w1}} + \sum_{i=2}^{(n)} Q_{wi} \ln \frac{R}{r_{i1}} \right)$$

o

$$H - h_w = \frac{F_{w1}}{2\pi kl}$$

Flujo a gravedad

Carga h_p en el punto p : $H^2 - h_p^2 = \frac{F_p}{\pi k}$

Carga h_{w1} en el punto 1: $H^2 - h_{w1}^2 = \frac{F_{w1}}{\pi k}$

$$H - h = \frac{1}{2\pi kl} \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{R}{r_i} \tag{75b}$$

y

$$H^2 - h^2 = \frac{1}{\pi k} \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{R}{r_i} \tag{76a}$$

Haciendo al factor F_w en las ecs. 70a y 80a igual a :

$$F_w = Q_{w1} \ln \frac{R}{r_{w1}} + \sum_{i=1}^{(n-1)} Q_{wi} \ln \frac{R}{r_i} \tag{81}$$

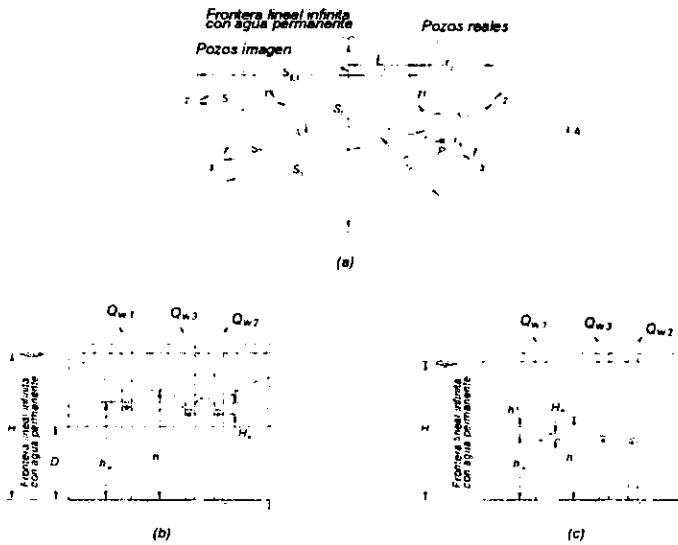
Comparando las ecs. 47 y 79 revelan un principio importante. El abatimiento dado en

un pozo que forman parte de un sistema de pozos artesianos, es igual al abatimiento causado por el propio pozo, como si no existieran los otros, más el abatimiento causado en el pozo por los pozos restantes. Por lo tanto, el abatimiento en un punto dado, causado por el bombeo de los pozos individuales, se puede obtener sumando los abatimientos causados por todos los pozos. De manera similar, al comparar las ecs 57 y 80 se observa que el término $(H^2 - h_w^2)$ en un pozo a gravedad es igual al provocado por el bombeo en el propio pozo más la suma de los términos $(H^2 - h^2)$ causado por los pozos restantes.

Flujo hacia un grupo de pozos de bombeo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.

En la figura 43 se muestra la condición señalada, tanto para flujo artesiano como a gravedad.

Fig 34. Abatimiento para un grupo de pozos que penetran totalmente con flujo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente a) planta, b) sección A-A flujo artesiano c) sección A-A flujo a gravedad d) ejemplo de cálculo de $F'p$ y $F'w$ en planta.



b) Flujo Artesiano

Abatimiento en el punto P:

$$H - h_r = \frac{1}{2\pi k l} \sum_{i=1}^{n} Q_{w_i} \ln \frac{S_{r_i}}{r_i} = \frac{F'_{r_p}}{2\pi k l}$$

Abatimiento en el pozo 1:

$$H - h_{w_1} = \frac{1}{2\pi k l} \left(Q_{w_1} \ln \frac{2L_1}{r_{w_1}} + \sum_{i=2}^{n} Q_{w_i} \ln \frac{S_{r_i}}{r_{i,1}} \right)$$

O

$$H - h_{w_1} = \frac{F'_{w_1}}{2\pi k l}$$

c) Flujo a Gravedad.

Abatimiento en el punto P:

$$H - h_r = \frac{F'_{r_p}}{\pi k}$$

Carga h_{w_1} en el pozo 1

$$H - h_{w_1} = \frac{F'_{w_1}}{\pi k}$$

d) Suponer $r_{w_1} = 0.3048$ m (1 ft), Q_{w_1} , Q_{w_2} y $Q_{w_3} = 0.0189$, 0.0165 y 0.0236 m³/s respectivamente y $n=3$. Calcule F'_{r_p} y F'_{w_1} para los pozos de la planta a).

Pozo	Q_w	r_i	S_i	$Q_w \ln \frac{S_i}{r_i}$	r_{w1}	$S_{i,1} \circ \frac{2L_1}{2L_1}$	$Q_w \ln \frac{2L_1}{r_{w1}} \circ Q_w \ln \frac{S_i}{r_i}$
	(m ³ /s)	(m)	(m)		(m)	(m)	
1	0.0189	76.20	237.70	0.0215	0.3048*	182.88	0.121
2	0.0165	97.50	356.60	0.0214	121.92	304.80	0.015
3	0.0236	57.90	323.10	0.0406	129.54	289.56	0.019

$$F_p = 0.0835$$

$$F_{w1} = 0.155$$

$$r_{w1}^* = 1ft (0.3048m)$$

La ecuación general para el abatimiento ($H-h_p$) en cualquier punto P se determina de los pozos imagen y es como sigue:

$$H - h_p = \frac{1}{2\pi kl} \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{S_i}{r_i} = \frac{F_p}{2\pi kl} \tag{82}$$

donde: S_i = distancia desde el punto P al pozo imagen i
 r_i = distancia desde el punto P al pozo real i

El abatimiento en un pozo dado, es decir, el pozo $j(i=j)$ se expresa como sigue:

$$H - h_{w_j} = \frac{1}{2\pi kl} \left(Q_{w_j} \ln \frac{2L_j}{r_{w_j}} + \sum_{i=1}^{j-1} Q_{w_i} \ln \frac{S_{i,j}}{r_{i,j}} \right) \tag{83}$$

o

$$H - h_{w_j} = \frac{F_{w_j}}{2\pi kl} \tag{84}$$

donde: $2L_j$ = distancia desde el pozo real j al pozo imagen j

r_{wj} = radio efectivo del pozo j

S_{ij} = distancia desde el pozo real j al pozo imagen i

r_{ij} = distancia desde el pozo real j al pozo real i

Las otras variables tienen el significado dado previamente. Comparando las ecs. 71 y 83 se observa que el abatimiento en un pozo del grupo es igual al provocado por el bombeo del propio pozo más el abatimiento causado en el pozo por los pozos restantes.

Cuando el flujo hacia los pozos proviene de una frontera lineal infinita a gravedad más que por condiciones artesianas, las ecs. 82 y 84 se expresan como:

$$H^2 - h_p^2 = \frac{F'}{\pi k} \tag{85}$$

y

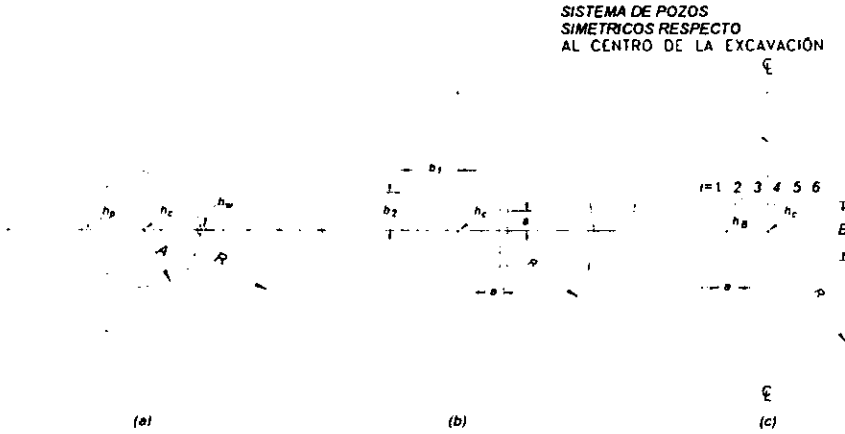
$$H^2 - h_w^2 = \frac{F'_w}{\pi k} \tag{86}$$

Donde los valores de F' y F'_w son los mismos dados por las ecs. 82 y 84, respectivamente.

Factores de abatimiento para pozos con arreglo especial.

Cuando los pozos de un sistema están distribuidos de manera lineal, circular o en otro arreglo, resulta práctico el uso de ábacos o fórmulas simples para determinar los factores de abatimiento F_w , F'_w , F y F' . Las curvas y fórmulas para algunos arreglos usados frecuentemente se muestran en las figuras 35 a 37.

Fig 35. Factores de abatimiento para un conjunto de pozos de bombeo con flujo establecido radial. a) arreglo circular de pozos con igual separación, b) arreglo rectangular para pozos con igual separación. c). Dos líneas paralelas de pozos igualmente espaciados.



a)
$$F_w = Q_w \ln \frac{R^n}{n r_w A^{(n-1)}} \tag{87}$$

$$F_c = n Q_w \ln \frac{R}{A} \tag{88}$$

Para flujo artésiano:

$$h_p = H - \frac{(H - h_w) \left(n \ln R - \sum_{i=1}^n \ln r_i \right)}{\ln \frac{R^n}{n r_w A^{(n-1)}}} \tag{77a}$$

$$h_1 = \frac{H - (H - h_w) \mu \ln \frac{R}{A}}{\ln \frac{R^n}{m_w A^{(n-1)}}} \quad (75b)$$

Para flujo a gravedad:

$$H - h_1 = H - H^2 \frac{n(H^2 - h_w^2) \ln \frac{R}{A}}{\ln \frac{R^n}{m_w A^{(n-1)}}} \quad (76b)$$

b) Método aproximado.

Cálculo del radio equivalente A_e del sistema de pozos de la siguiente ec.

$$A_e = \frac{4}{\pi} h_1 h_2 \quad (89)$$

Cálculo de F_w y F_c de las ecs. 87 y 88 usando A_e en lugar de A .

c) Método exacto

Cálculo de F_w y F_c de las ecs. 81 y 75b respectivamente.

$$F_c = 4Q_w \sum_{i=1}^{n-1} \ln \frac{R}{1/2 a^2 (2i-1)^2 + B^2} \quad (90)$$

$$F_R = 2Q_w \sum_{i=1}^{n-1} \ln \frac{R}{1/2 a^2 (2i-3)^2 + B^2} \quad (91)$$

para los tres arreglos

Para flujo artesiano se tiene

$$H - h_c = \frac{F_c}{2\pi k l} \quad (77)$$

$$H - h_w = \frac{F_w}{2\pi k l} \quad (79a)$$

Para flujo a gravedad se tiene

$$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c}{\pi k} \quad (78)$$

$$H^2 - h_w^2 = \frac{F_w}{\pi k} \quad (80a)$$

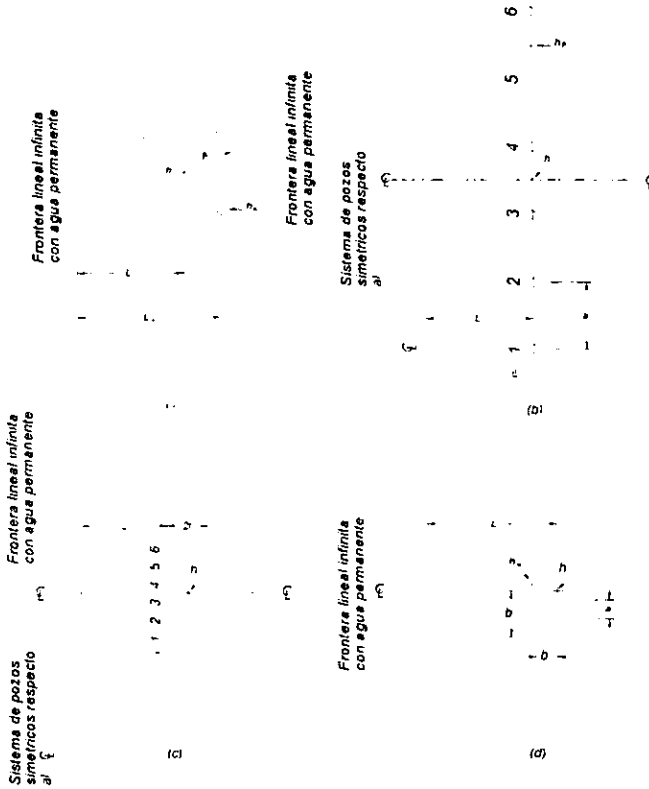
Nota: n = número de pozos del sistema.

i = número de pozos como se muestra en la Fig. 35c.

Q_w = Gasto por pozo

El flujo en todos los pozos del sistema se supone igual. Se supone también que los pozos penetran totalmente en el estrato permeable.

Fig 36. Factores de abatimiento de un conjunto de pozos de bombeo con flujo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente a) arreglo circular para pozos igualmente espaciados, b) una línea de pozos igualmente espaciados, c) dos líneas paralelas de pozos igualmente espaciados, d) arreglo rectangular de pozos igualmente espaciados.



$$a), \quad F_{i-1} = \frac{Q_w}{2} \sum_{i=1}^n \ln \left[1 + 4 \left(\frac{L}{A} \right)^2 - 4 \left(\frac{L}{A} \right) \cos(i-1) \frac{2\pi}{n} \right] \quad (92)$$

$$\text{cuando } \frac{L}{A} \geq 2 \quad F_{i-1} = Q_w n \ln \frac{2L}{A} \quad (92a)$$

$$F'_w = Q_w \left(n \ln \frac{2L_w}{A} + \ln \frac{A}{nr_w} \right) \quad (93)$$

b) En el centro del conjunto de pozos:

$$F'_w = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/2} \ln \left[1 + \left[\frac{2L}{(a/2)(n+1-2i)} \right]^2 \right] \quad (94)$$

a la mitad de las dos líneas de pozos:

$$F'_w = Q_w \sum_{i=1}^n \ln \left[1 + \left[\frac{2L}{(a/2)(2i-3)} \right]^2 \right] \quad (95)$$

cuando $n \approx \infty$, use gráficas de la figura 37.

c). Al centro del sistema de pozos:

$$F'_w = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/4} \left\{ \ln \left[1 + \left[\frac{2L+l}{(a/4)(n+2-4i)} \right]^2 \right] + \ln \left[1 + \left[\frac{2L+3l}{(a/4)(n+2-4i)} \right]^2 \right] \right\} \quad (96)$$

d) **Método Aproximado.** Cálculo del radio equivalente A_e del sistema de pozos de la Fig. 35 usando la ec. 89, y determinación de F'_c y F'_w de las ecs. 92 ó 92a y 93, respectivamente.

Método Exacto. Cálculo de F'_c y F'_w de las ecs. 82 y 83 respectivamente a), b), c) y d).

Para flujo artesiano.

$$H - h = \frac{F}{2\pi k l} \tag{77}$$

Para flujo a la gravedad.

$$H^2 - h^2 = \frac{F}{\pi k} \tag{78}$$

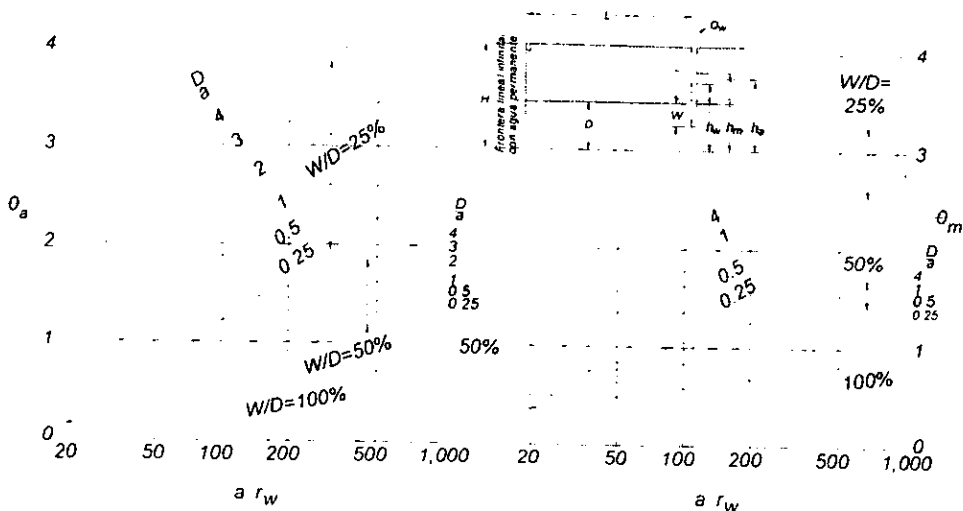
Nota: Q_w = gasto por pozo.

n = número de pozos del conjunto.

i = número del pozo como se mostró.

El flujo en todos los pozos del sistema se supone igual. Se acepta también que los pozos penetran totalmente en el estrato permeable.

Fig 37. Factores para el cálculo del gasto y reducción de carga en una línea infinita de pozos artesianos con flujo proveniente de una frontera lineal infinita con agua permanente.



$$Q_w = \frac{kl(H - h_w)}{L/a + \theta_w} \quad (97)$$

$$h_m = h_w + \frac{\theta_m(H - h_w)}{L/a + \theta_w} \quad (98)$$

$$h_o = h_w + \frac{\theta_o(H - h_w)}{L/a + \theta_w} \quad (99)$$

donde:

r_w = radio del pozo

a =separación entre pozos

Nota: Los puntos anteriores son datos del diseño de pozos de alivio. (boletín del cuerpo de ingenieros 1955)

Las curvas y ecuaciones pertinentes para un conjunto de pozos con flujo proveniente de una frontera lineal fueron desarrolladas por el método del pozo imagen. Cuando existe flujo establecido radial en planta, las ecs. 75a y 76 son usadas como las básicas

IV.9 Origen del flujo de agua.

Las ecuaciones presentadas anteriormente para pozos únicos y para un conjunto de pozos están basadas en suponer un radio de influencia R para un flujo establecido radial o una distancia L del sistema de pozos a una (o posiblemente dos) frontera lineal con agua permanente. Dado que los valores de R o L usados en las ecuaciones afectan los cálculos de descarga y abatimientos, es necesario estimar su valor de manera correcta.

En el desarrollo de las ecuaciones anteriores para flujo establecido radial en un solo pozo, se adopta por simplicidad que el pozo está localizado en el centro de una isla circular. Sin embargo, usualmente los pozos o grupo de pozos en general se instalan en un área del terreno y no en una isla circular. Si los pozos no están estrechamente juntos en un río o canal, el flujo en el pozo y la carga piezométrica en la vecindad del pozo se pueden calcular de las ecuaciones dadas anteriormente para un flujo establecido radial considerando que el término R es el radio de influencia del pozo en lugar del radio de la isla. El radio de influencia se define como el radio del círculo en el cual el pozo no tiene influencia significativa en el nivel de agua subterránea o superficie piezométrica original. Los valores de R dependen de la Geología y las condiciones de la cimentación en el sitio, duración del bombeo, propiedades del estrato permeable y cantidad de abatimiento.

De las ecuaciones desarrolladas para el gasto Q en pozos artesianos o de gravedad, se puede demostrar que el gasto no es especialmente sensitivo al valor de R , debido a que el radio de influencia R normalmente es mayor en comparación con el radio del pozo r_w . Por ejemplo, supongamos que de pruebas de bombeo en un pozo artesiano de radio $r_w = 1$ ft (0.3048 m), se encontró que $R = 610.0$ m. Haciendo $R = 305.0$ m en lugar de 610.0 m, el gasto requerido para producir el mismo abatimiento ($H-h_w$) en el pozo fue solamente cerca del 10% mayor. Así, cuando se calcula el gasto en un pozo para un abatimiento dado, usando fórmulas para flujo establecido radial, se obtienen gastos razonablemente correctos aún si el valor de R es aproximado, a condición de que el radio de influencia sea mayor comparado con el radio del pozo.

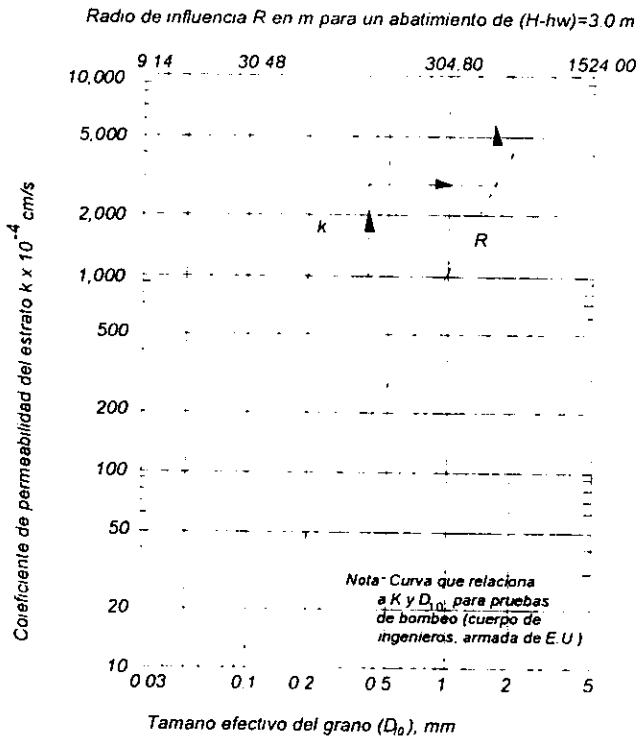
Un valor de R se puede estimar de la siguiente ecuación empírica propuesta por Sichardt (citado por Leonards, ref. 28).

$$R = C' (H - h_w) k \quad (100)$$

Donde R , H y h_w están en ft, $k \times 10^{-4}$ cm/s y C' es una constante dimensional (s/cm) para pozos a gravedad cuyo valor se puede adoptar igual a 3.0. La ec. de Sichardt da una buena aproximación para valores de R registrados en pruebas de bombeo en pozos artesianos en el Río Mississippi por el cuerpo de ingenieros de la armada de E U. La Corporación Moretrench encontró que la ecuación anterior es aplicable para estimar

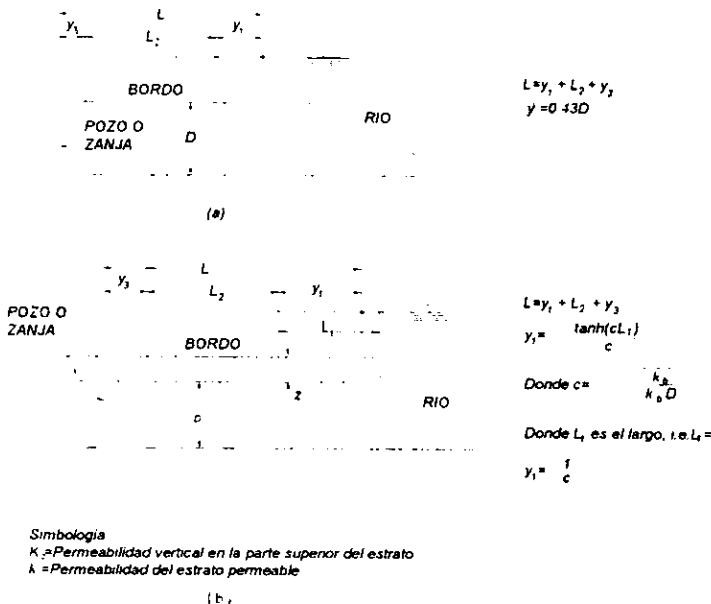
el radio de influencia en una línea única de pozos punta, pero establece un rango de valores de C' de 1.5 a 2.0. Dado que la permeabilidad k esta relacionada con el tamaño del grano del suelo, R lo está también. La figura 38 muestra las relaciones entre k medido en el sitio y el tamaño efectivo del grano D_{10} obtenido de pruebas de bombeo especiales hechas en el Río Mississippi por el cuerpo de ingenieros de la Armada de los Estados Unidos. Los valores de R para un abatimiento de 3.0 m calculados con la ecuación 100, con $C' = 3.00$, pueden ser calculados también de la figura 38, para otros abatimientos "mayores" de 3.0 m; el valor de R de la figura 38 se debe multiplicar por el radio del abatimiento de 3.0 m para obtener el valor de R correspondiente al abatimiento actual para $C' = 3.0$.

Fig 38. Permeabilidad horizontal en sitio contra el tamaño del grano y el radio de influencia contra la permeabilidad.



Cuando un pozo o un grupo de pozos se localizan cercanos a un río o una costa, y el estrato permeable constituye el fondo del río, el origen del flujo puede ser considerado proveniente del río, a condición de que la distancia L desde el pozo o pozos al río sea menor que $R/2$ y siempre que no haya flujo al estrato permeable entre los pozos y el río. Sin embargo, cuando las ataguías se colocan alrededor del área de construcción y existe la posibilidad de que el nivel del río alcance el cuerpo de las ataguías, la filtración puede entrar al estrato permeable a través del espacio, entre la ataguía y el río. En tales casos la distancia L desde el sistema de pozos a la línea efectiva de la frontera lineal infinita con agua permanente será menor que la distancia desde los pozos al río. Un caso típico de lo comentado se muestra en la figura 39. Si no ocurre una filtración a través de la margen del río, y la mayoría de los pozos colocados en tierra están a una distancia mayor que $R/2$ del río y la mayoría de los pozos que están colocados en el lecho del río están a una distancia menor de $R/2$, el origen del flujo de agua se puede tratar como un flujo establecido radial, usando un radio algo menor que el valor de R . Si el cauce del río está cubierto con lodo, el río no actuará como origen de flujo de agua.

Fig 39. Efectos de la filtración vertical en los márgenes de las ataguías (bordos) en un punto con filtración efectiva en la entrada a) sin estrato en la parte superior, b) con un estrato semipermeable extendido desde el río hasta el bordo.



Cuando se instala una línea o dos líneas de pozos paralelas en un área lejana del río, la filtración se puede considerar originada desde una frontera lineal con agua permanente en cada lado de los pozos. Si los pozos se ubican en un área que contiene un estrato permeable con discontinuidades irregulares en el sentido vertical, tal como se muestra en la figura 25, es muy deseable dibujar una red de flujo y diseñar el sistema de pozos usando las ecs. 32 a 45 en lugar de diseñar el sistema con ecuaciones para un flujo establecido radial o flujo desde una frontera lineal con agua permanente, con valores estimados de R o L .

Como el flujo en un sistema de abatimiento de carga con una frontera lineal como origen de filtración es inversamente proporcional a la distancia L de la fuente, el valor de L se deberá determinar tan exacto como sea posible.

V DISEÑO DE POZOS PUNTA Y POZOS PROFUNDOS

Los pozos profundos y pozos punta deberán ser diseñados para que presenten poca resistencia a la corriente de agua a través del cedazo del pozo y del tubo de succión, prevenir la filtración de arena durante el bombeo y resistir la corrosión provocada por el agua y el suelo.

La mayoría de los pozos punta comerciales están hechos de latón o de acero inoxidable y tubo galvanizado, tubo cromado o tubo de succión de acero inoxidable. Cuando se esperan grandes gastos, se debe elegir un tipo de pozo punta de alta capacidad. Con el objeto de prevenir la filtración de arena, la malla o tamaño de la abertura del cedazo deberá ser menor al 80% del diámetro (D_{80}) o al 70% del diámetro (D_{70}), de la arena en la cual el pozo punta se instalará. Cuando se drenen suelos limosos, el pozo punta deberá estar provisto de un filtro de arena graduada media o gruesa diseñado con el criterio de filtro indicado más adelante. El interior del tubo de succión del pozo punta auto hincable deberá tener las aberturas de tal forma que permitan la entrada de agua con una pérdida de carga hidráulica mínima. Generalmente se usa un tubo de succión de acero de 1 1/2 o 2 " para los pozos punta, dependiendo de la longitud requerida y del flujo esperado.

Los cedazos comúnmente usados para pozos profundos de gran diámetro son de acero, madera, acero galvanizado, o malla de forma trapezoidal. Los cedazos comerciales de acero o madera están disponibles de 1/8, 3/16 o 1/4 de pulgada de abertura. Es usualmente necesario y deseable usar un filtro apropiado de grava graduada alrededor de cada cedazo para prevenir la filtración de arena hacia el dren y mejorar la eficiencia del pozo. El tubo de succión generalmente consiste de acero o madera.

El siguiente criterio debe ser observado en el diseño y selección del filtro del pozo o pozo punta.

Ancho de la abertura $\leq D_{70}$ (filtro o arena del acuífero)

Ancho o diámetro de la abertura $\leq D_{80}$ (filtro o arena del acuífero)

Un filtro debe satisfacer el siguiente criterio para evitar la filtración de arena hacia el drenaje y asegurar que el filtro tenga una mayor permeabilidad que el acuífero de arena:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{acuífero.de.arena})} \leq 5.0$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{acuífero.de.arena})} \geq 4.0$$

V.1 Penetración del pozo

En un acuífero estratificado, la penetración efectiva del pozo generalmente difiere de la calculada. Para determinar la longitud requerida del cedazo \bar{W} y lograr una penetración efectiva W en acuíferos estratificados, se puede usar el siguiente procedimiento. Primero se transforma cada estrato permeable de espesor d' y coeficiente de permeabilidad horizontal y vertical (k_H y k_V), en un estrato isótropo de espesor d donde:

$$d = d' \sqrt{\frac{k_H}{k_V}}$$

El coeficiente de permeabilidad transformado de cada estrato es:

$$K = \overline{k_H k_V}$$

El espesor transformado del acuífero homogéneo e isótropo es:

$$D = \overline{\sum(d' k_H) \sum\left(\frac{d'}{k_V}\right)}$$

y la permeabilidad efectiva del acuífero transformado es:

$$K = \frac{\overline{\sum(d' k_H)}}{\overline{\sum(d' / k_V)}}$$

La penetración efectiva del cedazo en el acuífero transformado es:

$$W = \frac{\sum_{\alpha}^W d' k_H}{k}$$

La penetración del cedazo en el acuífero transformado es como sigue (expresado en decimal)

$$\frac{W}{D} = \frac{\sum_{\alpha}^W d' k_H}{kD} = \frac{\sum_{\alpha}^W d' k_H}{\sum_{\alpha}^D d' k_H}$$

Donde \bar{D} es el espesor total del acuífero permeable estratificado

V.2 Pérdida de carga hidráulica en pozos punta y pozos profundos.

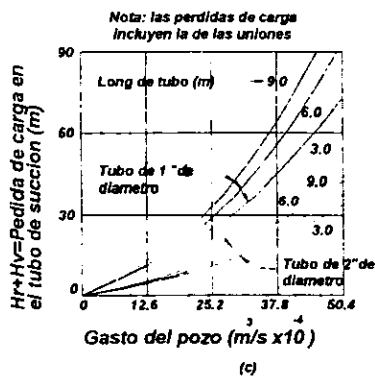
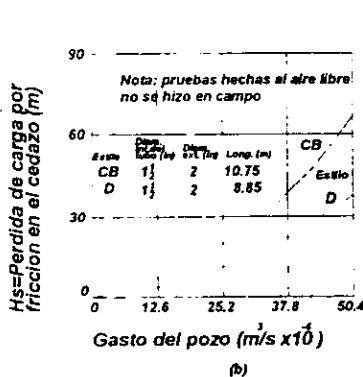
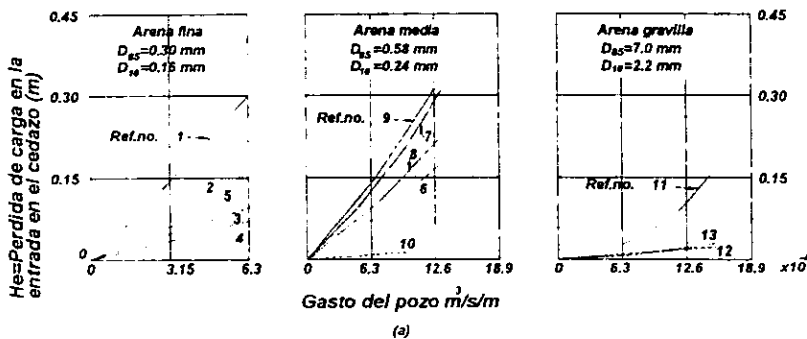
Como resultado del flujo de agua subterránea dentro y fuera de un pozo, ocurre una pérdida de carga hidráulica. Esta consiste de: pérdida de carga a la entrada del cedazo H_e , pérdida por fricción debida al flujo a través del cedazo H_s , pérdida de carga debida a la fricción del flujo a través del tubo de succión H_r y pérdida de carga debida a la velocidad del flujo H_v . La pérdida de carga total en el pozo H_w es la suma de las pérdidas individuales, por lo tanto.

$$H_w = H_e + H_s + H_r + H_v \quad (101)$$

Los procedimientos para estimar estas pérdidas de carga se dan a continuación:

La pérdida de carga a la entrada H_e es la que se requiere para forzar al flujo a través del filtro de grava del pozo, si es que éste tiene filtro, y por el cedazo. Esta pérdida depende del gasto por unidad de longitud del cedazo, del tipo de arena adyacente al tubo, permeabilidad del filtro de grava, el número, tamaño y tipo de abertura en el tubo y del diámetro del tubo. La pérdida de carga para varios tipos de pozos punta instalados en arena fina, media y en grava, determinadas de pruebas de laboratorio para varios pozos, se grafican en la figura 40. La pérdida de carga a la entrada para dos tipos de pozos punta auto hincables, obtenidas de pruebas por la corporación Moretrench, también se muestran en la misma figura. Datos similares para pozos de gran diámetro con cedazo de madera y con filtro de grava graduada se obtuvieron de pruebas de laboratorio y de bombeo en pozos instalados en estratos de arena permeable en la parte baja del río Mississippi, como se muestra en la figura 41.

Fig 40. Pérdida de carga hidráulica a la entrada, por fricción y por velocidad en pozos punta típicos. a) Punta plana de 2 1/2 " de diámetro interior. b) Pozo punta auto hincable. c) Pérdida de carga por fricción en el tubo de succión, C=110.



Referencia	Pozo punta	Malla o abertura	
		Nº	Abertura en mm
1	A y B, abertura	12	0.30
2	C, cedazo envuelto con alambre	20	0.51
3	D, cedazo con malla de alambre	28	0.59
4	E, cedazo con malla de alambre	28	0.59

5	B, abertura	25	0.63
6	A, abertura	25	0.63
7	D, cedazo con malla de alambre	28	0.59
8	A, abertura	50	1.27
9	B, abertura	30	0.76
10	F, cedazo con 6 pl. de filtro de grava	5/32 in	3.97
11	A, abertura	12	0.30
12	A, abertura	100	2.54
13	E, cedazo	5/32 in	3.97
CB	Moretrench, bronce comercial, auto hincado, malla SF	40 x 45	0.31 x 0.38
D	Moretrench, acero inoxidable estilo D, auto hincables, malla E	12 x 68	0.30 x 1.73

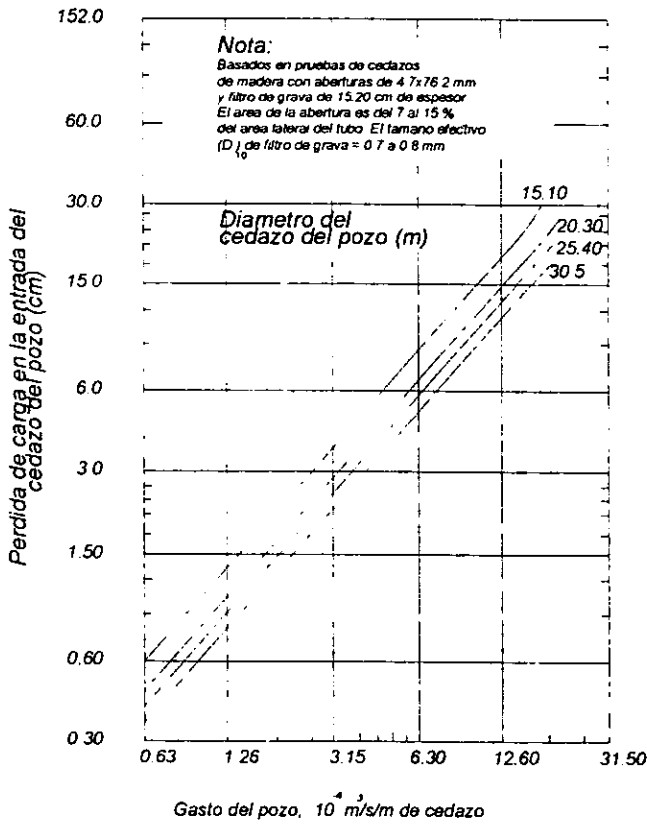
Petersen, Rowher y Alberston (citados por el Leonards,29), presentan datos para distintos tipos de cedazos. Cuando se estima la pérdida de carga en la entrada, se deberá usar un promedio pesado del flujo por metro de cedazo.

La pérdida de carga por fricción en el cedazo se puede estimar tomando en cuenta la longitud del tubo y la distribución del flujo en el mismo, a partir de las fórmulas hidráulicas para flujo de agua en tubos. Por ejemplo, si el pozo penetra completamente en un estrato permeable artesiano uniforme, el gasto en el cedazo se incrementará aproximadamente lineal, desde cero en el fondo, hasta el gasto Q_w en la parte superior del cedazo. En este caso la pérdida por fricción se puede calcular suponiendo completo el gasto Q_w que fluye a través de un tercio de la longitud del cedazo. Si en el estrato permeable hay granos de tamaño grueso con la profundidad o si el pozo solamente penetra parcialmente en el estrato uniforme, el gasto en la parte baja del cedazo será mayor que el supuesto anteriormente, en este caso la pérdida de carga se puede calcular suponiendo un gasto de $0.90Q_w$ a través de un medio de la longitud del cedazo.

La pérdida de carga hidráulica en el tubo de succión H_r , se puede calcular del gasto en el pozo Q_w y de la longitud del tubo de succión por el cual el flujo circula, a partir de fórmulas ordinarias. La pérdida de carga del pozo o pozo punta en la conexión con el tubo colector también se debe incluir. Para estimar ésta en el caso de pozos punta (incluyendo el cambio brusco en la válvula macho), se le puede remplazar por la siguiente longitud equivalente del tubo succionador:

Diámetro interior de la conexión (plg)	Longitud equivalente en m de tubo con el mismo diámetro interior
2 1/2	9.14
2	17.10

Fig 41. Pérdida de carga en la entrada para cedazos de madera

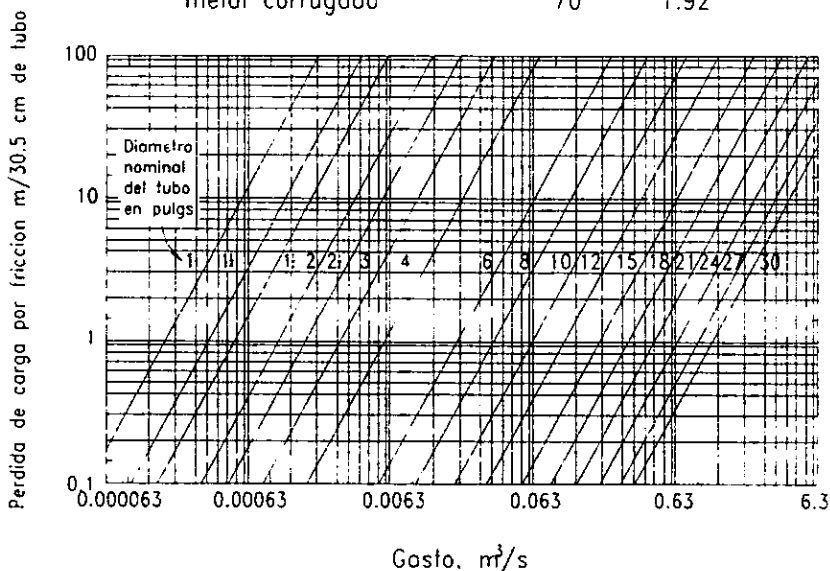


La pérdida de carga hidráulica por velocidad H_v es igual a $V^2/2g$, donde v es la velocidad del flujo en el tubo de succión y g la aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

Las curvas para estimar la pérdida de carga en pozos profundos y pozos punta se muestran en las figuras 40 a 43.

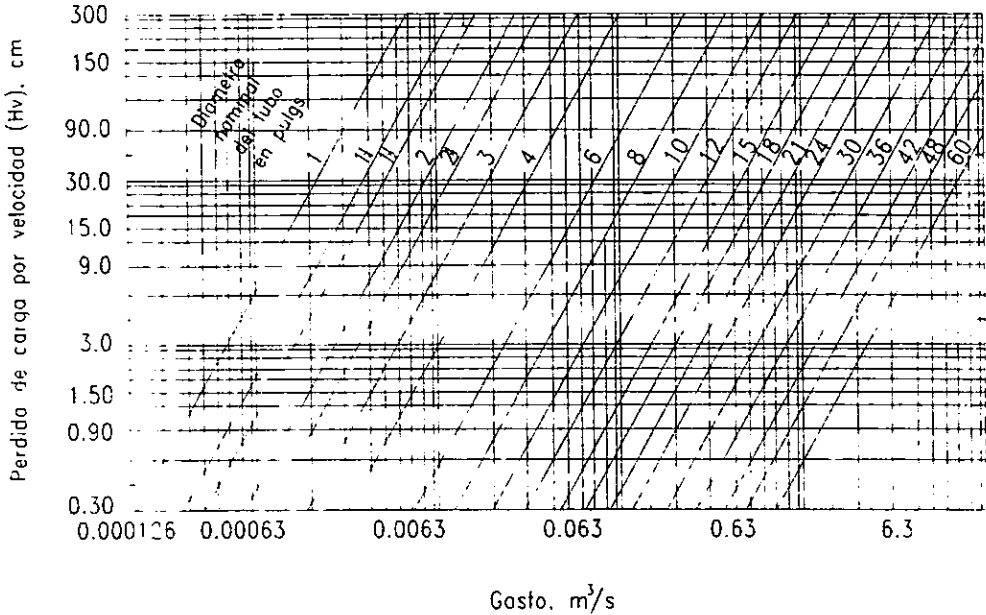
Fig 42. Pérdida de carga por fricción en el tubo de succión y cedazo

Tipo de tubo	C	$(100/C)^{1.85}$
acero (nuevo)	125	0.67
acero (condiciones promedio)	110	0.83
madera	130	0.71
malla de madera	100	1.00
metal corrugado	70	1.92



Basado en la ecuación de Hazen-Williams con $C=100$
 Multiplicar las pérdidas por $(100/C)^{1.85}$ para valores diferentes

Fig 43. Pérdida de carga por velocidad en pozos y tubos



V.3 Radio efectivo del pozo.

El radio efectivo del pozo r_w para un pozo o pozo punta instalado sin un filtro de arena o grava puede ser tomado como la mitad del diámetro exterior del cedazo. Cuando se emplee un filtro de grava o arena alrededor del cedazo se puede usar la mitad del diámetro exterior del filtro como r_w . Cuando el cedazo se instale en un estrato permeable sin filtro se desarrollará por agitación un filtro natural alrededor del cedazo, en este caso el radio efectivo del pozo excederá la mitad del diámetro exterior del cedazo. Sin embargo, dado que la extensión del filtro que se desarrolla es indefinido, generalmente puede ser satisfactorio usar un valor de r_w correspondiente al diámetro exterior del cedazo, aunque si esto se hace resultarán diseños conservadores.

VI DISEÑO DE SISTEMAS DE ABATIMIENTO Y ALIVIO DE PRESIÓN.

Un sistema de abatimiento completo debe ser capaz de abatir el nivel freático al nivel requerido e interceptar la filtración dentro de la excavación permitiendo ejecutar los trabajos de excavación de manera segura y en seco. El tipo de sistema elegido y el diseño dependerá de la geología, tipo de suelo, condiciones y ubicación del nivel freático, tamaño de la excavación y de los requerimientos de construcción. El diseño de tal sistema exige un conocimiento y evaluación cuidadosa de los costos de los factores anteriores, de la filtración y flujo del agua subterránea a los pozos o pozos punta, del equipo de bombeo y una cantidad considerable de experiencia y juicio. El diseño de un sistema de abatimiento y alivio de presión involucra: 1) Cálculo de la tasa de gasto requerido para bajar el nivel freático o carga artésiana; 2) Selección de la separación requerida, profundidad, tamaño y tipo de pozos o pozos punta; 3) Selección de los tubos colectores, bombas y sistema de descarga; y 4) Selección de bombas, cárcamos, zanjas, etc., para el control del agua.

VI.1 Abatimiento en taludes y en excavaciones.

El agua subterránea adyacente a excavaciones puede ser abatida o controlada por uno o una combinación de los métodos descritos anteriormente. Los principios a considerar en el diseño de un tipo de sistema de abatimiento seguro junto con algunos ejemplos ilustrativos de diseño se dan en los siguientes párrafos.

Sistema de Pozos Punta: los sistemas de pozos punta espaciados estrechamente entre sí, conectados a un tubo cabezal y operados por una bomba en el pozo punta, pueden ser usados para bajar el agua subterránea cuando los requerimientos de abatimiento no son excesivos.

Puesto que la separación de los pozos punta generalmente es pequeña, éstos pueden ser considerados como una zanja continua abierta, por lo tanto, su separación debe ser tal que la carga a lo largo de la línea de pozos punta sea esencialmente la misma que existiría en la zanja. Así, la reducción de carga $(H-h_o)$ en una zanja necesaria para producir la carga residual deseada h_D se calcula a partir de las ecuaciones para flujo por gravedad o artesiano-gravedad. La separación de los pozos punta puede ser calculada de la ec. 45a asumiendo en esta ecuación que $h_o=h_D$ y que la diferencia de carga (h_p-h_w) es muy pequeña. Para diseños prácticos se requiere que h_o-h_w adquiera valores iguales o próximos de $0.001H$. Después se tiene que calcular la separación de los pozos punta y la carga h_w en el pozo punta, el gasto Q_w por pozo punta se calcula con las ecs. vistas anteriormente. El valor de h_w ya mencionado debe ser igual o mayor que el valor de h_w calculado de la siguiente manera:

$$h_w = M - V + H_c + H_w \quad (102)$$

Donde:

M = Distancia desde la base del estrato permeable a la toma de la bomba (m)

V = Vacío en la bomba, en m de agua.

H_c = Pérdida de carga promedio en el cabezal arriba de la bomba de succión (m).

H_w = Pérdida de carga en el pozo punta calculada de la ec. 101 más la pérdida en la conexión del tubo de succión con el cabezal (m).

La parte superior del cedazo del pozo punta se debe localizar ligeramente abajo de (h_w-H_w) para asegurar que el pozo punta esté sumergido, de otra manera el exceso de aire puede entrar al sistema de abatimiento y reducir su eficiencia.

Dado que generalmente los pozos punta están conectados a un tubo colector operado por una bomba centrífuga, ellos pueden abatir, en una sola etapa, el agua subterránea entre 4.50 a 6.00 m. El abatimiento alcanzado por etapa está limitado por el vacío que se desarrolla en la bomba y por la altura de la misma sobre el nivel inicial del agua

subterránea y por la pérdida de carga hidráulica en el pozo punta y el sistema colector.

Para una eficiencia adecuada la pérdida de carga hidráulica en la mayoría de los sistemas tiene que ser pequeña; esto requiere que el cabezal, bombas, pozos punta y los tubos de succión sean del tamaño adecuado para el flujo que se desea bombear. Cuando se requieran dos o más etapas de pozos punta, es costumbre diseñar cada etapa con la capacidad suficiente para producir el abatimiento total requerido por esa etapa sin tomar en cuenta ninguna de las etapas superiores funcionando. En tales casos puede ser necesario mantener estas últimas intactas de modo que puedan ser bombeadas conforme avanza el proceso de excavación. Sin embargo, si el nivel piezométrico no se puede controlar dentro del cuerpo del talud, bombeando la etapa más baja de pozos punta, puede ser necesario bombear una o más etapas superiores para obtener el abatimiento requerido.

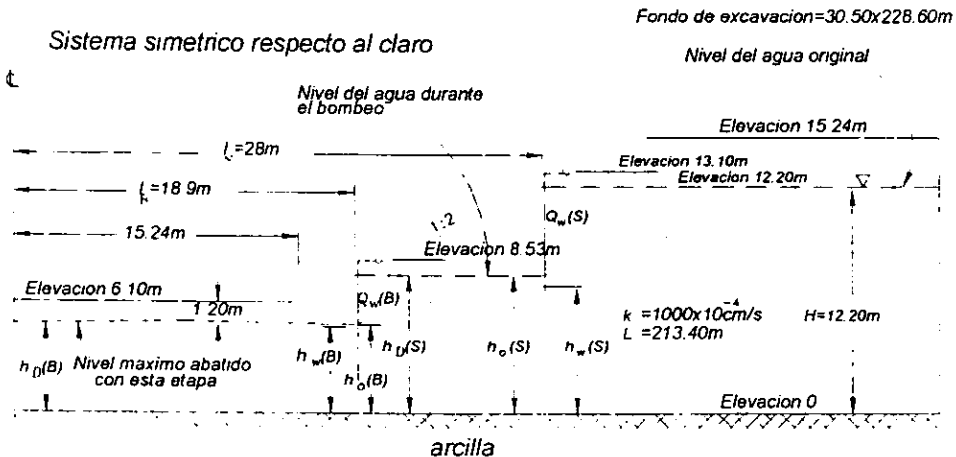
Cuando se requiere más de un sistema de una sola etapa es aconsejable observar el nivel de agua subterránea, antes y después del bombeo de las etapas superiores, y medir la descarga del sistema de pozos punta. Comparando la descarga actual y el abatimiento del agua subterránea calculada, es posible adecuar la etapa inferior antes de su instalación. Se aconseja probar y evaluar el funcionamiento del sistema de abatimiento durante su instalación y operación, dado que en el diseño frecuentemente no es posible determinar con exactitud la permeabilidad del acuífero, el radio de influencia o la distancia efectiva al origen del flujo de agua y la pérdida de carga en el sistema de pozos punta. El diseño típico de un sistema de pozos punta de dos etapas para abatir el nivel del agua subterránea bajo una excavación se muestra a continuación.

Suponiendo una excavación de 9.14 m de profundidad y un área en planta de 30.50 x 228.50 m, alojada en un estrato de arena media con espesor de 15.25 m y un valor de $k=1000 \times 10^{-4}$ cm/s subyacente por un estrato de arcilla y con el NAF a 3.0 m bajo la superficie del terreno. El diseño de un sistema de pozos punta para bajar el NAF 1.20 m bajo el fondo de la excavación se ilustra en la figura 44, junto con los cálculos necesarios para determinar el número de etapas, separación del sistema de pozos punta y el gasto por pozo punta.

De la figura 44 se observa que se requieren dos etapas de pozos punta con punta eyectora. La primera etapa está constituida de pozos punta de 2 ½" y 60 cm de largo con tubos de succión de 2" y 6.0 m de largo y 1.50 m de separación centro a centro, e instalados a la elevación 13.10 (0.90 m antes del nivel inicial del agua). Con esto se logró abatir el agua cerca de 4.55 m (elevación 7.62m). Manteniendo un vacío promedio en el cabezal de cerca de 6.0 m, es posible instalar la segunda etapa 0.90 m antes del nivel del agua abatido (elevación 8.50m). La segunda etapa consistió de pozos punta auto eyectables similares unidos a un tubo de succión de 2" de diámetro y 6.0 m de longitud y separados a 0.90 m centro a centro, pudiendo bajar el agua subterránea a la elevación deseada cuando el vacío promedio en el tubo cabezal fue igual o mayor de 6.0 m.

Aunque los cálculos en la fig. 44 indican que los pozos punta poco profundos son apropiados, éstos deben ser instalados con tubos de succión de 6.0 m para prevenir la posible reducción de la eficiencia de la etapa debido al exceso de aire que entra al sistema.

Fig 44. Diseño de un sistema de pozos punta para el abatimiento en taludes



Problema: Determine la separación de los pozos punta auto eyectables de 2½" con tubos de succión de 2" de diámetro, requeridos para bajar el NAF 1.20 m bajo el fondo de la excavación, suponiendo un vacío en la bomba $V=7.30$ m, pérdida de carga en el colector $H_c=0.60$ m y en la toma de la bomba a 0.60 m antes del colector. Suponiendo que se usan pozos punta estilos D, Mesh E Moretrech.

Solución: Cálculo de la separación así como el nivel de agua en el pozo punta en una distancia bajo el colector igual o menor al vacío disponible en el colector igual a 6.10 m. Se requerirán dos etapas de pozos punta, suponiendo que cada etapa se instala 0.90 m bajo el agua subterránea que existe en el momento de la instalación. Se supondrá también que $r_w=3.60$ cm.

Etapa superior: Se instalará la etapa superior en el nivel 13.11 y a 28 m del centro de la excavación, para bajar el agua temporalmente al nivel 7.60 ó 4.60 m. La segunda etapa se instalará en el nivel 8.50. Bajo estas condiciones $h_D=7.60$ m; suponiendo además que $h_o=h_D=7.60$ m o $H-h_o=4.60$ m para la primera prueba.

Con $l/h_o=28/7.60 = 3.7$; y de la figura 22 $C_1=1.02$. Dado que b se puede suponer igual a cero para los pozos punta, $b/H=0$ y de la misma figura $C_2=1.45$. Cálculo de h_D de la ec. 29.

$$h_D = 7.60 \left(1 + \frac{1.02 \times 1.45 \times 4.60}{213.40} \right) = 7.84m$$

Dado $h_D-h_o=0.24$ m, y suponiendo $h_o=7.35$ m, se recalcula h_D . Así $l/h_o=28/7.35=3.8$; y de la figura 22, $C_1=1.02$.

$$h_D = 7.35 \left(1 + \frac{1.02 \times 1.45 \times 4.85}{213.40} \right) = 7.60m$$

Que coincide con el valor requerido

Así $h_D=7.60$ m, $h_o=7.35$ m y $H-h_o=4.85$ m. Suponiendo $h_o-h_w=0.001H=0.012$ m; se obtiene $h_w=7.34$ m. Sustituyendo h_o para h_D y h_w , L , H y r_w en ec. 45 a, se obtiene.

$$\frac{7.35^2 - 7.34^2}{12.20^2 - 7.35^2} = \frac{a}{2\pi \times 213.4} \ln \frac{a}{2\pi \times 0.037}$$

Resolviendo la ec. se obtiene $a=1.25$ m para el diseño. De ec. 24 el gasto por pozo punta para una línea infinita de pozos punta es:

$$Q_{\infty} = \alpha Q_p = 1.25 \left(0.73 + 0.27 \frac{4.85}{12.2} \right) \left(\frac{0.0010}{2 \times 213.40} \right) (12.20^2 - 7.35^2) = 0.00023 \text{ m}^3 / \text{s}$$

La red de flujo en planta, puede mostrar que el gasto promedio para la línea finita de pozos punta será cerca del 35% mayor que para una línea infinita.

$$\text{Así } Q_{\infty} = 0.00023 \times 1.35 = 0.00031 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{pozo.punta}$$

Para este caso la pérdida de carga hidráulica es como sigue:

$H_e=0.024$ m de la figura 40a, suponiendo la pérdida dada por la curva 7

$H_s=0.045$ m de la figura 40b

$H_r+H_v=0.037$ m de la figura 40c la cual incluye la pérdida en la conexión

$$H_w = 0.11 \text{ m}$$

$$\text{Así } h_w - H_w = 7.34 - 0.11 = 7.23 \text{ m}$$

De la ec. 102 el vacío efectivo requerido $V-H_c$ en el pozo punta es 5.87 m. Dado que este valor es ligeramente menor que el disponible de 6.10 m, por lo tanto se podrán usar pozos punta con separación de 1.25 m con el cabezal en el nivel 13.11 y la parte superior del cedazo del pozo punta en el nivel 7.0.

Etapa inferior: suponiendo $l=18.90$ m, y para una primera iteración $h_o=h_D=4.88$ m, $l/h_o=18.90/4.88=3.9$; de la fig. 22, $C_1=1.02$ y $C_2=1.45$; dado $b=0$ de ec. 28

$$h_D = 4.88 \left[1 + \frac{1.02 \times 1.45 (12.20 - 4.88)}{213.40} \right] = 5.13 \text{ m}$$

Dado que $h_D-h_o=0.25$ m, Suponiendo $h_o=4.65$ m, se recalcula h_D . $l/h_o=18.90/4.65 = 4.06$ y $C_1=1.02$, $C_2 = 1.45$ de la figura 22.

$$h_D = 4.65 \left[1 + \frac{1.02 \times 1.45 (12.20 - 4.65)}{213.40} \right] = 4.88 \text{ m}$$

Así que $h_D=4.88$ m y $h_o=4.65$ m. Suponiendo $h_o-h_w=0.001H=0.012$ m; $h_w=4.65-0.012=4.64$ m y sustituyendo h_o para h_D y h_w , H , L y r_w en ec. 45^a, se tiene:

$$\frac{4.65^2 - 4.64^2}{12.20^2 - 4.65^2} = \frac{a}{2\pi \times 213.4} \ln \frac{a}{2\pi \times 0.037}$$

Resolviendo esta ec. se tiene $a = 0.80$ m. De la ec. 24 el gasto por pozo punta es:

$$Q_w = aQ_p = 0.80 \left(0.73 + 0.27 \frac{7.55}{12.2} \right) \left(\frac{0.0010}{2 \times 213.40} \right) (12.20^2 - 4.65^2) = 0.00021 \text{ m}^3 / \text{s}$$

0

$$Q_w = 0.00021 \times 1.35 = 0.00029 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{pozo punta}$$

Para esta descarga $H_w=0.08$ m; así $h_w-H_w=4.64-0.08=4.56$ m. De la ec. 102 el vacío requerido en el pozo punta es de 3.97 m (8.53-4.56). Por lo tanto, si el vacío en el cabezal se mantiene en 3.95 m, los pozos punta separados 0.80 m centro a centro, abatirán el agua subterránea al nivel 4.88. Sin embargo, dado que el vacío disponible en el cabezal es de 6.10 m y que generalmente no es práctico operar la bomba para producir el vacío, los pozos punta deberán ser instalados con tubos de succión de 6.10 m de longitud y cerca de 0.80 m de separación centro a centro. Esto deberá prevenir la entrada de aire al sistema, el cual de otro modo podría ocurrir si son usados tubos de succión de 3.95 m de longitud. Con tales sistemas $Q_w=0.00031$ m³/s, $H_w=0.11$ m y $h_w-H_w=2.50$ m, y el agua subterránea será abatida cerca del nivel 2.75.

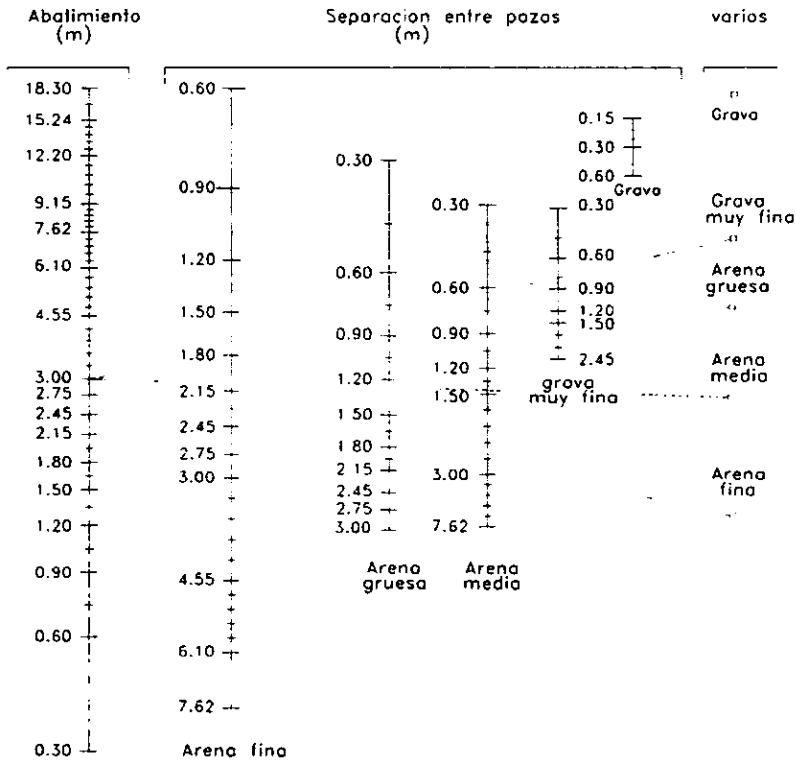
En el caso anterior sería aconsejable observar los niveles del agua subterránea antes y durante el bombeo de la etapa superior y medir las descargas. De esta información el diseño de la etapa baja se puede ajustar si se encuentra que el flujo abatido por metro difiere apreciablemente de los valores calculados. Tales diferencias pueden ocurrir a causa de las limitaciones en la aproximación de K , L y H_w usados en el diseño.

En lugar de cálculos detallados como los realizados para el problema esquemático en figura 44, la separación requerida de los pozos punta para producir un cierto abatimiento para varios suelos se pueden estimar de manera aproximada de nomogramas como los mostrados en las figuras 45 y 46. Sin embargo, estos nomogramas deben ser usados con precaución debido a que éstos se construyeron a partir de datos empíricos y son para condiciones promedio. Su utilidad principal es como una guía en la selección de la separación de los pozos punta.

En algunos casos, los pozos punta solos no pueden eliminar totalmente la filtración dentro de una excavación lo cual hace necesario el empleo de sistemas complementarios. Por ejemplo, cuando un estrato permeable está sobre roca y es

necesario bajar el nivel del agua en la parte superior de la roca, alguna filtración pasaría entre los pozos punta a pesar de su distribución geométrica.

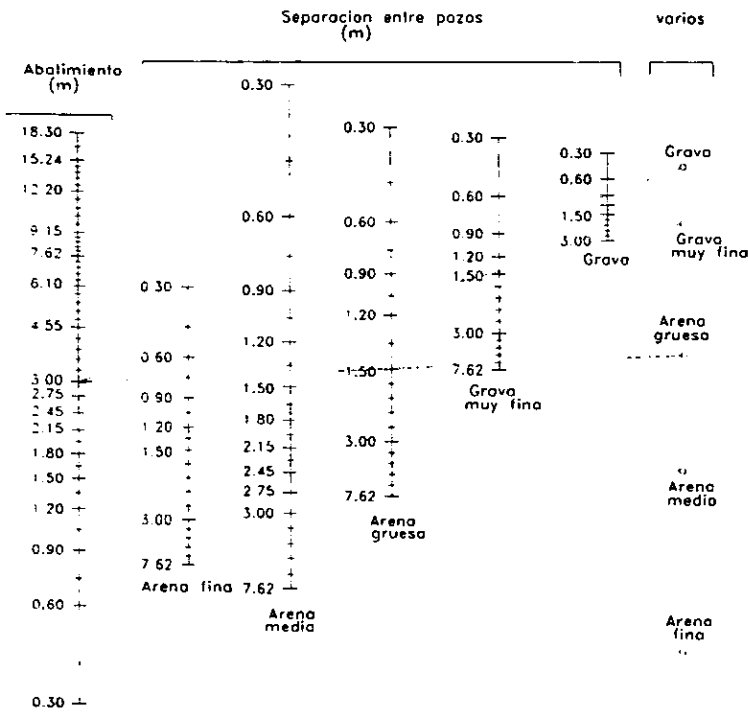
Fig 45. Separación de los pozos punta para grava y arenas uniformes limpias.



En tales casos puede ser necesario interceptar esta filtración con zanjas o drenajes franceses e instalar un limpiador automático en el fondo de la zanja. Cuando el estrato permeable está sobre arcilla, los pozos punta se pueden instalar en hoyos penetrando de 1.0 a 1.20 m dentro de la arcilla y rellena con arena de modo que el nivel del agua en los pozos punta durante el bombeo se pueda mantener bajo el estrato permeable. Este procedimiento reducirá o eliminará la filtración que de otra manera se desviaría de los pozos punta que solamente estuvieran instalados en la parte superior del estrato de arcilla.

Pozos Profundos: Los pozos profundos pueden ser usados exitosamente para desaguar taludes y excavaciones cuando el abatimiento requerido es bastante grande. Tales pozos pueden ubicarse cerca o en la parte superior de la excavación y operados por bombas de turbina, o bien localizarse en el talud y operarse con una bomba centrífuga, conectados a un tubo común en la cabeza (cabezal).

Fig 46. Separación de pozos punta para arenas y gravas limpias estratificadas.

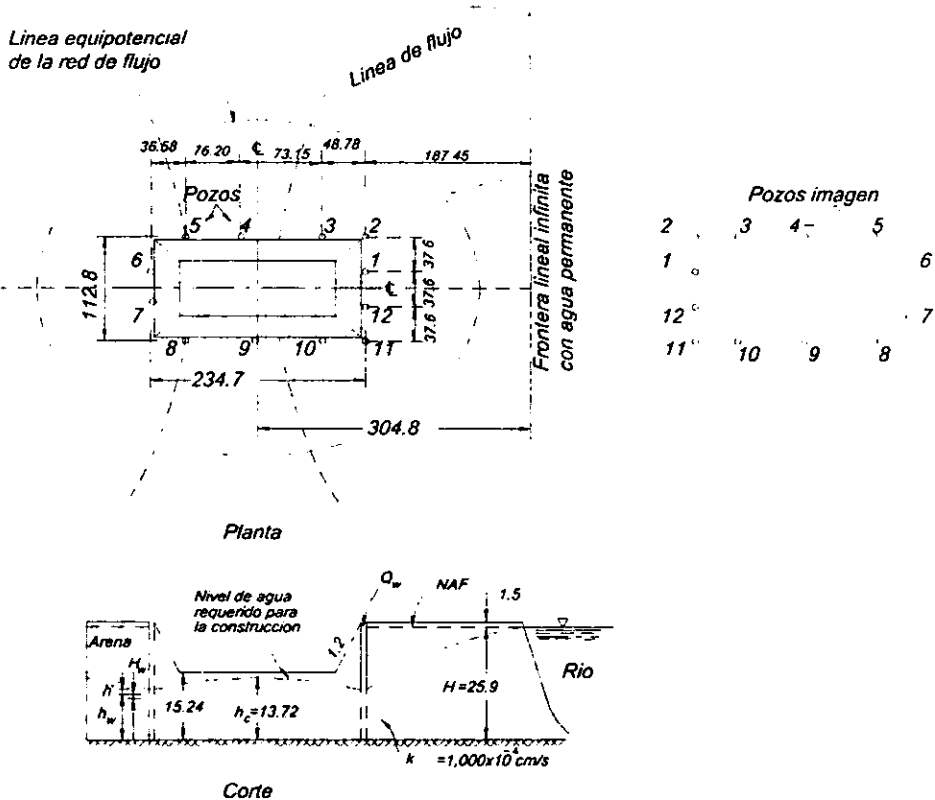


En este último caso es necesario bajar el cabezal y las bombas por etapas de 4.50 m conforme a la excavación vaya profundizando. También, el cabezal deberá levantarse en etapas de 4.50 m hasta alcanzar el nivel freático inicial. Los costos de ambos sistemas deberán ser considerados cuando se seleccione el sistema a usar. Localizando los pozos en la parte superior de la excavación se eliminará la interferencia con la excavación y construcción.

Los procedimientos para el diseño de un sistema de pozos son muy similares a los usados para pozos punta. La parte superior del cedazo para pozos profundos conectados a un colector común operado por una bomba centrífuga se deberá colocar bajo la superficie del agua. Este requerimiento no es necesario si cada pozo es operado con una bomba de pozo profundo. El fondo del pozo se deberá colocar a una profundidad tal que proporcione suficiente longitud de sumergencia del cedazo para admitir el flujo sin excesiva pérdida de carga a la entrada. (Figura 41).

En la figura 47 se ilustra el diseño de un sistema de pozos profundos apropiados para el abatimiento en una excavación en arena cerca de un río.

Fig 47. Diseño de un sistema de pozos profundos para abatimiento en taludes.



Problema: Diseñe un sistema de pozos de madera 10" de diámetro, operados con bombas de pozo profundo de turbina, para abatir el nivel de agua en 1.50 m bajo el fondo de la excavación suponiendo un gasto máximo admisible $Q_w=0.0756 \text{ m}^3/\text{s}$; los pozos están localizados a 1.50 m por debajo de la corona del talud, el radio del pozo $r_w=0.30 \text{ m}$, el D_{10} del filtro de grava=0.25 mm.

Solución: Estimando el gasto total requerido de la ec. 73 usando un radio A_e de un pozo de diámetro equivalente calculado de la ec. 89 (ver fig. 36).

$$A_e = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{234.70}{2} \times \frac{112.80}{2} = 103.60m$$

$$Q_T = \frac{\pi(0.0010)(26.0^2 - 13.72^2)}{\ln(2 \times 304.80 / 103.60)} = 0.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Usar 12 pozos con $Q_w=0.072 \text{ m}^3/\text{s}$ y localizarlos como se muestra en planta así como interceptar un gasto igual al deducido de las redes de flujo y mantener aproximadamente el nivel del agua bajo la excavación. Calcule la carga h_c en el centro de la excavación y la carga h_w en el pozo para lograr un sistema adecuado.

Carga en el punto C y pozo 4, calculado por el método del pozo imagen para $Q_w=0.072 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pozo	Carga en el punto C			Carga en el punto 4		
	S_i (m)	r_i (m)	$\ln(s_i/r_i)$	$S_{i,4}$ (m)	$r_{i,4}$ (m)	$\ln(s_{i,4}/r_{i,4})$
1	492.61	118.85	1.42	493.68	143.25	1.24
2	495.47	130.20	1.35	492.25	121.93	1.40

3	543.96	88.79	1.81	541.03	73.15	2.00
4	616.76	56.59	2.39	614.18	0.30	7.62
5	692.68	98.52	1.95	690.30	76.20	2.20
6	727.20	118.85	1.81	727.93	118.88	1.81
7	727.20	118.85	1.81	730.84	135.55	1.68
8	692.68	98.52	1.95	699.53	136.13	1.64
9	616.76	56.59	2.39	624.45	112.80	1.71
10	543.96	88.79	1.81	552.66	134.44	1.41
11	495.47	130.20	1.35	505.01	166.10	1.11
12	492.61	118.85	1.42	497.96	143.25	1.25
			$\Sigma=21.46$			$\Sigma=25.07$

$$F'_c = 21.46 \times 0.072 = 1.55$$

$$F'_w = 25.07 \times 0.072 = 1.81$$

De la ec. 85
$$H^2 - h_c^2 = \frac{1.55}{\pi \times 0.0010} = 493.38$$

De la ec. 86
$$H^2 - h_w^2 = \frac{1.81}{\pi \times 0.0010} = 576.14$$

Por lo tanto
$$h_c = \sqrt{25.90^2 - 493.38} = 13.32m \quad h_w = \sqrt{25.90^2 - 576.14} = 9.73m$$

El correspondiente gasto/m de cedazo es $0.072/9.73$ ó $0.0074m^3/s$

Calculando la pérdida de carga en el pozo Hw:

$H_c = 0.21m$ de la figura 41

$H_w = 0.11m$ de la figura 43

$$H_r + H_s = 1.25 \frac{9.73}{100} \times \frac{1}{3} = 0.040m \quad (\text{de la figura 42 y usando un gasto a través de la tercera parte del cedazo})$$

$$H_w = 0.36m$$

Así $h_w - H_w = 9.40 - 0.36 = 9.04$ m. La bomba se puede colocar cerca de 0.60 m bajo este nivel y provista con un tubo de succión de 30.0 m de longitud. Con tal tubo de succión, $H_r + H_s$, será ligeramente menor al valor calculado anteriormente.

Se puede usar un método aproximado de la figura 36. Los siguientes valores de F'_c y F'_w se obtienen de las ecs. 92a y 93, respectivamente.

$$F'_c = 0.072 \times 12 \ln \frac{2 \times 304.80}{103.60} = 1.53$$

$$F'_w = 0.072 \times 12 \ln \frac{2 \times 312.42}{103.60} + 0.072 \ln \frac{103.60}{12 \times 0.30} = 1.79$$

Estos valores están muy próximos a los calculados con el método exacto.

Suponiendo que los pozos están localizados a 1.50 m de la corona del talud y que están provistos con un cedazo de madera de 12.20 de longitud y 25 cm de diámetro, con aberturas de 3/16", un área de 40 plg² y que dicho cedazo está cubierto con un filtro de grava graduada de 6" de espesor. El abatimiento del nivel del agua se indica en la fig. 48 con un sistema perimetral de pozos que requieren bombear un total de 0.869 m³/s. Con esta tasa de bombeo se sugiere un diseño tentativo de pozos de 10" de diámetro y bombas de pozo profundo con capacidad de 0.63 a 0.076 m³/s; la

evaluación de estos parámetros conducen a 12 pozos. Por lo tanto, H_w debe estar cerca de 0.30 m.

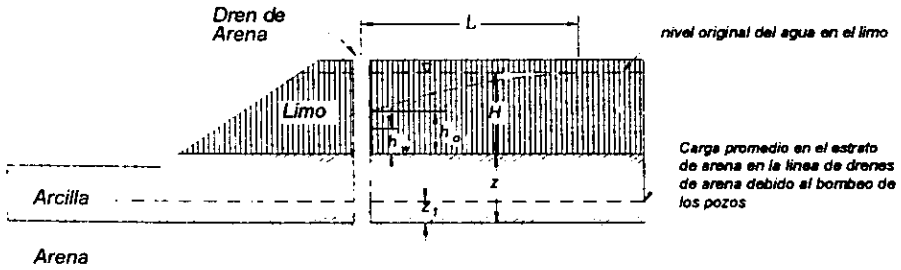
Los pozos deben ser localizados con base en la red de flujo, así que cada pozo deberá interceptar la misma cantidad de flujo de agua, de esta manera la carga en todos los pozos deberá ser la misma. Tomando en cuenta que el gasto obtenido en cada pozo será el mismo, deberá resultar un abatimiento uniforme del nivel del agua subterránea bajo el fondo de la excavación. El arreglo adecuado se puede revisar con el cálculo de la carga h_c en el centro de la excavación como se muestra en la figura 47. La carga en un pozo elegido y el abatimiento ahí dentro se deben calcular para determinar la elevación en la cual se colocará la bomba. Si se adopta un menor número de pozos se tendrá que agrandar el diámetro elegido ya que la bomba nominal de 10 " no podrá producir el gasto requerido.

Nótese que el nivel del agua en cada pozo deberá ser ligeramente mayor que el nivel del agua en el pozo a causa del efecto de la superficie libre del agua. El nivel real en el pozo puede ser calculado con las ecuaciones vistas con anterioridad. Dado que la carga h_c está a una distancia mayor de 1.50 veces el valor de h_c de los pozos calculada en la figura 47, su valor se verá afectado por la superficie de descarga libre.

Drenes verticales de arena combinados con pozos punta o pozos profundos.

Cuando en un estrato de baja permeabilidad vertical descansando en un estrato relativamente permeable, se desea bajar el nivel del agua subterránea en ambos estratos, dicho nivel en el estrato superior se puede bajar por medio de drenes de arena. Si un dren de arena se diseña e instala apropiadamente éste podrá interceptar la filtración de la parte superior del estrato y conducirla hacia abajo en estratos más permeables siendo drenados por pozos punta o pozos profundos. Los drenes deberán cumplir con un cierto diámetro, permeabilidad y separación idónea para conducir el flujo al estrato de arena subyacente con pequeña pérdida de carga hidráulica en cada dren. Los drenes de arena o grava no son efectivos cuando se instalan en suelos altamente permeables debido a que no tienen capacidad hidráulica para permitir el flujo al estrato subyacente sin excesiva pérdida de carga. Un ejemplo de drenaje vertical conjuntamente con las ecuaciones para el cálculo de la separación requerida de los drenes se muestra en la figura 48.

Fig. 48 Diseño de drenes de arena para abatimiento en taludes.



Ecuaciones:

$$Q_D = \frac{k_D(z - z_1 + h_w)A_D}{z + h_w} \quad (1a)$$

$$Q_p = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_0}{H} \right) \frac{ka}{2L} (H^2 - h_0^2) \quad (24)$$

$$h_0^2 = h_w^2 + \frac{Q_p}{\pi k} \ln \frac{a}{2\pi r_D} \quad (40a)$$

NOTA: Para resolver las ecuaciones anteriores de manera simultánea es necesario suponer que $h_w=0$

Donde:

Q_D = gasto vertical por el dren.

Q_p = Filtración a través del estrato hacia el dren por longitud a medido a lo largo de la línea de drenes,

K_D = Permeabilidad vertical de dren.

A_D = Sección de área del dren de radio r_D .

K = permeabilidad del estrato hacia el dren.

h_o = carga en la zanja equivalente simultanea con la línea de drenes

H_w = Carga en el dren de arena.

a = Separación de los drenes.

Otras dimensiones y símbolos son como se indican en la misma figura.

Problema: Dadas las condiciones como se muestran, donde $k=5 \times 10^{-4}$ cm/s, $H=4.57$ m, $Z=3.66$ m, $Z_1=0.90$ m, $k_D=1,000 \times 10^{-4}$ cm/s, $r_D=0.15$ m, $A_D=0.073$ m². Determine la separación de los drenes de arena requeridos para drenar por arriba de un estrato limoso.

Solución: Cálculo de Q_D de la ec. 1a, suponiendo $h_w=0$. Dado que Q_p tiene que ser igual a Q_D , sustituyendo éste valor de Q_D en la ec. 40a y calcular h_o para varios valores de " a " suponiendo a $h_w=0$. Usando estos valores de h_o y " a ", se calcula Q_p de la ec. 24. La separación requerida " a " es aquella que hace a Q_p igual a Q_D .

De la ec. 1a:

$$Q_D = \frac{0.001(3.66 - 0.90)}{3.66} \times 0.073 = 0.000055 \text{ m}^3 / \text{s} = 3.30 \text{ lt} / \text{min}$$

Sustituyendo éste valor en la ec. 40a y suponiendo $h_w=0$ resulta:

$$h_o^2 = \frac{0.000055}{\pi \times 0.000005} \ln \frac{a}{2 \times \pi \times 0.15}$$

También de la fig. 39; $L=30.50$ m para $H-h_w=4.57$ m. Sustituyendo este valor y las otras constantes de la ec. 24, se obtiene la sig. ec.

$$Q_p = \left[0.73 + 0.27 \left(\frac{4.57 - h_o}{4.57} \right) \right] \frac{0.000005a}{2 \times 30.50} (4.57^2 - h_o^2)$$

Calculando h_o y Q_p para varios valores de "a" de la ec. 40a y Ec 24, respectivamente, dando como resultado los siguientes valores:

a (m)	h _o (m)	Q _p (m ³ /s)
1.52	1.27	0.000021
3.05	2.00	0.000041
4.57	2.33	0.000067
6.10	2.54	0.000055

De la tabulación anterior la separación requerida es de 4.57 m debido al valor correspondiente de $Q_p=Q_D$ calculado de la ec. 1a. Sin embargo, dado que las ecuaciones anteriores no consideran el efecto de la pérdida de carga a la entrada, la separación del dren se puede reducir algo. Por lo tanto se puede usar una separación

de 3.0 a 3.60 m.

Electroósmosis. Algunos suelos de grano extremadamente finos no se pueden drenar por los métodos anteriores, pero pueden ser drenados exitosamente por el método electroosmótico. Este sistema consiste de electrodos positivos (ánodos) y electrodos negativos (cátodos) a través de los cuales se transmite una corriente directa, creando un flujo del agua de los poros hacia el cátodo. Los cátodos pueden ser pozos profundos o pozos punta, rodeados de un filtro de arena, los cuales colectan el flujo. El agua recolectada es extraída por bombeo. Debido a que la electroósmosis no es usada frecuentemente en nuestro medio, el diseño detallado de dicha técnica queda fuera del alcance de este trabajo. Sin embargo, un resumen de las características indispensables de sistemas exitosos se comentan a continuación.

Los cátodos tienen que estar bien instalados en una o más líneas y separados 7.50 a 10.50 m, centro a centro, con los ánodos instalados a la mitad de la separación. Cuando se instalen más de una línea de cátodos, los ánodos deben instalarse paralelamente y a la mitad de la separación de los cátodos. Cuando se utilicen múltiples líneas de cátodos, la distancia entre ellos debe ser de 9.0 a 13.50 m. La separación adecuada de los electrodos depende principalmente del voltaje disponible en el sitio. Los gradientes de potencial de más de 0.50 volts/cm entre electrodos no deben utilizarse en trabajos a largo tiempo debido a que a altos gradientes se producen excesivas pérdidas de energía en forma de calor en el subsuelo. Los ánodos pueden consistir de cualquier conductor disponible, tales como tubos de acero, rieles de ferrocarril, etc.

Los cátodos usualmente consisten de pozos profundos o pozos punta de pequeño diámetro, pero suficiente para admitir el tubo de succión (generalmente 1" de Ø) de una bomba. Dado que la tasa de descarga en el cátodo es pequeña, es decir, de 0.015 a 0.0756 m³/día, con un bombeo intermitente podrá ser suficiente para remover el agua colectada en el pozo. Los ánodos y los cátodos deberán profundizarse por lo menos en 1.50 m bajo el fondo de la excavación o talud por estabilizar. Los voltajes requeridos varían de 30 y 100 volts, los valores más bajos son satisfactorios cuando el agua

subterránea contiene alta concentración de minerales. El rango de corriente requerida varía entre 15 y 30 amp/pozo; el consumo de energía potencial total generalmente es alto. La potencia requerida por pozo en sistemas exitosos diseñados por Casagrande fluctuó cerca de 0.5 y 2.5 kw/pozo para los gradientes respectivos de cerca de 1.5 y 4 volts/m de la distancia entre electrodos.

Una estimación de la descarga Q_e en un pozo se puede obtener de la siguiente ecuación.

$$Q_e = k_e i_e a z \quad (103)$$

Donde:

K_e = Coeficiente de permeabilidad electroosmótica, el cual se puede suponer de 0.5×10^{-4} cm/s/volt/cm.

i_e = Gradiente, volts/cm, entre electrodos.

z = Profundidad del suelo por estabilizar.

a = Separación efectiva entre los pozos.

La corriente requerida se puede estimar de la siguiente expresión desarrollada por Mclean y Rolfe.

$$I t = 4 I c - 25 \quad (104)$$

Donde:

I = Corriente en amperes, requerida por gramo de agua expulsada.

t = Tiempo en segundos.

c = Arcilla contenida en el suelo: por ciento (porcentaje en peso de suelo fino mayor de 0.002 mm).

De la ec. 104 se puede observar que la potencia requerida siempre será grande dado que aún cuando $c=19$ se requerirá una corriente de 25 amp para producir un gasto de $0.0139 \text{ m}^3/\text{día}$ por pozo profundo o pozo punta. Dado que los requerimientos de potencia son grandes, el método electrosmótico constituye solamente un medio práctico de estabilización de ciertos suelos.

VI.2 Alivio de presión bajo excavaciones.

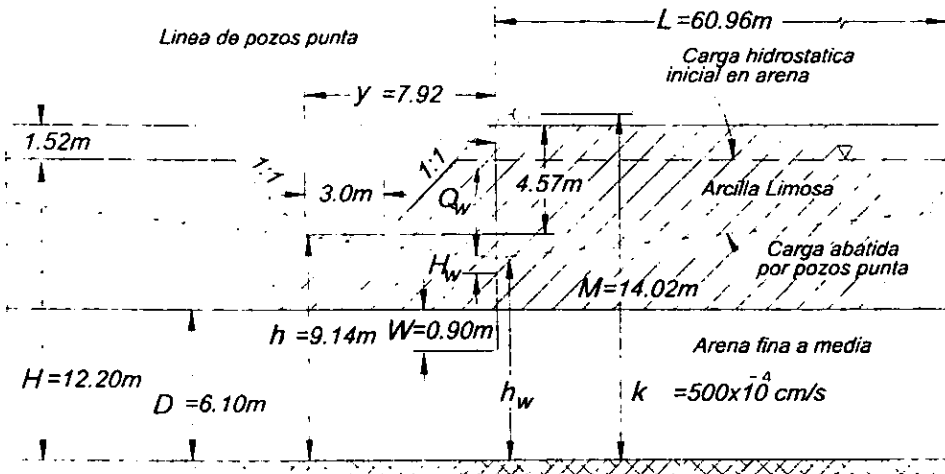
Cuando una excavación esta subyacida por un estrato permeable sometido a carga artesisiana capaz de causar un levantamiento o licuación de la arena en el fondo, la carga se deberá bajar a valores seguros ya sea mediante pozos punta o pozos profundos. El gradiente hidráulico de filtración depende de la uniformidad y permeabilidad de los granos finos del suelo sobre el estrato permeable. En arcillas plásticas aún bajo gradientes hidráulicos ascendentes tan altos como 0.50 pueden ser seguras, mientras que los suelos limosos pueden resultar inestables. La estratificación de los suelos también afecta la presión admisible.

Los sistemas de alivio de presión se pueden diseñar usando las ecuaciones aplicables para flujo artesisiano presentadas anteriormente. Dado que el flujo requerido para una reducción de carga dada depende de la penetración de los pozos o pozos punta, este factor debe ser considerado en el diseño. Para evitar un bombeo excesivo, la penetración deberá ser la necesaria para lograr el abatimiento requerido. Sin embargo, la estratificación de la arena por desaguar tiene un efecto apreciable en la penetración requerida; por lo tanto, su cálculo se tiene que basar en la transformada del sistema, si el estrato permeable es anisótropo.

Los principios que deben ser considerados en el diseño de sistemas de pozos punta y profundos para alivio de presión conjuntamente con ejemplos numéricos se dan en los siguientes párrafos

Pozos punta: Cada etapa de sistemas de pozos punta es capaz de reducir la carga artesiana solamente entre 4.5 a 6.0 m a causa de las limitaciones hidráulicas del sistema, tal como se describió anteriormente en abatimientos en taludes y excavaciones. Sin embargo, un sistema de pozos punta puede ser usado exitosamente para aliviar la presión artesiana cuando la longitud del tubo de succión, el espesor del estrato permeable y la descarga requerida para producir la reducción de carga no sean excesivos. El diseño de una sola etapa de sistemas de pozos punta para aliviar la presión hidrostática en exceso, en un estrato de arena de 6.0 m de espesor ubicado bajo una excavación estrecha para un albañal, se ilustra en la figura 49.

Fig. 49 Diseño de un sistema de pozos punta para alivio de presión.



Problema: Determine la separación requerida para un sistema de pozos punta estilo Cb Auto eyectable Moretrench, de $2\frac{1}{2}$ de \emptyset , y con un tubo de succión de 2" de diámetro para bajar la carga hidrostática en el fondo de la zanja. Se supondrá un vacío efectivo en la parte superior del tubo de succión igual a 6.0 m, $L=60.10\text{ m}$ y $r_w=3.2\text{ cm}$.

Solución: Use una sola línea de pozos punta en la parte superior de la excavación; solo una etapa será requerida. Para $W/D=0.91/6.10=0.15$ y de la figura 18; $\lambda=0.82$ por lo

tanto $\lambda D = 0.82 \times 6.10 = 5.0$ m. La h máxima en la zanja = 9.14 m. Suponiendo este valor de h lejos de la orilla de la zanja a una distancia "y" de 7.92 m de la línea de pozos punta. Calculando la carga h_e requerida de la ec. 27 como sigue:

$$9.14 = h_e + (12.2 - h_e) \left(\frac{7.92 + 5.00}{60.96 + 5.00} \right)$$

$$h_e = 8.26m$$

El gasto Q_p por unidad de longitud del sistema calculado de la ec. 26 es:

$$Q_p = \frac{2 \times 0.0005 \times 6.10 \times 0.3048 \times (12.2 - 8.26)}{60.96 + 5.00} = 0.00010 m^3 / s = 6.0 lt / min$$

Calculando Δh_w de la ec. 32, h_w de la ec. 33 y H_w de la ec. 101 y seleccione el valor de "a", de tal forma que $h_w - H_w \geq 26$ m (M menos el vacío en la parte superior del tubo de succión).

a (m)	Q _w (m³/s)	Δh _w (m)	h _w (m)	Pérdida de carga en los pozos punta				h _w - H _w (m)
				H _s *	H _e ⊕	H _s + H _v ⊕	H _w	
3.00	0.00100	0.15	8.26	0.53	0.07	0.27	0.87	7.41
2.45	0.00085	0.11	8.29	0.35	0.05	0.16	0.56	7.71
1.83	0.00061	0.07	8.35	0.23	0.04	0.10	0.37	7.99

* de la figura 40b

⊕ de la figura 40a, suponiendo a H_w dada por la curva 7

⊗ de la figura 40c, suponiendo $C=110$

Así que se debe requerir una separación de 1.83 m, dado que $h_w - H_w$ no deberá ser menor de 7.92 m. La parte superior del cedazo del pozo punta deberá estar ligeramente abajo del estrato de arena.

En este caso se supuso que el origen del flujo de agua consistió de dos fronteras lineales infinitas con agua permanente, equidistantes y paralelas a la línea de pozos punta. La separación de estos últimos se determinó de modo que el abatimiento dentro del pozo, incluyendo el efecto de la pérdida de carga hidráulica, fuera igual al vacío efectivo en la parte superior del tubo de succión.

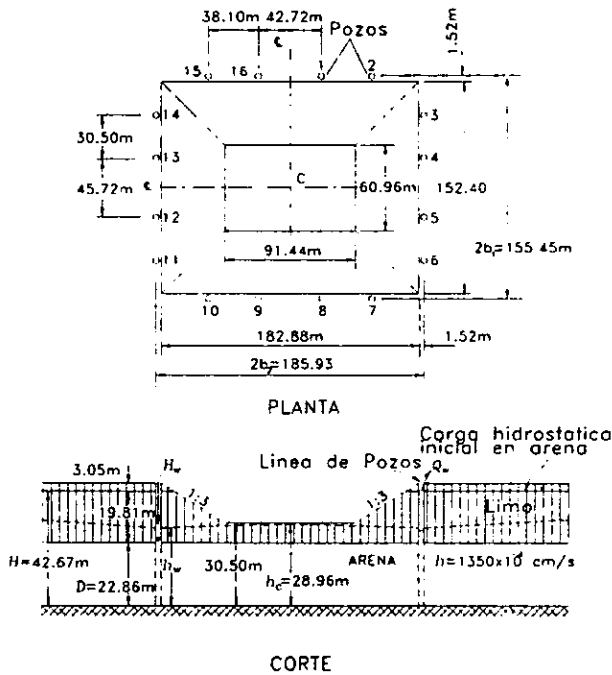
Pozos profundos: Los pozos profundos se pueden usar para aliviar el exceso de presión hidrostática en estratos profundos. Ellos pueden ser operados por bombas individuales de turbina o conectados a un tubo colector operados por una bomba centrífuga de pozo punta. El cedazo deberá ser lo suficientemente largo para admitir el flujo con menor pérdida y el pozo se debe agrandar lo suficiente para alojar la bomba requerida y para lograr pérdidas de carga bajas. Los detalles del diseño del cedazo fueron discutidos anteriormente. El diseño de un sistema de pozos típico para el alivio de presión se presentan a continuación.

En la figura 50 se ilustra el diseño de un sistema de pozos de gran diámetro para la reducción de carga hidrostática en el espesor de un estrato de arena permeable bajo una excavación en suelo limosos de 61.0 x 91.0 m y 15.25 m de profundidad. Fueron requeridos 16 pozos de 10 " de diámetro operados por bombas de turbina para bajar el nivel del agua. En este caso la carga en la arena fue reducida 1.50 m bajo el fondo de la excavación para prevenir la filtración vertical a través del estrato de limo permeable. Los pozos fueron localizados en la parte superior del talud excavado de modo de no

interferir con la excavación y construcción. Se cálculo la evolución de la superficie del agua en el pozo para determinar la elevación a la cual los propulsores se deben colocar, lo que permitirá observar y revisar la sumergencia del cedazo.

Los pozos tuvieron que estar conectados a un colector común con una bomba centrífuga, y localizados a lo largo de la excavación.

Fig. 50 Diseño de sistemas de pozos profundos para alivio de presión.



Problema: Determine el número de pozos profundos de 10" de diámetro con un filtro de grava de 6 pulgadas requeridos para bajar la carga en 1.50 m en un estrato de arena bajo el fondo de la excavación, para los pozos localizados en la parte superior de los taludes y operados por bombas de turbina. (Así $r_w=0.30$ m). Use un sistema que penetre totalmente con cedazos de madera con aberturas de 3/16 " y un filtro de grava

con un tamaño de partícula $D_{10}=0.25$ mm. El área de las aberturas es aproximadamente el 10% del área lateral del cedazo. (La geología y las propiedades del suelo indican un flujo establecido radial).

Solución: Determinando el radio equivalente A_e del sistema de pozos con la ec. 89, y con los pozos localizados a 1.50 m de la corona del talud.

$$A_e = \frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{155.45}{2} \times \frac{185.93}{2}} = 108.23m$$

de la figura 38 $R = 1432.60m$ para $k=0.001350$ m/s y $H-h_w=13.72$ m

Calculo del gasto total Q_T de la ec. 47 para $h_w=h=28.96$ m y $r_w = A_e = 108.23$ m.

$$Q_T = \frac{2 \times \pi \times (0.001350) \times 22.86 \times (42.67 - 28.96)}{\ln \frac{1432.60}{108.23}} = 1.03m^3 / s$$

Como 0.063 m³/s es lo máximo que puede ser bombeado por una bomba nominal de 10", por lo tanto se requerirán 16 pozos. Probar una separación como se muestra en planta y calcular la carga residual en el centro de la excavación con la ecuación 75b, tal como se muestra más adelante. Dado que los pozos son simétricos cerca de ambas líneas del fondo de la excavación, el abatimiento total se obtiene calculando el causado por los 4 pozos de un cuadrante y multiplicando el resultado por 4.

pozo	R (m)	r_i (m)	$\ln \frac{R}{r_i}$
1	1432.56	81.08	2.87
2	1432.56	98.76	2.68

3	1432.56	107.29	2.60
4	1432.56	95.71	2.71
			$\Sigma=10.86$

$$Q_w = 0.063 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{pozo}$$

Para los 4 pozos $H - h_c = \frac{0.063 \times 10.86}{2\pi \times 0.001350 \times 22.86} = 3.53 \text{ m}$

Para los 16 pozos:

$$H - h_c = 14.12 \text{ m} \quad \text{o} \quad h_c = 42.67 - 14.12 = 28.55 \text{ m}$$

Dado que el máximo valor admisible es $h_c=28.96 \text{ m}$, por lo tanto el sistema mostrado en planta es adecuado.

La carga h_w aproximada en el pozo se calcula de la ec. 32 usando una separación promedio de $2(155.45+185.93)/16=42.67 \text{ m}$.

$$\Delta h_w = \frac{0.063}{2\pi \times 0.001350 \times 22.86} \ln \frac{42.67}{2\pi \times 0.30} = 1.01 \text{ m}$$

Así $h_w = 28.55 - 1.01 = 27.84 \text{ m}$

La pérdida de carga hidráulica en los pozos es como sigue, suponiendo que la bomba está a 25.80 m antes del fondo de la arena.

$H_v = 0.08 \text{ m}$ de la figura 43

$H_f = 0.02 \text{ m}$ 0.20(0.10) por 3.0 m de sumergencia del tubo de succión, de la figura 42 y $C=130$.

$H_s = 0.08m$ $0.30(22.86/30.50)$ suponiendo uniforme la tasa de flujo en el cedazo y $C=100$.

$H_s = 0.08m$ de la figura 41, con $Q_w = 0.021m^3 / s / m$ de tubo de succión

$H_w = 0.26m$

Así la superficie de agua en los pozos estuvo cerca de $27.84-0.26=27.58$ m antes del fondo de la arena. Por lo tanto la bomba se colocará a 25.90 m antes del fondo de la arena y provista con un tubo de succión de 3.0 m.

VI.3 Bombas, cabezales y líneas de descarga.

Las bombas, cabezales y líneas de conducción deben tener la capacidad suficiente para desalojar el agua captada en los pozos o pozos punta y conducirla lejos del área a desaguar. Si las líneas del cabezal son muy pequeñas se desarrollarán pérdidas de carga hidráulica excesivas y no se logrará disminuir el NAF a los niveles requeridos. A continuación se presenta un breve resumen de las características de los elementos de un sistema de abatimiento que afectan su diseño, como en el caso de la selección de las bombas centrífugas, los pozos profundos y las líneas de recolección. Se pueden encontrar datos detallados en libros de texto de hidráulica o en los catálogos de los fabricantes

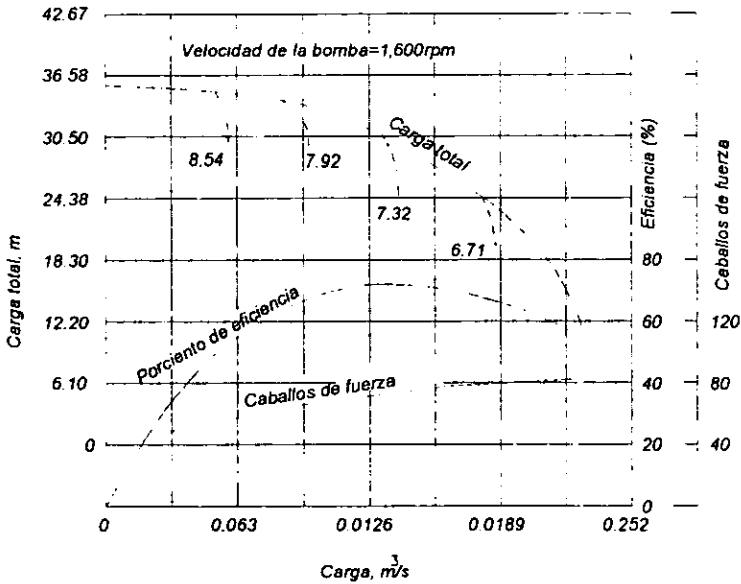
Bombas centrífugas. Las bombas centrífugas se usan para bombear agua de líneas de recolección conectadas a sistemas de pozos o pozos punta y para desalojar el agua superficial desde cárcamos. A las primeras se les denomina bombas de pozos punta y a las segundas bombas de achique.

La selección de una bomba y su unidad de energía depende del gasto requerido, la carga dinámica ("succión" más la carga positiva incluyendo la pérdida de carga hidráulica), carga de succión, capacidad de manejo de aire, energía disponible, consumo de combustible y durabilidad de la unidad.

Las bombas conectadas a las líneas colectoras de los pozos o pozos punta deben poseer buen manejo de aire y ser capaces de producir un alto vacío ya que la cantidad de desagüe o alivio de presión de estos sistemas es afectado por el vacío disponible en la bomba. Para los propósitos se puede utilizar una bomba centrífuga de pozos punta autorregulable ya que ésta puede desarrollar un vacío de 6.0 a 7.6 m de agua. Usualmente es seguro asumir para el diseño que esta bomba puede desarrollar 6.0 m de vacío. Dado que la capacidad de la bomba depende en parte de una carga de presión positiva, este factor debe de ser considerado.

La capacidad de una bomba de pozo punta depende de la velocidad de bombeo, de la fuerza de succión y de la carga dinámica. Las características típicas de una bomba de pozo punta de 8 " de diámetro operada a 1200 rpm, se muestra en la figura 51.

Fig 51. Características de una bomba de pozo punta de 8 " de diámetro



La electricidad, gasolina, diesel o butano son algunas de las fuentes de energía utilizadas para hacer funcionar una bomba. Es preferible adquirir la bomba y la unidad de energía como un solo componente. Al seleccionar la unidad de energía se debe tomar en cuenta el costo inicial de la unidad, el costo de operación, incluyendo mantenimiento y combustible. Cuando se opte por un motor eléctrico alimentado por energía eléctrica, se debe contemplar un generador de energía eléctrica, gasolina o diesel como equipo de respaldo en caso de que falle la fuente primaria. Es deseable que el equipo de apoyo genere de 75 a 100% de la energía requerida por el motor principal de la bomba.

Cuando se usan motores a gasolina o diesel, algunas unidades de respaldo deben estar listas, su número depende de la naturaleza del desagüe y del número de unidades operando. El equipo de apoyo debe de estar preparado para operar en cualquier emergencia. Las bombas centrífugas de achique son necesarias en casi cualquier proyecto

Las bombas centrífugas se usan para remover el agua colectada en zanjas y cárcamos. El bombeo de achique debe ser autorregulable y capaz de producir 6.0 m de vacío. Su capacidad depende de la velocidad de la bomba, el nivel dinámico y la fuerza de succión.

Al seleccionar una bomba y el motor se debe tener un enfoque conservador. Hay que recordar que los cálculos de una red de bombeo o sistema de alivio de presión no son exactos, ya que para trabajos de larga duración ocurrirá algo de pérdida en la eficiencia del bombeo por lo que es mejor tener algo de capacidad extra.

La ubicación y separación de las bombas de pozos punta, así como su capacidad son factores importantes y son afectados por la longitud del cabezal, rango del flujo y punto de descarga. Si la totalidad de la longitud del colector (digamos 150 ó 300 m) es bombeada por una sola bomba, ésta debe localizarse a la mitad de la línea para obtener el máximo vacío. En líneas cortas y cuando el flujo es pequeño, la bomba puede localizarse en otro lugar. La entrada de la bomba debe estar lo más abajo posible. Esta no debe de estar a más de 4.50 o 5.50 m sobre el fondo de la excavación

que está siendo desaguada.

Cuando la descarga del sistema sea grande, la entrada de la bomba debe colocarse a la misma elevación de la línea de recolección y unirse con el mínimo de conexiones. Se debe tomar en cuenta para el diseño del sistema la pérdida de carga hidráulica en los pozos, cabezal y la línea de descarga.

Bombas de pozos profundos. Las bombas de turbina de pozo profundo o sumergibles se usan para operar pozos de gran diámetro y constan de uno o más propulsores en un maneral vertical impulsado por un motor. Los motores de bombas de mayor tamaño se localizan en la parte superior de la bomba.

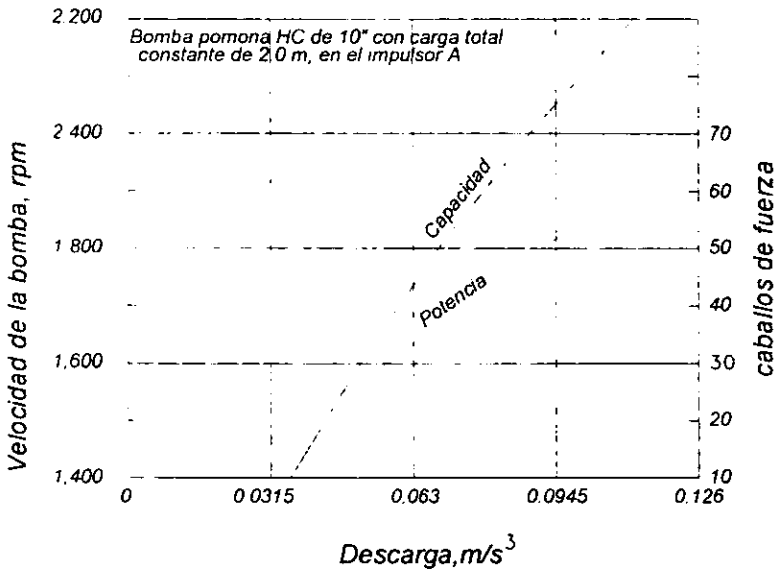
La capacidad de las bombas de pozo profundo dependen del tamaño, velocidad, número de fases (propulsores), tipo y tamaño del propulsor y carga dinámica total. Al seleccionar las bombas para algún proyecto determinado, es conveniente consultar con los representantes de las compañías manufactureras para asegurarse que se está adquiriendo bombas de capacidad adecuada. Esto es importante, ya que la capacidad del pozo está generalmente limitado por la bomba y no por la capacidad del estrato permeable donde se instala el cedazo. Existe una gran variedad de tipos de bombas, sin embargo, para una estimación preliminar se usa la siguiente tabla para determinar la capacidad máxima de un pozo de bombeo profundo que normalmente se encuentran disponibles en el mercado.

Tamaño de la bomba en plg (diámetro interno de la bomba del pozo)	Diámetro interior mínimo recomendable en plg	Capacidad máxima aproximada (m ³ /s)
4	5	0.006
5 5/8	6	0.010
6	8	0.028
8	10	0.038
10	12	0.076
12	14	0.110

14	16	0.150
16	18	0.190

Una curva del rango para una bomba típica de pozos de 10 " de diámetro se muestra en la figura 52. La velocidad de operación normal para esta bomba es de 1750 rpm, sin embargo, su capacidad a esta velocidad es de 0.066 m³/s. Dicha capacidad puede aumentarse operando la bomba a mayor velocidad. Las bombas deben seleccionarse considerando su operación a velocidad normal, obteniéndose así un rango de seguridad.

Fig 52. Rango de curvas para tres etapas de bombas de pozos profundos de 10".



Cabezales. Las tuberías que conforman el cabezal deben de ser capaces de conducir el flujo de los pozos o pozos punta con pocas pérdidas de carga, ya que tal pérdida reduce directamente el abatimiento obtenido con bombas centrífugas. Las pérdidas de carga se consideran debidas a la velocidad, fricción y aumentos de diámetro, conexiones, T, codos, válvulas y otras discontinuidades en la línea. Las pedidas por

fricción y la velocidad se pueden determinar de las figuras 42 y 43 respectivamente. Las pérdidas debido a las irregularidades en la línea son estimables de los coeficientes dados en los libros de texto de hidráulica.

Estas tuberías consisten comúnmente de acero ligero, los cabezales para pozos punta contienen entradas para las conexiones a intervalos cortos. La localización de las bombas y las líneas debe estar planeadas antes de la construcción. Los cabezales se deben instalar ligeramente arriba del espejo de agua y donde sean accesibles, por ejemplo en la pendiente de un talud o en una berma, de ahí que la profundidad del nivel de agua predetermine su localización; el cabezal de un sistema sencillo o el cabezal más bajo de un sistema múltiple no debe localizarse a más de 4.57 m sobre el nivel de terreno para asegurar que el abatimiento del nivel de agua se logre con el vacío disponible en la línea.

La línea del cabezal debe mantenerse razonablemente recta y libre de posibles discontinuidades. Las líneas de descarga de las bombas pueden consistir de tubería de acero o aluminio y deben ser diseñadas para conducir el flujo requerido con relativa pérdida de carga, ya que estas pérdidas afectan la carga total de presión y por lo tanto se reduce la capacidad de la bomba. En algunas situaciones es posible excavar zanjas para conducir el flujo del sitio. Sin embargo, tales zanjas se deben mantener lejos de la corona del talud para evitar que se sature el suelo y se reblandezca, la distancia a la que se deben hacer estos diques depende del tipo de suelo.

VI.4 Control del agua superficial.

Al establecer un sistema de drenaje o alivio de presión, es necesario contemplar instalaciones adecuadas para la recolección y remoción del agua superficial para evitar que las bombas se inunden, ocasionando con ella la falla del sistema de bombeo. El desagüe descontrolado puede ocasionar también problemas de erosión de taludes y por consecuencia gastos de reparación y mantenimiento. Algunas medidas que pueden ayudar a controlar el agua superficial son los diques, zanjas, cárcamos y bombas.

Los factores considerados en el diseño del control del agua superficial incluyen la duración de la obra, frecuencia e intensidad de lluvia y escurrimiento, el área a proteger y almacenaje disponible.

El periodo de retorno usado para la tormenta de diseño, depende de la duración de la construcción y el riesgo involucrado en la falla del sistema de desagüe o alivio de presión. La intensidad y duración de la tormenta de diseño dependerá de la estación del año, localización geográfica del sitio, tiempo de concentración y almacenaje disponible.

Después de que se ha seleccionado un rango para la lluvia, el escurrimiento Q_R se calcula con la siguiente ecuación en pies cúbicos por segundo.

$$Q_v = C_R i A \quad (105)$$

donde:

C_R = Coeficiente de escurrimiento en decimal

i = promedio máximo de lluvia sobre un área de drenaje en plg/hr, ocurrido durante el tiempo de concentración

A = área drenada en acres

El valor de C_R depende de la porosidad relativa, las características y la pendiente de la superficie. Para excavaciones saturadas o empinadas C_R se considera de 0.7 a 0.95.

Diques y zanjas. Cuando una excavación está en una zona donde se drenan áreas vecinas, se debe construir un dique alrededor del tope de la excavación para eliminar el escurrimiento hacia la excavación de las áreas vecinas.

Los cárcamos, o la combinación de cárcamos y diques, los cuales son

utilizados como almacenes, reducirán la capacidad requerida por el equipo de bombeo. Los diques deben ser lo suficientemente altos para prevenir que el agua se desborde sobre de ellos y de suficiente ancho para poder soportar la carga contra ellos. La parte superior del dique debe estar al menos un 30 cm más alto que el nivel del agua calculado. Los diques deben de tener un ancho de corona de 1.0 a 0.50 m y pendientes laterales con taludes de 2:1 ó 2.5:1.

Los diques combinados con zanjas, localizados en las pendientes de las excavaciones, logran controlar el escurrimiento y reducen la erosión del talud. Los escurrimientos retenidos por los diques pueden ser conducidos por líneas y tuberías a cárcamos, ubicados en el fondo de la excavación y posteriormente bombeados fuera de la excavación. El escurrimiento que sea contenido por los diques puede ser también bombeado directamente a otro lado.

Los escurrimientos en las excavaciones con fuertes pendientes son algo riesgosos ya que cualquier desborde del dique puede resultar en el desborde de los demás diques aguas abajo, provocando con esto una inundación de la excavación. Cuando el escurrimiento se contiene y se bombea desde los taludes, éstos deben ser divididos por subáreas comprendidas por los diques y los cárcamos de bombeo, proporcionádoles la suficiente capacidad para remover el escurrimiento calculado dentro de cada subárea.

Los diques deben tener un amplia excedencia para el azolve, bordo libre y almacenaje suficiente. Un dique con una capacidad inadecuada es potencialmente peligroso y por lo tanto se deben diseñar conservadoramente. Esto es especialmente cierto en diques localizados en las pendientes de un talud. Las velocidades de flujo deben ser bajas para prevenir la erosión y el dique debe ser lo suficientemente largo para reducir el mantenimiento necesario para que opere sin obstrucciones.

En suelos limosos erosionables, los diques y zanjas debe estar sembrados para reducir la erosión. Aún con estas medidas precautorias es necesario realizar algún mantenimiento.

La combinación de diques y zanjas en las pendientes de las excavaciones deben estar diseñada para que el corte de la zanja balancee el relleno del dique.

Capacidad de cárcamos y bombas. La capacidad requerida para las bombas para el desalojo del escurrimiento superficial depende del volumen de almacenaje disponible en los pozos mismos, así como el nivel de escurrimiento; por ejemplo, si no existiera capacidad de almacenaje, sería necesario bombear el escurrimiento al mismo ritmo que éste entrara para prevenir inundación, lo cual no es práctico usualmente. En grandes excavaciones se deben prever cárcamos en donde sea práctico reducir la capacidad de bombeo requerido. El volumen de los cárcamos y su efecto en el tamaño de la bomba pueden ser estimados con la siguiente expresión.

$$Q_{t.} = Q_p - \frac{V}{T} \quad (106)$$

Donde

$Q_{t.}$ = capacidad total de la bomba, ft³/s

Q_p = gasto promedio de escurrimiento, ft³/s

V = volumen total del cárcamo, ft³

T = duración de la tormenta, hr

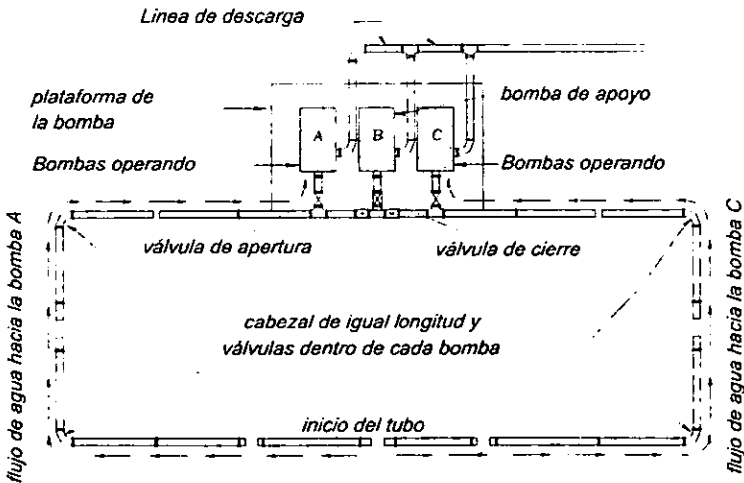
VII INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ABATIMIENTO.

Para un funcionamiento eficiente de cualquier sistema de abatimiento se requiere que éste esté correctamente instalado y operado. Igualmente importante es la selección de equipos eficientes para el sistema que se va a usar. Algunas de las principales características de instalación y operación se presentan en los siguientes párrafos.

VII.1 Sistemas de pozo punta.

Después de desarrollar el plan de carga, pozos punta y bombas, se debe colocar el cabezal de la primera etapa de pozos punta. El cabezal usualmente está hecho de acero ligero con entradas de 1 1/2" a 2" y 2 1/2" a 3" centro a centro. El cabezal generalmente se une con una banda o conexiones Dresser. El cabezal, las válvulas, las Te y los codos deben ser instalados acorde al plan. Se debe tener cuidado en instalar el cabezal tan directo y nivelado como sea práctico. Todas las uniones y conexiones se deben de apretar usando un material sellador para prevenir fugas. Un arreglo de una instalación típica de los pozos de bombeo se presenta en la figura 53.

Fig 53. Planta típica de un sistema de pozos punta.

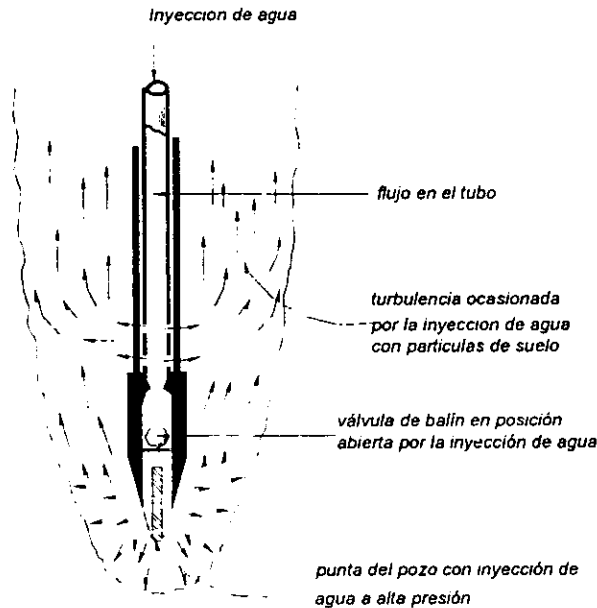


Existen básicamente dos tipos de pozos, los autohincables y los de punta plana. Los pozos autohincables son instalados con un chorro a presión dentro del suelo. Si se va a usar una perforadora para penetrar en el suelo o permitir la instalación de un filtro de arena alrededor de la punta entonces es posible usar uno de punta plana. Un pozo autohincable típico se muestra en la figura 54.

Los pozos autohincables se pueden instalar en arenas medias relativamente fácil. Después de conectar la manguera (usualmente de 2 " de diámetro) el pozo es levantado a mano o por grúa, manteniendo en posición vertical y con el chorro de agua actuando. Una presión de 3.5 a 4.2 kg/cm² generalmente es adecuada para poder instalar en arena ordinaria. El agua para el chorro se puede proporcionar por un hidrante o por bombeo a presión (el bombeo debe ser a alta presión con un gasto entre 31.50 a 63 lt/s. El pozo se debe de hundir lentamente en el suelo para asegurar el lavado del material fino y la suciedad. Cuando se alcance la profundidad final y antes de suprimir el agua, las dos conexiones deben estar alineadas para una conexión más fácil cuando se haya interrumpido el flujo de agua y se desconecte la manguera. No es necesario usar filtro de arena o grava.

Instalar un pozo en arena gruesa o grava requiere considerablemente de más agua y más presión (1.75 kg/cm²) para poder mover las partículas más pesadas de arena y grava. Se debe tener cuidado en asegurar que el agua del chorro regrese a la superficie, de lo contrario la punta se puede obturar antes de que alcance su posición. Si esto tiende a ocurrir, la punta se debe levantar hasta que se restaure la circulación y entonces se debe bajar lentamente. Si el suelo que se esta penetrando es grava, puede ser necesario complementar el chorro de agua con otro chorro separado de aire o agua aproximadamente a 8.80 kg/cm² de presión.

Fig 55. Pozo punta auto hincable.



Para un adecuado drenaje alrededor de la punta cuando ésta se aloja en suelos finos arenosos es necesario colocar un filtro de arena alrededor de la punta como se muestra en la figura 9. Este filtro permite el drenaje de material que provenía de los estratos superiores y evita que arenas finas o suciedad tapen el cedazo del pozo. La arena a utilizar para este filtro debe ser razonablemente uniforme, limpia y de tamaño medio a grueso. Los pozos punta que vayan a ser instalados en estos tipos de suelo deben estar equipados con una cadena de chorro ó estrella, para poder hacer espacio alrededor de la punta y el filtro de arena. Posteriormente y una vez que el pozo ha sido terminado, el chorro de agua debe continuar hasta que el regreso de agua este prácticamente limpia. La cadena o la estrella se deben quitar del pozo y se debe disminuir el chorro de agua de manera tal que solo una pequeña cantidad regrese a la superficie. El filtro de arena se construye vaciando directamente el material o usando una tubería tremie hasta el espejo del agua. El resto del pozo debe estar relleno con limo o arcilla para minimizar la entrada de aire al pozo punta a través del filtro de arena. Para que este método de instalación sea exitoso, el suelo a penetrar debe ser lo suficientemente rígido o firme

para que el pozo se mantenga abierto. Si el suelo es muy blando el pozo se puede colapsar, evitando que el filtro de arena forme un conducto a través de los varios estratos por drenar.

El único método positivo para colocar un filtro de arena alrededor de un pozo es insertar una cubierta de acero de 8 a 12 " con dientes en el fondo y cabeza removible. La cabeza generalmente esta provista de una entrada de agua de 2.2 ½ " y una entrada de aire de 1 ¼ o 1 ½ ". La cubierta es introducida al suelo con agua y posiblemente presión de aire, suministrando una presión de al menos 8.80 kg/cm². Cuando se encuentran estratos duros, la cubierta es soltada con la grúa o rotada hacia abajo. La cubierta debe estar instalada en una profundidad de 0.60 a 0.90 m más que la longitud del pozo ensamblado. Después que la cubierta o la tapa han sido instaladas en su posición, se retira la tapa, se inserta el pozo de punta, se vacía la arena para formar el filtro, y se retira la cubierta completa. Algún medio debe ser empleado para centrar el pozo punta a la cubierta para garantizar que la arena del filtro cubra toda la punta.

Las bombas conectadas al cabezal deben ser bombas de pozo punta regular provistas de una bomba de vacío de alta capacidad. Estas bombas deben estar a nivel en suelo firme. También es deseable proporcionarle un sitio adecuado a las bombas. Los tubos de descarga deben estar apoyados independientemente de la bomba. Cuando se bombee un volumen grande de agua o la fuerza de succión sea mayor de 4.50 m, la bomba de succión debe estar a nivel con el cabezal, si esto resulta práctico.

VII.2 sistema de abatimiento por vacío.

Los sistemas de pozos punta por vacío se instalan de igual manera que lo descrito anteriormente, excepto que hay que tener cuidado en obtener un sello totalmente hermético alrededor del tubo de succión.

Los pozos para un sistema de pozos profundos por vacío se instalan según la sección VII.4 excepto que la parte superior del pozo y el espacio alrededor del tubo de succión debe estar cuidadosamente sellado. Las bombas sumergibles deben estar instaladas en el fondo del pozo y deben tener una capacidad mayor que el flujo máximo esperado.

Estas bombas deben estar diseñadas y manufacturadas de manera tal que el bombeo de toda el agua que entra al pozo sea continuo sin cavitación ni vacíos.

VII.3 Operación de sistemas de pozos punta.

Después de que todos los pozos punta han sido conectados e instalados, el cabezal y todas las uniones, deben ser revisados contra fugas. El funcionamiento adecuado de un sistema de pozos punta requiere mantenimiento continuo para lograr un vacío elevado y permanente. La hermeticidad del cabezal puede revisarse cerrando todas las bombas de succión y uniones y llenando el cabezal con agua a baja presión (0.70 ó 1.0 kg/cm² máx.) y revisando las fugas de las líneas.

Después que el cabezal ha sido revisado, se puede arrancar la bomba. Con la válvula, entre el cabezal y la bomba de succión cerrada, el vacío se debe incrementar contrariamente de 7.60 a 8.30 m de mercurio, en caso contrario debe haber fugas de aire en la bomba o los componentes están desgastados. Después de probar la bomba se puede abrir la válvula de pozo y aplicar vacío al cabezal. Si la bomba genera un vacío constante de 7.60 m o mayor en la línea, el funcionamiento es correcto. Si se desarrolla un vacío bajo es posible que haya fugas en la línea. Si el vacío desarrollado es bajo y no permanente es posible que el agua haya bajado cerca de la punta del pozo lo que provoca entrada de aire por alguno de los cedazos. Si está entrando aire a los pozos hay que ajustar las válvulas en estos puntos de manera que el agua no sea extraída más rápida de lo que entra. Un método para obtener vacío máximo y eliminar las fugas en el pozo consiste en usar un tubo de succión mayor o igual a 7.60 m.

Si no se presentan fugas de aire en los pozos o el cabezal, se debe realizar una revisión completa de las partes de la bomba en donde es posible que esté entrando aire.

Cuando hay poca filtración o agua superficial entrando a la excavación es deseable retirar esta agua por medio de líneas auxiliares conectadas al cabezal. Esta línea auxiliar debe estar provista de un flotador y una válvula de flotado que permita que ésta se abra y cierre conforme sea necesario sin atención manual continua. La línea auxiliar

debe estar rodeada de gravas o arenas para evitar que se obstruya.

VII.4 Sistema de pozos profundos.

Los pozos profundos para desagüe y alivio de presión artesiana pueden ser instalados por el método de rotación reversible o por un "bailer and casing". En el método de rotación la perforación para el cedazo y tubo de succión se realiza mediante una broca usualmente de 20 a 30 " de diámetro dependiendo del tamaño del cedazo y del espesor del filtro; se utiliza además tubería de perforación de 6" y una carga constante de lodo en el brocal de la perforación.

El suelo de la perforación es removido por la succión creada en una bomba centrífuga, la pared de la perforación es estabilizada por las fuerzas de filtración actuando contra una película delgada de material fino en la pared de la perforación, creada al mantener una carga de agua por arriba del nivel freático.

El efluente de la bomba de succión es descargado en un tanque en el cual la arena y los materiales más pesados se sedimentan dejando así un fluido de agua lodosa que podrá ser nuevamente utilizada (no es necesario utilizar lodo bentonítico y tampoco se debe usar en este método de perforación). Para que este método de perforación sea exitoso la parte superficial del pozo o el nivel del agua en el pozo debe estar por lo menos 2 m por arriba del nivel freático en el estrato de arena que está siendo perforado. Cuando el NAF es mayor que este valor es necesario construir un brocal para profundizar el pozo o disminuir el NAF temporalmente alrededor de la ubicación del pozo por medio de pozos punta temporales.

El método "churn-drill" no es recomendable para el desagüe de pozos, en algunas condiciones puede ser factible instalar un ademe de 4" a 6" a la profundidad requerida, instalar una malla ligeramente menor en la camisa y después retirar el ademe.

En este último método no es posible colocar un filtro alrededor de la malla.

Las perforaciones para los pozos se deben hacer de manera que queden verticalmente para poder instalar el cedazo y el tubo de succión a plomo. Una perforación vertical es necesaria para poder instalar una bomba de turbina adecuadamente.

El cedazo del pozo y el tubo de succión deben estar provistos de guías las cuales los centrarán en la perforación y los mantendrán fijos mientras se ubica el filtro de arena. Después de que el cedazo ha sido bajado, se coloca el filtro (si es requerido) con tubería tremie. La tubería tremie debe ser de 4" a 6" de diámetro y debe estar provista con aberturas de 1/16" a 3/32" de ancho, la tubería debe estar llena de grava mientras descarga en el fondo, entonces debe levantarse lentamente manteniendo la tubería llena de grava en todo momento, hasta que el filtro llegue hasta 1.5 a 3.0 m por arriba del cedazo. Si se va a usar un ademe temporal, la grava no se debe colocar en incrementos que no excedan de 60 cm. La tubería tremie y el ademe deben levantarse en incrementos aproximadamente igual a los incrementos del filtro, después de que el filtro ha sido colocado el pozo debe ser probado y se debe bombear hasta que el agua este clara y libre de arena. La capacidad de cada pozo debe ser revisada en cuanto al gasto y abatimiento correspondiente.

El tipo de bombas usadas en pozos profundos dependerá del diseño del sistema; pueden ser operados con bombas centrifugas, sumergibles o de turbina vertical. Por supuesto que el valor del abatimiento obtenido con la bomba centrifuga está limitado por la capacidad de succión del tubo.

Por lo tanto es usualmente recomendable el uso de bombas sumergibles o turbinas de pozo profundo con el objeto de tener más abatimiento en los pozos.

Después de que los pozos han sido instalados y operados hasta que la descarga sea clara y libre de arena, se pueden conectar a una línea de succión común, operada por una bomba centrifuga o las bombas de turbina pueden estar conectadas a una línea de descarga o a una zanja fuera de la excavación. Se debe de tener cuidado en ajustar los impulsores de las turbinas de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

VII.5 Sistemas colectores y de descarga.

La tubería de succión perimetral o cabezales y de descarga deben ser colocadas con cuidado y apoyadas donde sea necesario cuando están en suelos blandos y en los cambios de alineamiento. Las válvulas deben estar en buenas condiciones de operación. Todas las líneas de conducción deben estar protegidas contra roturas por equipo de construcción, especialmente cerca de las rampas y en los cruces de caminos. El agua producto del bombeo debe ser alejada de la excavación por medio de líneas de descarga o zanjas donde el terreno o la topografía lo permitan.

VII.6 Control del funcionamiento.

En trabajos de abatimiento o alivio de presión grandes, es recomendable instalar algunos piezómetros para medir el nivel del agua y/o la presión artesiana en ciertos lugares significativos de manera que el equipo pueda ser operado de acuerdo a las condiciones de construcción y para revisar la eficiencia del sistema de abatimiento. Las lecturas de los piezómetros se deben registrar y graficar mientras se operan los pozos, normalmente se instalan medidores en las bombas de vacío o en los cabezales, en los pozos profundos se prevé algún medio de medición para registrar el nivel del agua en cada pozo. También es aconsejable establecer medios para medir la descarga del sistema de pozos o de cada pozo. Otra información que puede ser útil es la obtención del radio de influencia del sistema de abatimiento, la temperatura del agua en el suelo y de la elevación de cualquier arroyo cercano. Antes de iniciar con la operación de un sistema de bombeo de grandes dimensiones es deseable revisar el nivel del agua en pozos cercanos que puedan afectar el comportamiento de construcciones vecinas; estos puntos se deben revisar durante y al final de las operaciones de bombeo.

La evaluación de los datos registrados es útil para detectar mal funcionamiento de las bombas, cedazos tapados, necesidad de cedazos limpios, pozos, cabezales o líneas de descarga y permita corregir cualquier operación defectuosa antes de que las operaciones de construcción lo impidan hacer, o bien la propia excavación o los daños causados a la cimentación.

VIII EJEMPLOS DE SISTEMAS DE ABATIMIENTO UTILIZADOS EN MÉXICO

VIII.1 Tratamiento electroosmótico de los edificios de la tesorería del distrito federal

Antecedentes

El diseño estructural y arquitectónico de los edificios de la Tesorería del Distrito Federal preveía la realización de excavaciones de gran área y profundidades del orden de 6 a 7 m, las cuales deberían de efectuarse en un plazo de tiempo mínimo por consideraciones de programa. Son ya bien conocidos en el medio de la Construcción, los problemas que se presentan en las excavaciones profundas hechas en las arcillas del Valle de México, problema derivados principalmente de:

1. La alta plasticidad del material y por lo tanto de su notable compresibilidad y expansibilidad, así como de su baja resistencia al corte.
2. La existencia de aguas freáticas casi superficiales.

Las anteriores consideraciones nos permiten predecir que en cualquier excavación abierta que realicemos en estas arcillas lacustres de origen volcánico, se presentarán en mayor o menor escala según el valor del área de excavación, de su profundidad y del tiempo que permanezca descubierta, los siguientes fenómenos:

1. Expansiones en el fondo.
2. Flujo de agua freática a través de taludes y fondo.
3. Disminución de la resistencia al corte de las arcillas, por causa de la expansión y de la absorción de agua.

4. Falla de taludes.
5. Falla por el fondo.
6. Asentamientos diferenciales importantes durante la construcción de la estructura o una vez terminada.

Ante este panorama, se comprende porqué es difícil excavar en áreas más o menos grandes y a profundidades mayores de 4 o 5 m, sin riesgos a que se presenten varios de los problemas anteriores. Se han desarrollado diferentes métodos de ataque para solucionar los problemas señalados, los cuales analizaremos brevemente para el caso que nos ocupa.

Excavaciones para la construcción de la cimentación.

Siendo las dimensiones de las cimentaciones por construir las siguientes:

Edificio	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)
A	97.50	60.00	5.60
B	70.00	22.00	7.20

Se pueden considerar tres formas principales de ataque para realizar la excavación, a saber:

1. Zanjas ademadas
2. Tablestacas y troqueles
3. Tratamiento electroosmótico

Zanjas ademadas. El objetivo primordial de este método es controlar las expansiones del fondo ya que la descarga del suelo no se realiza en toda el área de la cimentación sino que, se excavan zanjas, las cuales se troquelan para garantizar la estabilidad de las paredes. Puesto que el colado y la excavación se realizan por etapas, el suelo no se altera por una descarga brusca y total y las expansiones son reducidas a valores mínimos; sin embargo, se tienen con bastante frecuencia fallas por el fondo debido a flujo plástico. Una falla por el fondo, que se presenta en una excavación de dimensiones reducidas acarrea serios problemas, que se traducen finalmente en atrasos en el programa y aumento notable del costo.

Además de la consideración anterior, es conveniente hacer hincapié en que, una excavación realizada por el método de zanjas presenta dificultades de carácter práctico, en el trazo de los ejes, en el movimiento de tierras y en general, en todas las operaciones de construcción, ya que se trabaja en zonas estrechas, en las que los rendimientos y calidad del trabajo son reducidos. Más grave aún es la presencia de desniveles en el colado de las losas contiguas. El alto costo de este procedimiento y el tiempo necesario para la ejecución de la excavación son fácilmente explicables con las anteriores consideraciones.

Tablestacas y troqueles. Este procedimiento está indicado para aquellas excavaciones circundadas por construcciones, donde no es posible tender taludes al exterior de la excavación y donde la falla por el fondo causada por la sobrecarga de las estructuras vecinas sería inevitable en caso de proceder por el método de franjas ademadas.

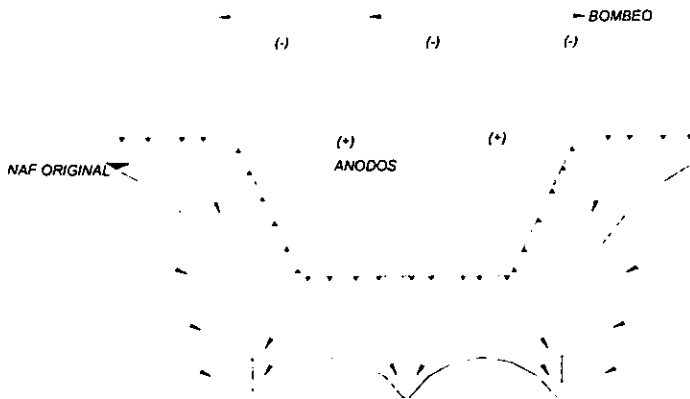
Para tener un correcto funcionamiento del sistema, se requiere del hincado de tablestacas a profundidades mayores que la del fondo de la excavación, pues de lo contrario, (lo cual sucede frecuentemente), se provoca la falla por el fondo debido al flujo plástico del material, fenómeno que es acelerado por las fuerzas de filtración creadas al fluir el agua por gradiente hidráulico, a través del suelo.

La necesidad de hincar la tablestaca a profundidades del orden de 12 ó 15 m y las dificultades inherentes al sistema obligan a programas de excavación demasiado largos y el costo de la misma crece en forma notable. Este costo es aun mayor si se toma en cuenta la recuperabilidad problemática de la tablestaca.

Pero aun en el caso favorable de tener garantizada la estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación mediante tablestacado profundo y resistente, no puede de ninguna manera evitarse que se presenten expansiones en el fondo de la excavación cuyo valor será mayor al aumentar el área excavada y la profundidad de la misma y cuando más tiempo permanezca la excavación descubierta.

Tratamiento electrosmótico. Este procedimiento está basado en el fenómeno electrosmótico en el cual, por la aplicación de un potencial eléctrico en un medio poroso, se produce un movimiento del agua del polo positivo hacia el negativo, permitiendo acelerar el abatimiento del nivel de agua freática. La utilización de este principio físico en el suelo arcilloso, además de aumentar notablemente la permeabilidad del mismo, produce en éste una serie de fenómenos fisico-químicos, tales como intercambio de cationes y desecamiento local del suelo (que significan incremento de la resistencia al corte), así como el origen de tensiones en el agua de los poros, y por lo tanto, compresiones en los granos del suelo. Mediante un tratamiento electrosmótico convenientemente diseñado, como se indica en la figura 55, puede lograrse además la inversión de las fuerzas de filtración, ya que el agua fluye de la excavación hacia los pozos cátodo y esto da un mayor factor de seguridad en la estabilidad de los taludes y del fondo.

Fig 55. Tratamiento electrosmótico para la excavación, inversión de las fuerzas de filtración

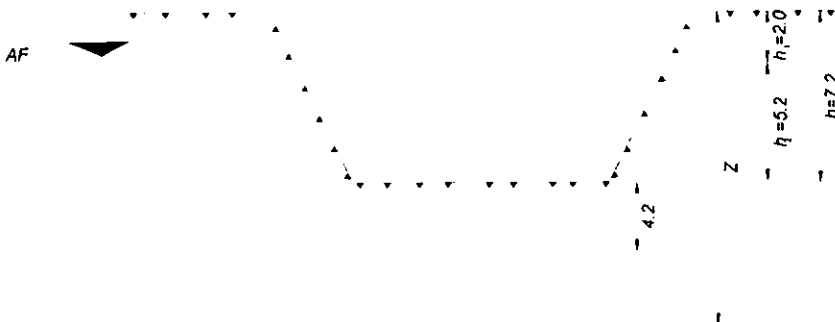


La apropiada utilización de estos fenómenos para el caso práctico de una excavación, permite que ésta sea realizada en un corto plazo, con toda el área descubierta y con inclinación en los taludes del orden de 0.3:1 a 0.75:1, dependiendo de que la profundidad varíe de 5 a 10 m o más aún.

Sin embargo la ventaja más importante que puede obtenerse sobre los otros métodos de ataque, mediante el empleo de tratamiento electrosmótico, es el control de expansiones del fondo de la excavación, ya que la adecuada instalación eléctrica del suelo, permiten lograr rápidamente el abatimiento del nivel freático a una profundidad tal que la descarga causada por la excavación es compensada por la sobrecarga causada por el abatimiento.

Para ilustrar este concepto, podemos analizar el caso del edificio B de la Tesorería, cuya excavación requería llegar a 7.20 m de profundidad. Si consideramos el estado de esfuerzos intergranulares verticales de una partícula de suelo *M*, a la profundidad *Z* (figura 56) después de realizada la excavación, ésta ha sufrido una descarga cuyo valor es:

Fig 56. Esquema para el cálculo de presiones intergranulares verticales, edificio B



donde:

h_1 y h_2 = acotaciones indicadas en la figura 2.

γ = peso volumétrico del suelo húmedo = 1.3 ton/m³

$$\gamma' = \text{peso volumétrico del suelo sumergido} = 0.3 \text{ ton/m}^3$$

La descarga D , para el caso del edificio B de la Tesorería, vale entonces:

$$D = 2 \times 1.3 + 5.2 \times 0.30 = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

Para que las partículas del suelo M , a la profundidad Z , que han sido afectadas por una descarga de 4.2 ton/m^2 no sufran expansiones, es necesario afectarlas simultáneamente con cargas C del mismo valor, lo cual se logra abatiendo el nivel freático 4.2 m por debajo de la excavación, por la siguiente consideración:

La partícula M quedó afectada después de la excavación con esta carga E :

$$E = (z - h)\gamma' = (z - h) \times 0.30$$

Por lo tanto, si abatimos el nivel freático 4.2 m por debajo del fondo de la excavación, el suelo que está entre el fondo de la excavación y el nivel freático ya abatido deja de sufrir el Empuje de Arquímedes y pesa por lo tanto volumétricamente 1.0 ton/m^3 más que en su condición anterior.

Ahora la condición de cargas verticales intergranulares de la partícula M vale:

$$E = (z - h) \times 0.30 + 4.20$$

Resumiendo lo anterior, la partícula M , que había sufrido una descarga de 4.2 ton/m^2 al momento de la excavación, es equilibrada por una sobrecarga de 4.2 ton/m^2 debida al abatimiento del manto freático por debajo del fondo de la excavación.

Combinando convenientemente el abatimiento del manto freático con la excavación y posteriormente la construcción y lastrado de la estructura con la recuperación del nivel

freático original, es posible reducir las expansiones del fondo de a excavación al mínimo, lográndose así evitar los asentamientos diferenciales de la estructura, que pueden ser graves para su estabilidad y funcionamiento.

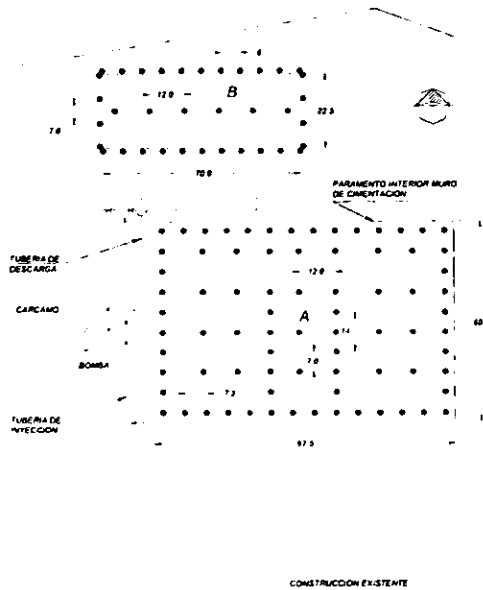
Es de considerarse también que la disminución al mínimo de las expansiones hace que la resistencia al corte solo se vea reducida en un pequeño porcentaje con lo que se garantiza aún más la estabilidad de los taludes y del fondo.

Conclusiones. Del estudio de las tres posibilidades antes mencionadas se decidió utilizar un tratamiento eléctrico como el método más adecuado para la ejecución de la excavación. Damos a continuación una breve descripción de la instalación, de su funcionamiento y terminaremos con algunos datos estadísticos que permitirán comprender mejor los resultados obtenidos en relación con aquellos que por experiencias anteriores se podrían haber esperado de los métodos convencionales (zanjas, ademadas y tablestacas y troqueles). El criterio que determinó el uso del tratamiento electrosmótico, se basó principalmente en los siguientes puntos:

1. Necesidad de disminuir las expansiones del fondo de las excavaciones a valores mínimos.
2. Urgencia de iniciar y terminar los trabajos de excavación y construcción de la cimentación para lo cual era necesario contar con:
 - a) Grandes áreas de excavación.
 - b) Libertad de mano de obra.
 - c) Mínima pérdida de tiempo en los trabajos previos de excavación.
 - d) Abatimiento del nivel freático.
3. Bajo costo del procedimiento

Descripción de la instalación.

Fig 57. Planta esquemática de la instalación electrosmótica



La figura 57, ilustra la planta de instalación electrosmótica. Dicha instalación consistió en un sistema de bombeo y un sistema eléctrico, convenientemente combinados para lograr el abatimiento del nivel freático y la estabilización del suelo en el mínimo plazo posible. En el siguiente cuadro se indican las partes que formaron las correspondientes instalaciones de las excavaciones A y B, así como su funcionamiento.

Concepto	Excavación del edificio A	Excavación del edificio B
Numero de pozos cátodo	71	33

Profundidad de los pozos	13 m	15 m
Piezómetros a 12 m de profundidad	3	3
Profundidad de excavación	5.60 m	7.20 m
Taludes perimetrales	0.30:1	0.50:1
Rapidez de abatimiento del NAF	0.58 m/día	0.37 m/día
Profundidad original del NAF	2.50 m	2.50 m
Profundidad abatida del NAF	10.00 m	10.00 m

Se bombeo a presiones del orden de 4.5 kg/cm^2 mediante cuatro bombas centrífugas. Se instalaron las puntas de succión a una profundidad de 12 m en el edificio A y 14 m en el edificio B.

Se aplicó una caída de potencial de 80 y 90 volts y el amperaje consumido varió entre 450 y 800 amperes para lo cual se dispuso de tres generadores de corriente directa de 100 a 150 kw de potencia cada uno.

En un plazo menor a 20 días se efectuó la instalación eléctrica y de bombeo (la cual consiste en perforación, limpieza y ademe de pozos, tendido de tubería, colocación de puntas de bombeo y conexión de ellas con la red de inyección y drenaje de agua; conexión de electrodos al sistema generador; lecturas iniciales, etc.) se realizó el abatimiento del nivel freático en 15 días aproximadamente, con lo cual pudo iniciar la excavación de inmediato.

A continuación se presentan tabulados algunos datos comparativos reales y estimados muy interesantes:

Del análisis de los datos reportados, es importante notar que además de las enormes ventajas de la aplicación de la electroósmosis, el costo total de la excavación se reduce notablemente.

Concepto	Electroósmosis	Zanjas ademadas	Tablestacas y troqueles
Tiempo total de excavación y de construcción de la cimentación.	2 meses 20 días	9 meses *	7 meses*
Expansiones máximas al centro de la excavación.	Edificio A: 10.3 cm Edificio B: 3.0 cm		Edificio A: 142 cm(1) Edificio B: 137 cm(1)
Asentamientos máximos en la corona del talud.	Edificio A: 5.0 cm Edificio B: 16.0 cm		
A 20 m de la corona del talud	Edificio A: 7.0 cm Edificio B: 10.0 cm		

VIII.2 Tratamiento electrosmótico para la excavación de la cimentación del edificio insignia del conjunto urbano Nonoalco Tlaltelolco.

La Torre de Nonoalco requería una cimentación especial que garantizara las condiciones de estabilidad de la obra, y que permitiera al edificio seguir los asentamientos del Valle y finalmente, que los fuertes sismos que se registran en la Ciudad de México no causarían graves perjuicios a la estructura.

Se garantizaron las tres condiciones señaladas anteriormente, mediante el diseño de una cimentación semicompensada, en la cual, parte de las cargas transmitidas al subsuelo por la estructura fueron absorbidas por pilotes de fricción y el resto de la carga se tomó por compensación.

La excavación para la cimentación de la torre planteaba una serie de graves problemas desde el punto de vista de la mecánica de suelos y de los procedimientos de construcción, problemas cuyas causas eran:

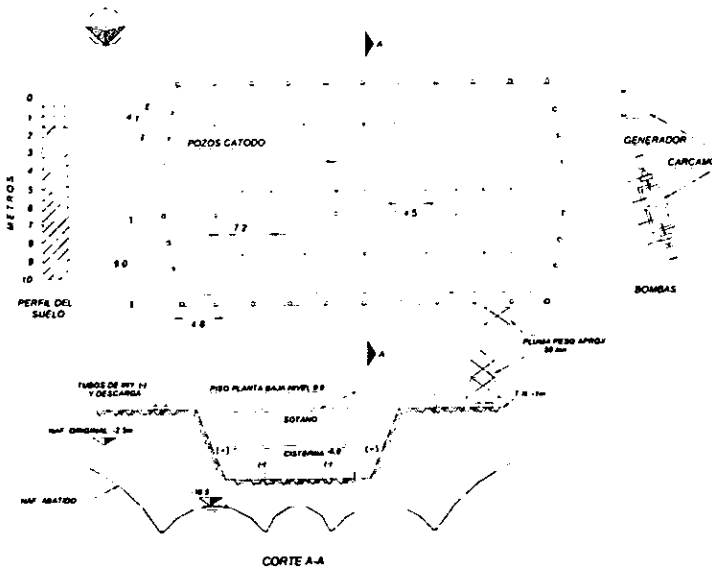
- a) Profundidad máxima de excavación: 8.80 m.
- b) Bajo valor de la resistencia al corte de material.
- c) Arcillas altamente expansibles y compresibles.
- d) Nivel freático a: 2.50 m de profundidad.

Por lo tanto era de esperarse que al realizar la excavación a una profundidad media de 7.50 m y máxima de 8.80 m se tuviesen fuertes expansiones, del orden de 40 ó 50 cm al centro del área descubierta, que se traduciría en peligrosos asentamientos al momento de cargar el suelo con la estructura. Además, el material expandido absorbe agua y disminuye notablemente su resistencia al corte por lo que no sería difícil que se tuvieran fallas de taludes y fallas por el fondo.

En caso de realizar los trabajos de excavación y construcción de la infraestructura por el método de zanjas y troqueles en el cual se disminuyen las expansiones es de notarse que dichos trabajos serían realizados con lentitud y las dificultades y el costo crecerían en forma apreciable.

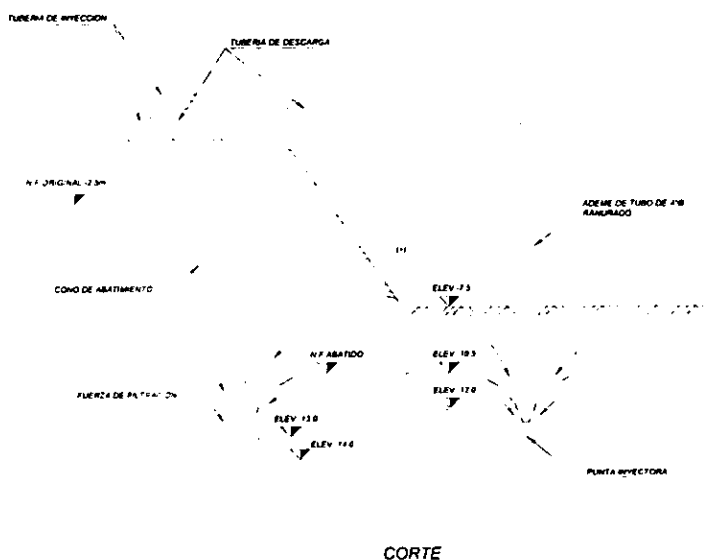
Para disminuir al mínimo las expansiones, se estableció un abatimiento del nivel freático a una profundidad de 10 m, con lo cual se obtendría, además, la conservación de la resistencia al corte inicial y la facilidad de que todos los trabajos se realizarán en seco.

Fig 58. Croquis de instalación de la electroósmosis



Para ello se sometió al suelo a un tratamiento electrosmótico de acuerdo con la instalación de pozos cátodo y ánodos que se esquematizan en las figuras 58 y 59, aumentando su permeabilidad y logrando el abatimiento necesario en un plazo de 10 días en lugar de 3 ó 4 meses. Además de este fenómeno físico, existe un intercambio químico de iones entre el suelo y los ánodos, que da como resultado un incremento local de la resistencia al corte y por lo tanto un aumento del factor de seguridad de los taludes.

Fig 59. Corte esquemático



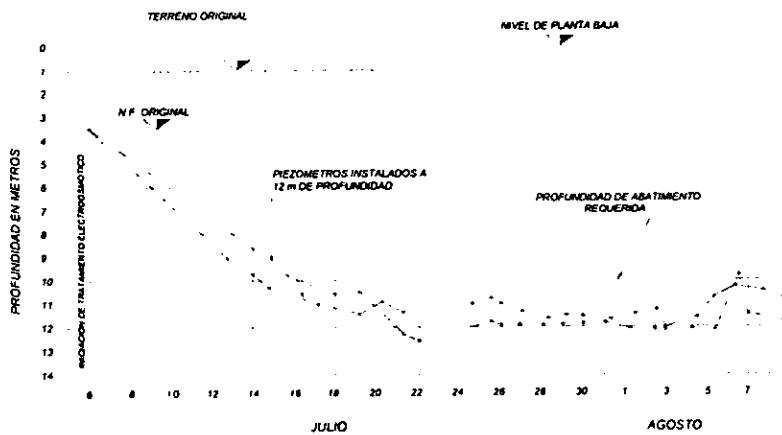
Como se observa en la figura 59, la dirección de las fuerzas de filtración es un factor que aumenta el factor de seguridad de los taludes.

La instalación consistió en la perforación de 46 pozos de 25 cm de diámetro, en los cuales se instalaron ademes ranurados de 10 cm de diámetro, a una profundidad de 15 m, dentro de los cuales iban colocadas bombas de tipo inyector a una profundidad de 14 m. Se hincaron un número semejante de varillas de acero de 2.5 cm de diámetro y de 12 m de longitud, las cuales funcionaron como ánodos.

Se aplicó una caída eléctrica de 80 a 90 volts mediante dos generadores de corriente directa de 150 y 30 kw respectivamente accionados por motores diesel. Se utilizaron alternativamente 2 bombas centrífugas Byron Jackson accionadas por motores diesel, a presiones del orden de 4 kg/cm².

El abatimiento del nivel freático desde su posición original (-2.5 m) hasta la profundidad deseada (10 m) fue realizado en 10 días, lo cual se registró mediante piezómetros especialmente diseñados para obtener respuesta rápida del valor de los abatimientos. (Figura 60)

Fig 60. Gráfica de abatimiento del NAF.



Se tuvo especial cuidado en la estabilización del talud norte, en cuya corona estaba instalada una grúa móvil de 50 ton de peso total; gracias al tratamiento electrosmótico no se tuvieron problemas de estabilidad en los taludes ni desplomes en la grúa.

Una vez terminada la instalación para el tratamiento electrosmótico y lográndose el abatimiento deseado en un plazo de 10 días, se procedió a excavar la zona central y a construirse la parte correspondiente de la cimentación. Debido a las especificaciones de diseño, no se excavó toda el área en una sola fase, sino que, después de terminar

la construcción de la zona central, se excavaron las cuñas formadas por los taludes, troquelando el corte vertical contra la cimentación ya realizada.

Una vez terminada la construcción de la cisterna y los sótanos, se procedió a lastrar la cimentación antes de suspender el tratamiento electrosmótico. El lastre se iría disminuyendo conforme avanzara la construcción del edificio.

Es de señalarse que durante los trabajos de la cimentación no se tuvo un sólo problema de estabilidad de taludes y del fondo, que las expansiones fueron reducidas al mínimo y que fue posible ejecutar todos los trabajos en un plazo reducido y contando con todas las facilidades que se derivan de operar en grandes áreas y con un suelo seco.

VIII.3 Túnel Tancojol, S.L.P.

La obra de toma para fines agrícolas se realizó en túnel con una longitud de 60 m, en el poblado de Tancojol S.L.P, junto al río Pánuco y frente a "El Higo" Veracruz.

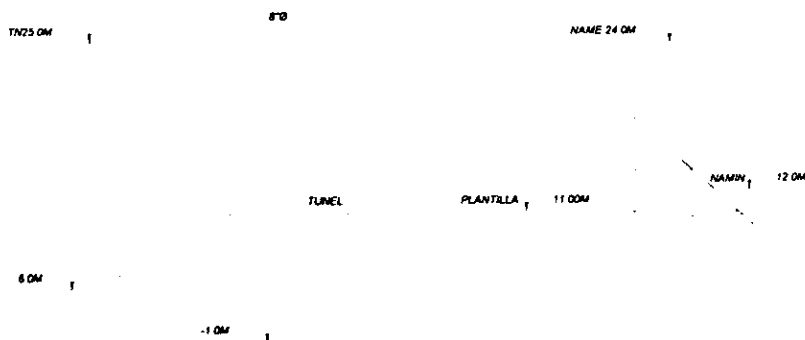
En este caso, los suelos atravesados por el túnel estaban constituidos por estratos de arena y limo con muy bajo contenido de arcilla, los que sobreyacían a un estrato de gravas y boleos que se localizaban entre 10 y 12 m bajo el nivel de excavación del piso del túnel, formaciones que eran drenadas y recargadas por el río Pánuco, en función del nivel de éste.

El procedimiento que se siguió fue construir una lumbrera mediante "pozo indio", con anillos colados in situ conforme se excavaba su interior, para provocar la falla del fondo, al hincarse los anillos por su propio peso y producir el avance, hasta alcanzar la profundidad deseada.

Posteriormente se limpió el fondo de la lumbrera mediante sifoneo con aire a través de doble tubería (airlift) para poder iniciar el colado del tapón del fondo bajo agua. Una vez fraguado el tapón, se extrajo el agua de la lumbrera y se procedió al colado de la losa de fondo con concreto reforzado.

Se inició el túnel a la profundidad de proyecto, "emportalando" la zona de contacto de la lumbrera con la formación, lo que se logró con algunas dificultades debido a la falla del entorno causado por el procedimiento de excavación, lo que aunado a la aportación de agua, debido a la presencia del acuífero, causaba entradas de arena y pequeños caídos que impedían la colocación libre de las charolas para el ademado del túnel.

Fig 61. Túnel Tancojól.



En la figura 61, se muestra una sección del terreno con los datos más importantes del túnel.

El nivel del agua en el río presentaba variaciones, lo que causaba el incremento o disminución de presiones y entrada de agua.

Para controlar lo anterior, se diseñó un sistema de bombeo con los datos de las permeabilidades correspondientes a las arenas y gravas atravesadas y para el cálculo,

se utilizó la teoría del pozo imagen con un límite de recarga debido a la proximidad del río.

Los pozos se construyeron hasta la cota -1.0 y se ademaron con tubos de 8" sobre dos ejes laterales al túnel, alejados a una distancia de 3.0 m de las paredes del mismo.

Conforme se fueron terminando los pozos, se realizaron pruebas de bombeo para verificar el comportamiento de la curva de abatimiento, determinada por los niveles del agua en aquéllos y en los piezómetros construidos para tal fin, estableciendo finalmente una separación de 8.0 m entre pozo y pozo y operando un número suficiente de bombas sumergibles en la zona de excavación y hacia al río, para lograr físicamente el abatimiento necesario; todo lo anterior también en función de las variaciones del nivel del río. Las bombas instaladas proporcionaban entre 4.0 y 6.0 lt/s, en forma continua.

El sistema una vez instalado no podía interrumpirse ya que cualquier paro o falla en el suministro de energía o en una bomba, causaba entradas inmediatas de agua y presiones altas que causaban esfuerzos y deformaciones no deseadas en la zona de ademado con charolas con las consecuentes entradas de arena y limos en el frente, con el riesgo de provocar una caída importante.

Por lo anterior, para reforzar la acometida de energía eléctrica existente, se procedió a instalar plantas de emergencia y controles de arranque para de cada bomba, las que se operaban manualmente ante cualquier interrupción o restablecimiento de energía.

Mediante este sistema de abatimiento del nivel freático, se logró la terminación de la excavación, el ademado y posteriormente el revestimiento definitivo del túnel de Tancojol; a la vez que se conformó el primer sistema de abatimiento de este tipo utilizado en la República Mexicana.

VIII.4 Drenaje profundo de la Cd. De México.

Interceptores central y del oriente.

En el año de 1971 se revisaron los procedimientos constructivos de los interceptores Central y del Oriente, ya que se habían presentado problemas en el manejo de los escudos de frente cerrado que estaban operando otras empresas.

Para poder llevar a cabo la excavación con los nuevos escudos de frente abierto, se planteó la necesidad de lograr el abatimiento del nivel freático, antes de excavar.

A partir del año de 1972 y hasta 1974 se ejecutaron trabajos de instalación y operación de módulos de abatimiento, conforme se avanzaba en la excavación y además de los túneles (con 6.20 m de diámetro de excavación) en los tramos correspondientes desde la lumbrera 9 del Interceptor Central y desde la L-3 del Interceptor Oriente hacia la lumbrera 0, donde se iniciaba el Emisor Central.

Los pozos se diseñaron y construyeron a lo largo de dos ejes paralelos a 6.0 m de distancia del eje del Interceptor, ubicados al tresbolillo a una equidistancia de 15.0 m y con profundidades que fueron desde los 60.0 m en la L-9, hasta 75.0 m en L-0, para mantener el abatimiento abajo del nivel de la plantilla del túnel que iba desde los 40.0 m hasta 55.0 m de profundidad.

Debido a la anisotropía que presentaba la formación del Valle en esa zona, se tenían variaciones en los caudales de cada bomba, entre 1 y 6 lt/s, para alcanzar el abatimiento deseado en el pozo. En ocasiones algunas lentes de arena y limos no drenaban hacia el pozo más cercano y si lo hacían hacia el frente del túnel, lo que obligo al refuerzo de algunos tramos con pozos adicionales para lograr el abatimiento de presiones.

Un túnel al ir atravesando las formaciones, trabaja como un dren horizontal, estructura más eficiente para la captación de agua que los mismos pozos, por lo que siempre fue necesario la extracción de agua desde el túnel, lo más importante en estos casos era evitar que el agua entrará con tal presión que causará arrastre de materiales, reforzando con pozos adicionales cuando así se requería. Conforme avanzaba el ademado, se procedía de inmediato a la inyección de los tramos construidos, con lo que se eliminaba o minimizaba este problema.

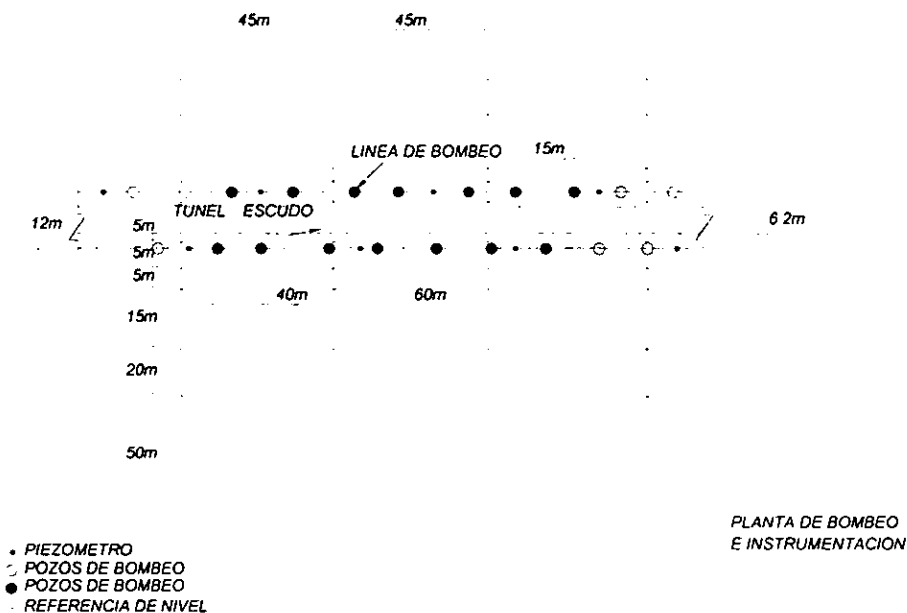
En cada módulo se establecieron controles gráficos de las estaciones piezométricas y de abatimiento-gasto de cada uno de los pozos, tomando datos en forma periódica para supervisar y detectar cualquier falla de inmediato.

Por las características de la formación del valle y para controlar los asentamientos, se establecieron bancos de nivelación profundos apoyados en una capa dura y bancos de nivel superficiales, iniciando las mediciones con toda anticipación al inicio de las actividades del tuneleo con el fin de detectar los asentamientos regionales y posteriormente, por diferencia, ir obteniendo el causado por el proceso de construcción, incluido el efecto de bombeo de los módulos.

El módulo de bombeo cubría 60 m hacia delante del frente del escudo para dar el tiempo necesario para lograr el abatimiento deseado cuando la excavación alcanzará esa zona y 40 m hacia atrás, para mantenerlo abatido durante la colocación de las dovelas y la inyección de contacto.

En la figura 62 se muestra la planta de bombeo e instrumentación en un tramo del interceptor central.

Fig 62. Módulo de bombeo en el interceptor central.



En las zonas de construcción de los interceptores, los pozos atravesaron dos acuíferos uno freático que iniciaba a 3 y 4 m y que tenía como base un estrato arcilloso y el más profundo que iniciaba entre 14 y 15 m de profundidad y correspondía a la zona saturada, prolongándose más allá de los 75.0 m que fue la profundidad máxima alcanzada.

Emisor Central tramo L8-L9A.

Durante la construcción del tramo L8-L9 del emisor Central, que atravesaba perpendicularmente al valle de Tepotzotlan, se presentaron problemas y caidos importantes durante la excavación de la formación presente en el Valle utilizando métodos convencionales, ademado con marcos metálicos y "enuacalado" con madera. Lo anterior debido a la presencia de agua en la formación, ya que la plantilla del túnel

se colocaría a 10 m de profundidad aproximadamente y el fondo del acuífero iniciaba a los 55 m y además la formación presentaba una alta permeabilidad.

Debido a los caídos en el frente, se decidió modificar el trazo del túnel ubicándolo hacia el poniente del mismo Valle, a unos 400 m de la zona alterada. Así mismo se decidió establecer un sistema de abatimiento de nivel freático a base de pozos profundos para poder llevar a cabo la construcción del túnel.

El sistema de abatimiento, se ubicó en dos ejes paralelos, alejados 10.0 m del eje del túnel separados entre sí 30.0 m y colocados en tresbolillo.

La perforación para alojar a los pozos fue de 30" y se colocó ademe de 14" de diámetro, hasta 150.0 m de profundidad, para disminuir la presión del agua y evitar al máximo las entradas de agua directa al túnel, las que se disminuyeron en gran medida pero no dejaron de presentarse en algunos casos, sobre todo cuando el túnel atravesaba los lentes de aluviones permeables o se presentaban contactos muy permeables entre los estratos y/o fallas.

Para el diseño de este sistema, se efectuaron pruebas en módulos de bombeo instrumentados con ejes piezométricos a lo largo y perpendiculares al eje del túnel.

Debido a la anisotropía de la formación, se presentaron variaciones muy importantes de los caudales que fueron extraídos en cada pozo para que el nivel dinámico se mantuviera a 135.0 m de profundidad, ya que fluctuaron entre 20 y 120 lt/s, sin embargo se perforaron muy pocos pozos adicionales para reforzar el bombeo de alguna zona del tramo construido.

El módulo de bombeo se estableció para cubrir el tramo necesario conforme se iba excavando, que fue de 120 m hacia adelante del frente para alcanzar el abatimiento oportuno y de 200 m hacia atrás, para permitir los trabajos de inyección y además del túnel con marcos metálicos en las zonas donde se consideró necesario.

Este sistema de bombeo para el abatimiento del nivel freático desde la superficie hasta 135.0 m, es el más profundo que se ha llevado a cabo en ICA para la construcción de una Obra Civil, en éste caso una de las obras más grandes realizadas hasta la fecha en México.

VIII.5 Terminal granelera en Lázaro Cárdenas, Mich.

Esta terminal granelera fue construida junto a uno de los canales de navegación del puerto de Lázaro Cárdenas, excavados en el delta del río Balsas, Mich.

Los silos para el almacenaje de granos se ubicaron paralelos al canal de navegación.

Los sistemas de tolvas de descarga y bandas transportadoras, se encuentran bajo la superficie, la excavación se efectuó en los materiales aluviales del delta y para alojarlos se profundizó 7.60 m más abajo del nivel freático, lo que obligó a su abatimiento a una mayor profundidad mediante el bombeo en pozos profundos para evitar la falla de los taludes de excavación y la presencia de agua.

Los aluviones depositados en esa zona, presentan una alta permeabilidad, ya que se trata de arenas gruesas, gravas y boleos sueltos con pequeños estratos y/o lentes intercalados de arenas finas y limos.

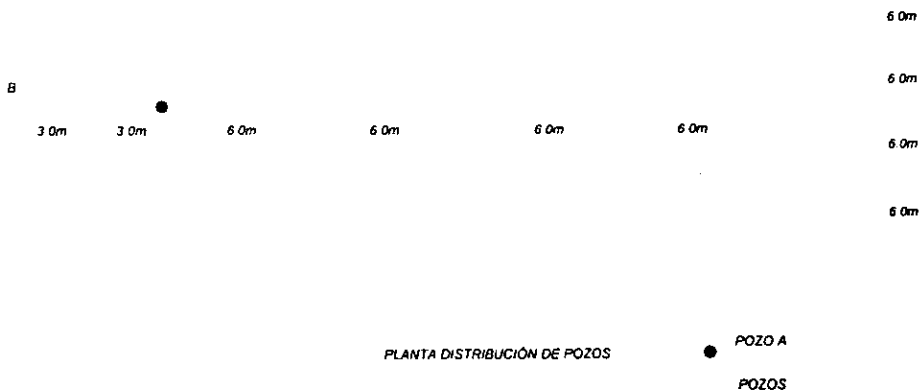
Para conocer las características del acuífero existente, se implementaron una serie de pruebas en un módulo establecido para tal fin, con sus ejes alineados paralela y perpendicularmente al canal de navegación y a una distancia de 165.0 m de éste.

El pozo de bombeo del módulo A se perforó a una profundidad de 28.0 m y se además con tubería de 14" de diámetro, los piezómetros se instalaron a la misma profundidad,

con tubería de 2" de diámetro. Se instaló una bomba sumergible con capacidad para entregar un caudal de 80.0 lt/s para una carga total de 40 m.

Mediante las pruebas efectuadas se concluyó que en forma general, se trataba de un acuífero libre con un límite de recarga (canal de navegación) con una transmisibilidad media de $m^3/día/m^2$ y con los datos obtenidos, se diseñó el sistema de abatimiento de acuerdo a la planta que se muestra en la figura 63.

Fig 63. Módulo de bombeo.

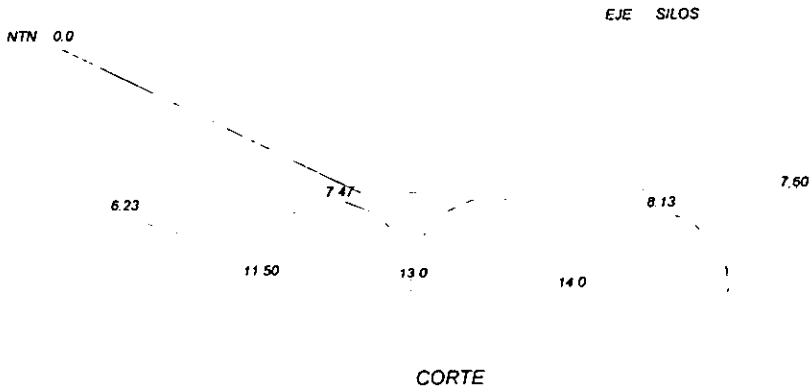


Con el proyecto del sistema diseñado se revisó el abatimiento teórico que se iba a lograr habiéndose verificado que se obtendría el necesario y que la operación de las bombas estaría entre 60 y 100 lt/s para lograr mantener el nivel dinámico de cada pozo en la cota de proyecto.

Se observó una gran anisotropía en la permeabilidad y en los punto instrumentados con piezómetros, los que mostraron desviaciones medias positivas y negativas de un 36%. De acuerdo a la revisión efectuada, se estableció el sistema de abatimiento y se implementó con 14 bombas de 100 lt/s, 8 de 80 lt/s y 2 de 60 lt/s.

El abatimiento del nivel dinámico se llevó a 14.0 m en los pozos centrales y 11.5 m en los extremos para lograr el abatimiento proyectado en el centro de la excavación (Figura 64).

Fig 64. Sección transversal del abatimiento.



El caudal extraído en forma continua varió entre 2,000 lt/s al inicio del bombeo a 1,800 lt/s poco tiempo después y a los 7 días el abatimiento deseado, en los piezómetros.

Los pozos, la alimentación de energía y la descarga, fueron ubicados de tal forma que la maquinaria pesada pudiera excavar fácilmente entre ellos, ya que aquí la distribución de los pozos se llevó a cabo ubicando la mayoría de ellos en la zona correspondiente a la losa de fondo de la zona de silos.

Durante los trabajos no se presentaron aportaciones de agua, ni siquiera en los drenes horizontales ubicados al pie de los taludes, habiéndose excavado en seco. En una ocasión que falló la corriente y las plantas no entraron de inmediato, entró agua por la formación, la que se controló con el reinicio del bombeo profundo y con las bombas superficiales, habiéndose tubificado un talud, por donde estuvo entrando una pequeña aportación de 2 lt/s durante todo el tiempo, independientemente de que el bombeo profundo mantuviera el nivel piezométrico más abajo que la cota de excavación.

En éste caso se establecieron todos los controles piezométricos del equipo de bombeo mencionado anteriormente, así como las plantas de emergencia y control del comportamiento particular del amperaje y voltaje de cada bomba.

Al finalizar el colado de las estructuras bajo los silos, se ordenó el paro de cada bomba, procediéndose a su sellado, con lo que no se tuvieron entradas posteriores de agua a la zona donde se instalaron los sistemas de vaciado y transporte de granos.

Como resultado de la realización en forma sucesiva en todos estos trabajos. Se fueron desarrollando tecnológicamente y aplicando en varias obras importantes, y se logró establecer la metodología y procedimientos de trabajo necesarios para que en primer lugar se conozcan las características y parámetros del o los acuíferos donde se van a efectuar los diversos trabajos de construcción de una obra civil y se faciliten los análisis e interpretaciones que permitan llevar a cabo el diseño de un sistema de bombeo adecuado para excavar en seco o con presiones muy bajas, dentro de la mayor seguridad y rapidez posible.

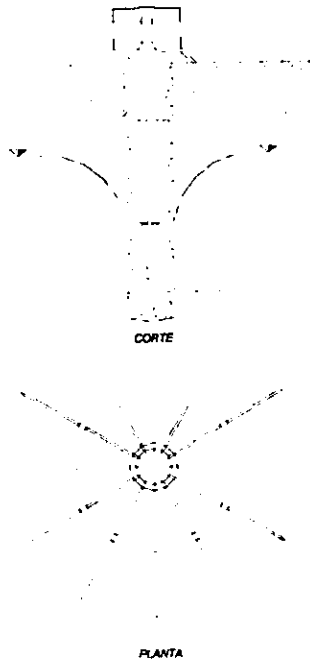
Se establecieron los procedimientos para llevar a cabo una prueba de bombeo y se desarrolló una tecnología propia de interpretación de las mismas, que permite actualmente detallar con toda precisión el o los acuíferos y su o sus aportaciones, así como el probable comportamiento durante los trabajos de abatimiento.

Así mismo, se establecieron claramente los procedimientos de control que se deben llevar sistemáticamente para conocer el comportamiento real y continuo, mientras duran los trabajos de construcción de la obra de que se trate, comparándolo con el teórico, para poder tomar medidas correctivas y/o trabajos complementarios en forma oportuna.

VIII.6 Construcción del primer sistema colector radial (pozo Ranney) en la República Mexicana.

Introducción. Los sistemas colectores radiales (Pozo Ranney) consisten en una serie de tuberías horizontales, perforadas, que interceptan y colectan agua subterránea derivada principalmente de la filtración de agua superficial, (figura 65).

Fig 65. Sección típica de un colector



Dichos colectores son generalmente instalados en depósitos contiguos de grava y arena e hidráulicamente conectados a corrientes superficiales como son ríos, lagos, lagunas, etc.

Los colectores radiales fueron desarrollados en la década de los treinta por Leo Ranney de la Universidad del Noreste de los Estados Unidos y después grandemente utilizados.

El método provee una económica y relativa simple forma de obtener agua de gran calidad para usos industriales y municipales.

El primer pozo Ranney fue construido en el subalveo del Río Papagayo, para suministrar agua potable a Acapulco Gro. En 1968.

Descripción del sistema.

Principios

El sistema está basado en los siguientes principios:

- a) Explotación de un gran volumen de agua freática a partir de un pozo central, mediante una serie de colectores horizontales ranurados, cuyo número, disposición y longitud vienen determinados por consideraciones hidrogeológicas.
- b) Extracción de arenas en torno a los colectores, formando galerías horizontales de infiltración de gran permeabilidad, que vierten al pozo central.
- c) Regularización del caudal de cada colector y posibilidad de aislarle sin que sea necesario detener la operación del resto de la instalación y facilidad de vaciado total del pozo para su limpieza y para la conservación de los colectores y sus válvulas.
- d) Revestimiento absolutamente impermeable que protege el agua de toda contaminación exterior.

Diseño.

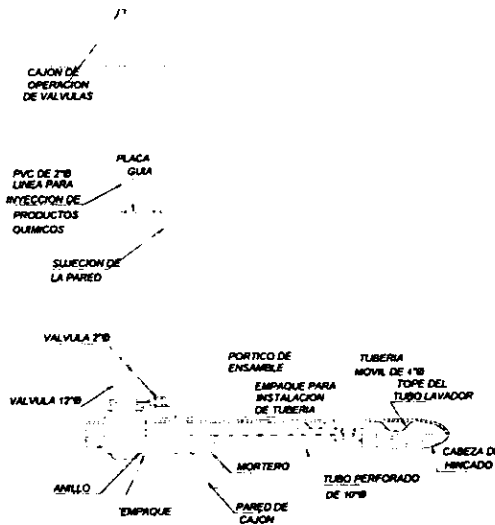
La parte central del colector es un pozo de concreto armado, de 4 m de diámetro interior generalmente, e hincado por el método del "pozo indio". Para grandes profundidades se utiliza un tipo más pesado, de 6 m de diámetro interior.

Se han determinado las dimensiones interiores del pozo en función de las necesidades para su hincado, así como de la instalación de tuberías y de la caseta de bombas. El fondo del pozo va sellado por un tapón de concreto es está a veces reforzado con varios perfiles metálicos. Con ello se logra un revestimiento completo.

Sobre el fondo del pozo se hincan horizontalmente en el terreno de 1 a 3 hileras de colectores, perforados a través de las aberturas circulares previstas al efecto en las paredes del pozo. La longitud usual de cada uno de estos colectores es de 25 a 80 m; la máxima alcanzada para este tipo de colector ha sido de 110 m.

El extremo interior de cada colector va provisto de una válvula de compuerta controlada desde la cámara de válvulas situada sobre el pozo. (Figura 66).

Fig 66. Ensamble de válvulas de extensión.



El agua del pozo es aspirada por bombas de eje vertical y enviada a la red de distribución. El alojamiento de las bombas se construye en la parte superior del pozo.

La profundidad a la que se hinca el pozo depende del espesor de la capa freática. Se han alcanzado hasta 70 m, 40 de los cuales se han cavado a través de un terreno no acuífero.

Se procura siempre alcanzar la capa impermeable, sobre la que se detiene la excavación. Las aberturas circulares previstas en las paredes verticales del pozo se disponen verticalmente en 2 ó 3 hileras; siempre dejándose aberturas adicionales por si son necesarios más colectores o por si surgen obstáculos, (rocas o raíces en el terreno) que impidan la utilización de alguna de ellas.

Las aberturas van provistas de casquillos de fundición. Durante el hincado del pozo estas aberturas se cierran al exterior por medio de un tapón de madera, el que es expulsado al exterior al introducirse los colectores horizontales. Cada abertura va provista de una boca de salida especial que permite el acoplamiento posterior de válvulas e impide la inundación del pozo durante la construcción.

Los colectores horizontales son de acero, de 8 mm de espesor y 254 mm de diámetro exterior.

Están perforados con ranuras cuyo tamaño depende de la granulometría del terreno.

El extremo del primer tramo de los colectores terminan en una punta reforzada de avance especial, con coberturas mayores que las del tubo para permitir la extracción de arena y gravillas. Cada colector está provisto de una válvula en el interior del pozo cuyo control se efectúa desde la cámara de compuertas.

Por último, una escalera metálica permite bajar al interior del pozo.

Construcción.

Después de construida in situ la primera sección del pozo indio, la operación de vaciado se realiza por medio de una excavadora. El proceso de hincado del cajón es el normal en este tipo de construcciones, con adición sucesiva de secciones de concreto y excavación subsiguiente de la tierra de su interior. Una vez que se ha perforado hasta la cota deseada, se cierra el fondo colando una losa de concreto por el método "tremie", ampliamente conocido.

La parte más delicada de la obra es el hincado de los colectores horizontales, la cual se realiza empleando dos gatos hidráulicos gemelos con una capacidad de 100 ton cada uno, y apoyados en el muro del pozo.

Con el fin de impedir la penetración de agua en el interior del pozo, se dispone entre el colector y la boca de salida un casquillo impermeable de hule. En el interior del conducto va un tapón móvil especial, provisto de un orificio central en el que se aloja el tubo de extracción de arenas. De esta manera, el agua de la capa freática puede fluir libremente al interior del pozo por los colectores. Como consecuencia de la presión estática, la velocidad del agua en la punta de avance aumenta, haciendo posible el arrastre de las partículas finas que se encuentren en la proximidad de dicha punta.

Esta agua, que contiene una gran cantidad de arena, se extrae inmediatamente por medio de una bomba de achique después de haber dejado sedimentar la arena en el fondo del pozo. Se ha comprobado que para un avance de 1 m de la punta perforada, la cantidad de arena a evacuar varía entre 0.3 m³ y 1.0 m³, aproximadamente. Considerando estas cantidades, puede afirmarse que el colector perforado queda rodeado por un recubrimiento circular de grava de un diámetro del orden de 1.5 a 2.0 cm, cuyo efecto es aumentar notablemente la afluencia del agua hacia el colector.

Otro efecto en la extracción de las partículas finas del terreno en el extremo de la punta perforada es facilitar considerablemente su penetración en el terreno. La carga inicial necesaria desarrollada por los gatos, del orden de 200 ton, puede disminuirse a tan

solo 10 ton a los 10 metros de penetración del colector horizontal. A medida que se va introduciendo el colector, se va prolongando con tramos consecutivos, soldados entre sí.

El tubo central para extracción se instala igualmente en tramos roscados entre si. Una vez que el colector alcanza la longitud deseada, el tubo central se retira y se desmonta.

Capacidad.

La capacidad promedio de un sistema colector es de 20 a 25 m³ por minuto, sin embargo los colectores construidos sobre el Río Wabash producen de 30 a 45 m³ por minuto.

En general la capacidad potencial de los colectores depende de los siguientes factores:

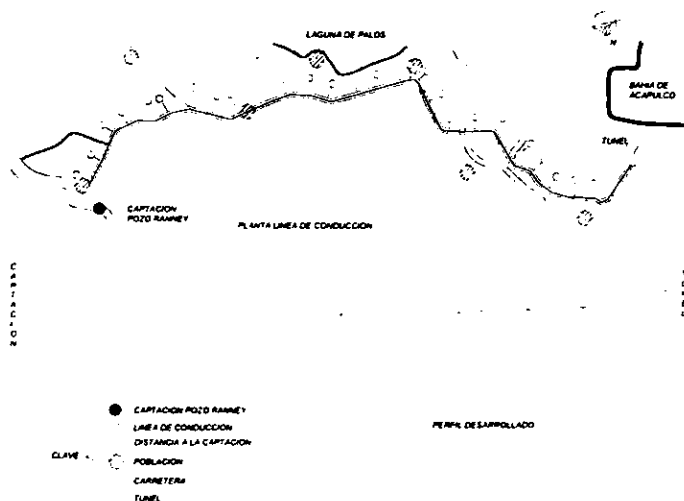
- a) El espesor de la capa permeable.
- b) El radio efectivo del colector.
- c) La permeabilidad del manto.
- d) La distancia efectiva a la corriente superficial.

Proyecto del pozo Ranney en el rio papagayo.

Con este sistema se captan las aguas subálveas del Río Papagayo mediante la construcción de un pozo Ranney de 4 m de diámetro. El número de los drenes radiales será de 8, con una longitud de 25 m, cada uno. En la parte superior del pozo estará localizada la caseta de bombas en la que se alojarán tres motores de 200 caballos cada uno con todos los aditamentos necesarios.

Aproximadamente a 600 metros de longitud, se conectará a la línea de conducción Aguascalientes-Las Cruces, para el suministro de agua potable al puerto de Acapulco, (figura 67).

Fig 67. Línea de conducción Aguascalientes-Acapulco.



Estudios.

Objeto.

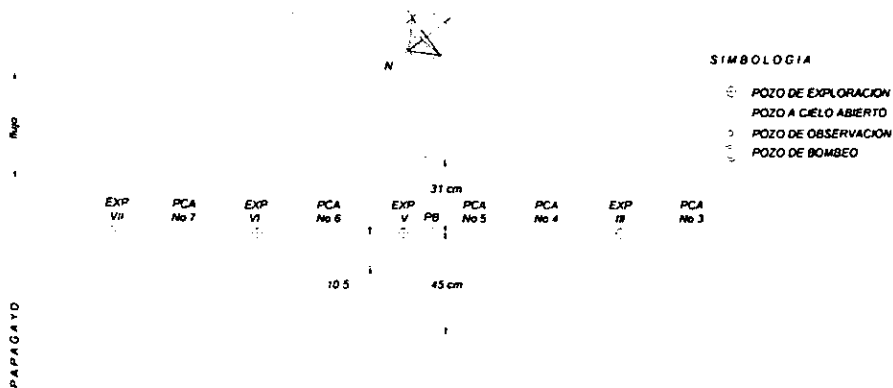
Estos estudios se efectuaron para determinar la factibilidad de desarrollar el sistema Colector Radial que proporcione cuando menos 0.5 m³/s de agua a la ciudad de Acapulco. Gro.

Localización y Geohidrología.

El sitio se localiza del lado sur del río Papagayo, cerca de la población llamada Aguascalientes, a unos 40 km al este de la ciudad de Acapulco, Gro. En el sitio de la prueba, el río Papagayo tiene un ancho aproximado de 500 m y los materiales superficiales consisten de arena, grava y boleos. Inicialmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos perforó cuatro pozos de exploración y construyó cinco pozos a

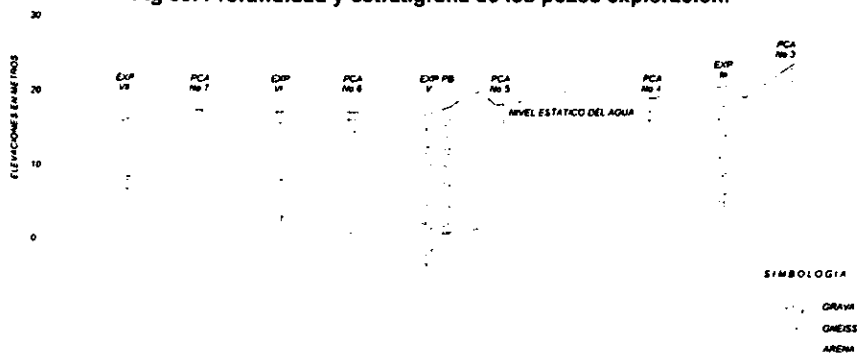
cielo abierto para definir la estratigrafía transversal al río. La localización de estos trabajos aparecen en la Figura 68.

Fig 68. Localización de pozos en el margen del río Papagayo.



Los resultados de estos sondeos muestran que el valle del río se compone de materiales no consolidados y consisten principalmente de arena, grava y boleó de alta permeabilidad que sobreyacen a roca basal que en el sitio del pozo de bombeo es un gneiss granítico, (figura 69)

Fig 69. Profundidad y estratigrafía de los pozos exploración.



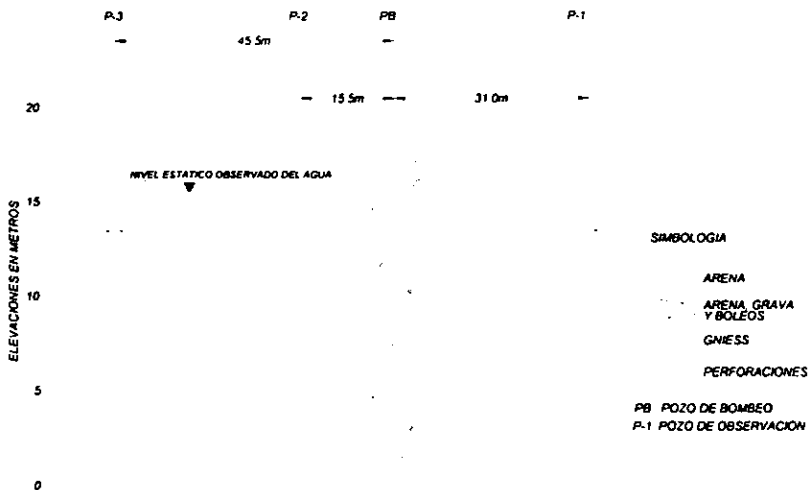
El acuífero de arena, grava y boleos tienen espesores variables desde 8 m en la rampa principal del río, hasta un máximo de 17 en el sitio de la exploración.

Para determinar la permeabilidad y obtener otros datos necesarios para diseñar el sistema colector radial, se decidió efectuar una prueba de bombeo detallada. Se seleccionó un sitio cercano a la Exp. V (ver la figura 68) para hacer la prueba de bombeo, ya que dicho sitio es el de máxima profundidad.

Prueba de bombeo.

Se construyó el pozo de bombeo (PB), con tubería de ademe de 16" de diámetro, ranurada en toda su longitud hasta llegar a 17.50 m de profundidad, después de penetrar en el gneiss. Se colocaron tres pozos de observación de 1" de diámetro, a 15.5, 31.0 y 45.5 m de distancia del pozo de bombeo, (figura 70).

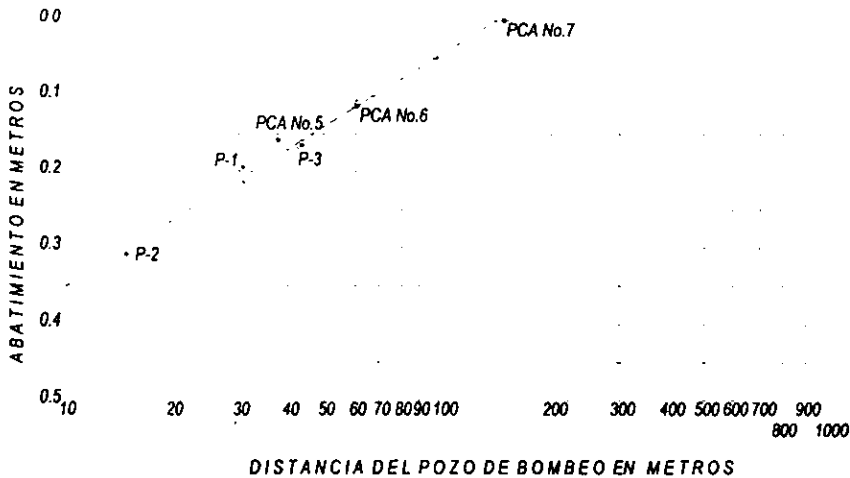
Fig 70. Profundidad y características de los pozos de bombeo y de observación.



Se bombeó continuamente casi 72 horas (desde las 19:15 horas del 13 de marzo hasta las 19:00 h del 16 de marzo de 1968). El bombeo se inició con un gasto de 24 lt/s. A la media noche del 13 de marzo el gasto de bombeo disminuyó a 19.9 lt/s y permaneció constante hasta finalizar la prueba. El agua bombeada del pozo (PB) mantuvo una temperatura de 28°C.

Durante el período de prueba, se efectuaron mediciones a cada hora del nivel del agua, tanto en el río como en los pozos de observación, el pozo de bombeo y los pozos a cielo abierto. Las fluctuaciones de los niveles del agua se muestran gráficamente en los hidrogramas de la figura 71.

Fig 71. Cálculo de la permeabilidad en la prueba de bombeo.



$$T = Pm = \frac{2.3 Q \log \frac{r_1}{r_2}}{2 (s_1 - s_2)} \quad \text{,,} \quad \frac{2.3(33.6)(86.4) \log \frac{100}{10}}{2 (s_1 - s_2)}$$

DONDE:

T = Transmisibilidad en metros cúbicos por día por metro

p = Permeabilidad, en metros cúbicos por día por metro cuadrado

e = Espesor saturado del acuífero, en metros

Q = Gasto, en metros cúbicos, en metros

r₁ y r₂ = Distancia del pozo de bombeo en metros

S₁ y S₂ = Abatimientos a las distancias r₁ y r₂ en metros

T = 3490 metros cúbicos/día/metro cuadrado

P = $\frac{3490}{14.6} = 239$ metros cúbicos/día/metro cuadrado

De la gráfica distancia-abatimiento que aparece en la figura 72, se calculó que la transmisibilidad del acuífero es $3,490 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ ($2,8 \times 10^{-1} \text{ cm}$), para la temperatura de 28 C , indicada.

Capacidad de colector.

La capacidad del colector, dependiente de la infiltración y la cercanía de la fuente de abastecimiento, puede calcularse de la siguiente fórmula general de equilibrio, modificada:

$$Q = \frac{2kes}{2.3 \log \frac{2R}{r}}$$

donde:

- Q = capacidad de colector, en $\text{m}^3/\text{día}$
- k = permeabilidad, en $\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$
- e = espesor promedio del acuífero saturado, en m
- s = abatimiento en el colector, en m
- R = distancia efectiva a la línea de infiltración, en m
- r = radio efectivo del colector, en m

En los cálculos siguientes se supone que el colector se localizará a una distancia no mayor de 50 m de la orilla del río (rama permanente). Se supone, asimismo, que el colector se hincará hasta la elevación -2.0 m y que se colocarán suficientes colectores horizontales laterales a la elevación -4.5 m para desarrollar un radio efectivo de 25 m .

Los cambios de temperatura del agua del río durante todo el año son pequeños, por lo que no se efectuó ninguna corrección por cambio de viscosidad del agua.

Con un nivel de bombeo a la elevación de -7.5 m, el abatimiento en el colector respecto al nivel del río que durante la prueba tuvo una elevación mínima aproximada de -16.0 m, el espesor del acuífero saturado promedio será de 10.25 m y la capacidad del colector será:

$$Q = \frac{2 \times 239 \times 10.25 \times 8.50}{2.3 \log \frac{2 \times 125}{25}}$$

$$Q = 56,900 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q = 0.658 \text{ m}^3/\text{s}$$

que cumple con un 32% más que la capacidad requerida de 500 lt/s

Presupuesto para la obra

- a) Para obtener una idea del costo de construcción de un pozo Ranney, se tomarán como ejemplo los conceptos y trabajos que se consideraron en la construcción del Sistema Colector Radial en el puerto de Acapulco, el cual se localiza, como ya se mencionó, sobre una de las márgenes del Río Papagayo, a 40 km al este de dicho puerto, y que a continuación se enlistan:
1. Estudio Geohidrológico (Prueba de bombeo).
 2. Perforaciones previas (localización del Colector)
 3. Construcción del cajón.

4. Construcción de los colectores laterales.
5. Suministro e instalación de válvulas y accesorios.
6. Trabajo estructural: Casa de bombas, Escalera accesos y Cable - Vía.
7. Trabajo mecánico: Bombas turbina (620 H.P. en total aprox.), Válvulas de control automático y accesorios, Tubería de descargas de 42", Anclajes y Ventilación.
8. Trabajo eléctrico: Arrancadores, Interruptores, Estación de Control Remoto y Prueba del Sistema.

CONCLUSIONES

En el diseño de sistemas de abatimiento del nivel freático se deben de tomar en cuenta factores de vital importancia como son: características del suelo, nivel del agua y su variación con las diferentes épocas del año, permeabilidad del estrato permeable, origen del flujo de agua y las propiedades químicas del agua subterránea que ayudarán a elegir el tipo de material del pozo de bombeo a emplear para contrarrestar la corrosión

Por lo anterior y en excavaciones de grandes dimensiones, es recomendable realizar pruebas de bombeo de las que se obtendrían parámetros representativos en una amplia zona del subsuelo en estudio, tanto en extensión como en profundidad, tomando en cuenta las pérdidas de carga que se presentan al paso del flujo a través de los pozos de bombeo.

En pozos artesianos que penetran totalmente en el estrato permeable con cualquier origen de flujo de agua, se han desarrollado expresiones matemáticas de una manera muy simple. el problema surge al desarrollar expresiones para el flujo de agua de cualquier origen de filtración hacia pozos artesianos que penetran parcialmente y para pozos a gravedad que penetran parcial y totalmente, sin embargo algunos investigadores proponen expresiones empíricas que se deducen del estudio de modelos ayudando de esta manera a minimizar el problema.

Otro problema es calcular el abatimiento del nivel freático en la inmediata vecindad de un pozo de bombeo a gravedad, sea de penetración parcial o total, no obstante también se han propuesto expresiones relativamente empíricas.

Otra herramienta para resolver problemas de flujo de agua subterránea es el método de las redes de flujo, en este más que una solución matemática es una solución gráfica, lo laborioso de este método es que para trazar las redes de flujo se requiere mucha práctica y habilidad o del estudio de redes construidas por otras personas de mayor experiencia.

Las expresiones utilizadas en este trabajo se deducen a partir de un flujo establecido, que es una aproximación de los problemas prácticos que se presentan en la realidad, sin embargo existen expresiones deducidas para flujo no establecido, que también conducen a aproximaciones y los análisis de abatimiento son más laboriosos.

Es de suma importancia instalar instrumentos de medición de la operación del sistema de abatimiento elegido, ya que ayudará a detectar cualquier funcionamiento defectuoso en cualquier parte del sistema y con esto evitar tiempos de espera en la reparación o aún en costos innecesarios por daños a la cimentación.

Es conveniente efectuar una enérgica limpieza de los pozos mediante chifoneo de agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento, también es recomendable que el filtro que se coloque alrededor del pozo cumpla con las especificaciones de filtro necesarias para evitar la tubificación del suelo.

Es recomendable instalar piezómetros abiertos, con objeto de medir la presión del agua subterránea antes, durante y después del abatimiento. La frecuencia de la lectura de los piezómetros puede ser de una lectura al día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana después de terminado el bombeo, hasta que el nivel freático este completamente establecido.

Se revisará la presión de la bomba que opera al sistema, así como el gasto extraído por todas las bombas con una frecuencia de una vez por día, con estos datos se realizarán gráficas de la presión de operación-tiempo y gasto-tiempo respectivamente hasta la suspensión del bombeo.

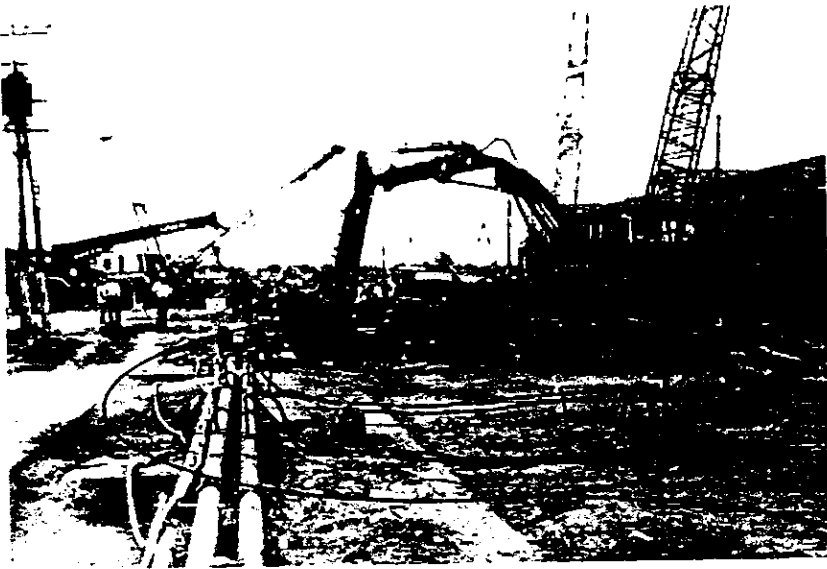
Cuando se abata el nivel freático por medio de electroósmosis se debe controlar el gradiente eléctrico entre la varilla "ánodo" y el pozo "cátodo" con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo. Es importante contar con un generador de corriente continua adecuado para proporcionar los voltajes.

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de aplicación del bombeo, además para que la varilla ánodo no se dañe, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores a 3.0 volts/cm.

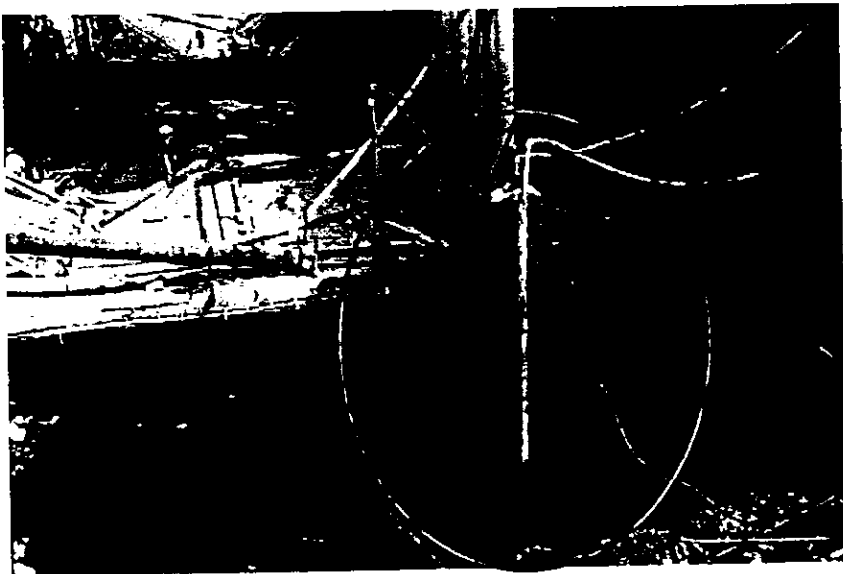
Cuando se realicen excavaciones en zonas urbanas y se tengan construcciones aledañas, se debe utilizar un sistema de abatimiento que evite cualquier asentamiento perjudicial a tales estructuras, si esto llegará a suceder es recomendable recimentar a las estructuras o instalar pozos de recarga para mantener la posición original del nivel freático, por lo anterior es necesario realizar los siguientes trabajos:

- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación, estimar las cargas que transmiten al suelo y establecer los movimientos permisibles
- Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar el procedimiento de construcción y si es necesario modificar este procedimiento.

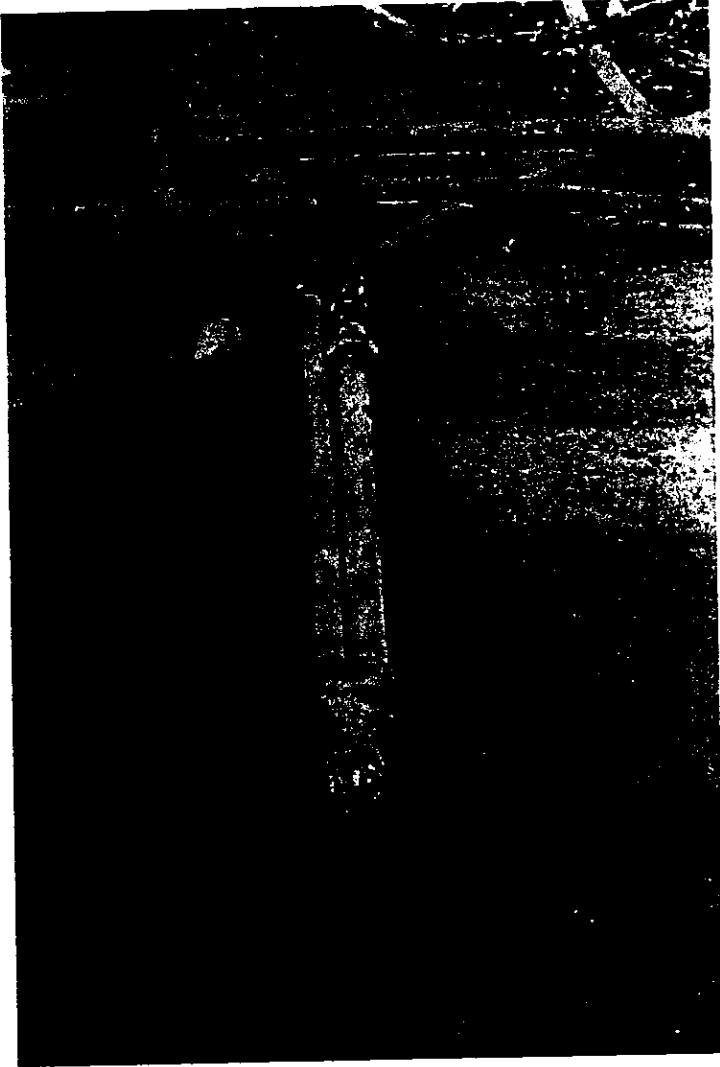
Es importante llevar un control preciso del tiempo de bombeo, pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de las estructuras vecinas, se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación



Puntas eyectoras
Metropolitano L-9, estación Pantitlán



Puntas eyectoras
Metropolitano L-8, estación Chabacano



Punta eyectora
Metropolitano L-B, estación Buena Vista



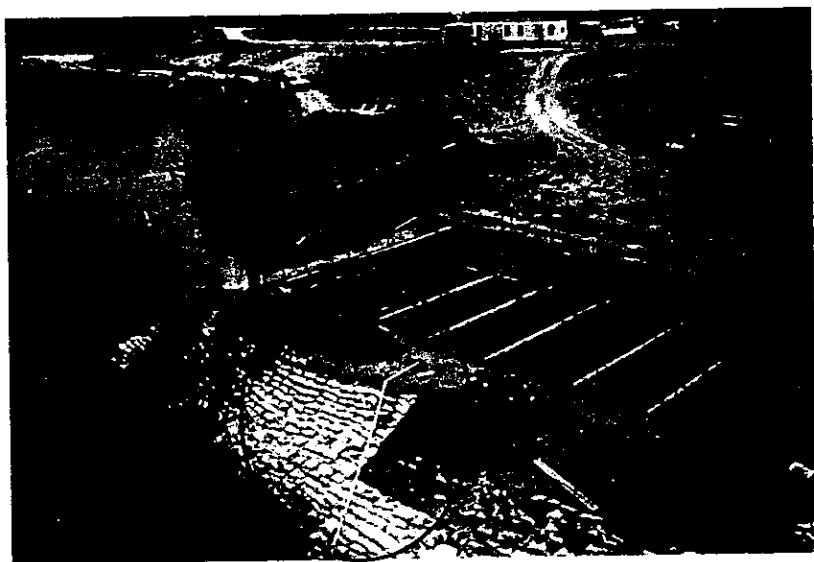
Puntas eyectoras
Metropolitano L-B, estación Garibaldi



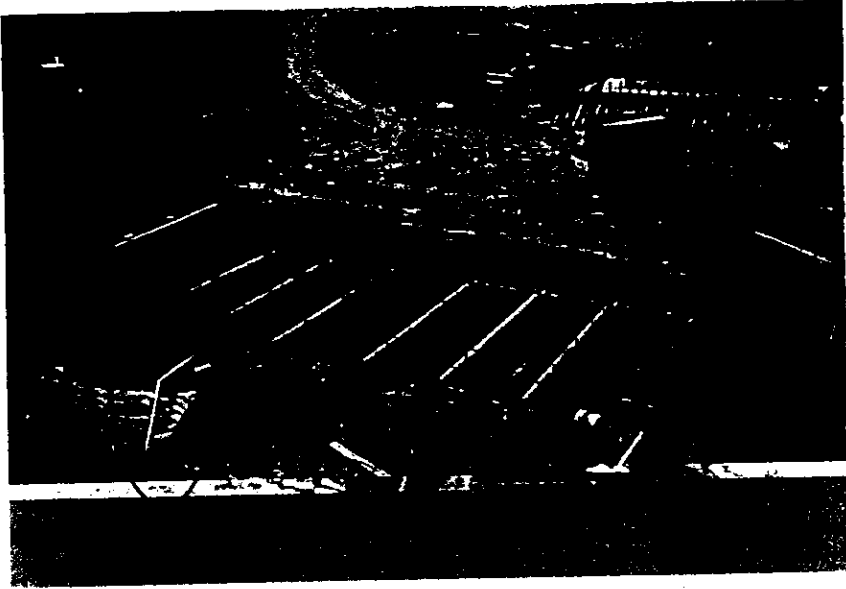
Electroósmosis
Metropolitano L-9, estación Pantitlan



Electroósmosis
Metropolitano L-9, estación Pantitlan



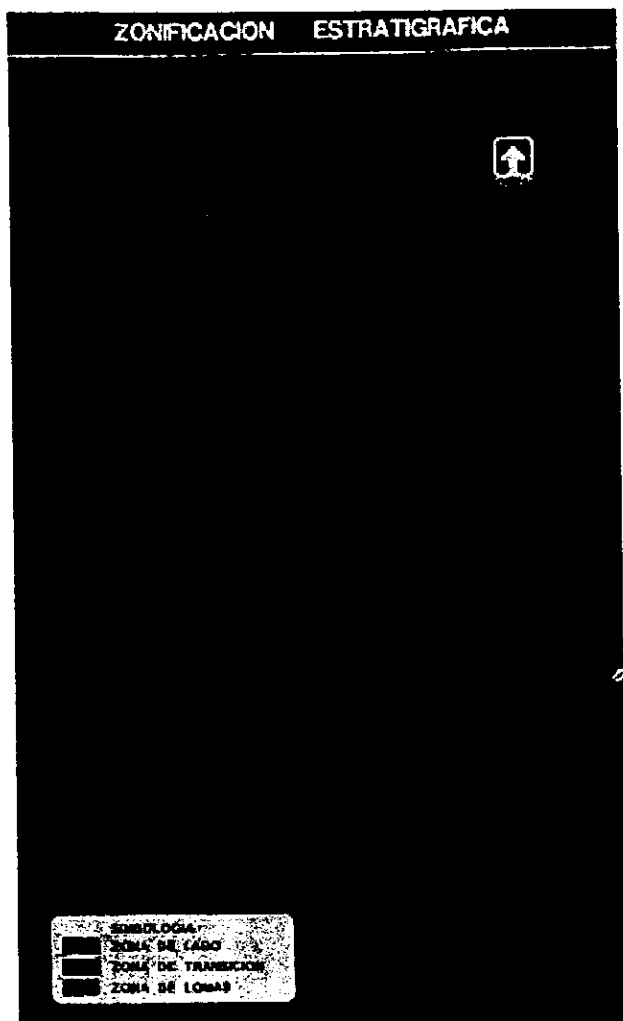
Pozos profundos de 1.0 m de ϕ con bomba sumergible
a 16.0 m de profundidad puente Matamoros-Brownsville



Pozos profundos de 1.0 m de ϕ con bomba sumergible a 16.0 m de profundidad puente Matamoros-Brownsville



Descarga de los pozos profundos
puente Matamoros-Brownsville



Zonificación geotécnica
Ciudad de México.

BIBLIOGRAFÍA

Manzur, Ch I y Kaufman
Dewatering, Capitulo III
Foundation Engineering
G.A. Leonards
Mc Graw Hill Book, 1962

Enrique Tamez González
Control de filtraciones en excavaciones bajo el nivel freático
Cuadernos técnicos ICA 1975

Juárez Badillo y Rico Rodríguez
Flujo de agua en suelos. capitulo III y IV
Limusa, 1982

Construcción Especializada en Geotecnia
Sesión IV. Abatimiento del agua en excavaciones
SMMS. 1989

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito
Federal
Diseño y Construcción de Cimentaciones
Colegio de Ingenieros civiles, 1996

ICA, Instituto de Ingeniería, Solum
Cuarenta años de investigación y práctica en Geotecnia
Memoria, tomo II
Capítulo XV, pozos y abatimientos
FICA, 1996

División de Educación Continua FI-UNAM
Curso: procesos constructivos